MANUAL

DE
PROYECTO GEOMETRICO
DE CARRETERAS

Cuarta Reimpresión

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

MEXICO 1991

CONTENIDO

			Pág.
CAPÍTULO	I	Criterios de Evaluación de Proyectos	1
CAPÍTULO	II	Factores de Seguridad	9
CAPÍTULO	III	Selección de Ruta	33
CAPÍTULO	IV	Metodología del Proyecto	55
CAPÍTULO	V	Elementos Básicos para el Proyecto	63
CAPÍTULO	VI	Capacidad	135
CAPÍTULO	VII	Alineamiento Horizontal	297
CAPÍTULO	VIII	Alineamiento Vertical	351
CAPÍTULO	IX	Sección Transversal	367
CAPÍTULO	X	Proyecto de la Subrasante y Cálculo de los Movimientos de Terracerías	395
CAPÍTULO	XI	Intersecciones	447
CAPÍTULO	XII	Servicios y Accesos	641
CAPÍTULO	XIII	Paisaje	685
Indice			I
Indice de Tablas			IX
Indice de Figuras			XIII

CAPITULO I

CRITERIOS DE EVALUACION DE PROYECTOS

GENERALIDADES

En vista de que la inversión en cualquiera de los sectores económicos del país representa sacrificio de parte del consumo actual en aras de una esperanza de mayor consumo en el futuro, y puesto que en México, el consumo aún no alcanza niveles satisfactorios, se impone un cuidadoso análisis de las inversiones en la infraestructura, que deberá cubrir tanto el monto de la inversión como sus efectos.

Mucho se ha hablado sobre la imperiosa necesidad de planear el desarrollo de los países donde el nivel de bienestar material es bajo, si se compara con el nivel alcanzado ya en los países industrializados. Un gran número de naciones, que reúnen a más de la mitad de la población del globo, se han dado cuenta de que les es posible alcanzar, aunque con grandes sacrificios, un grado de desarrollo que les permita disfrutar de los últimos adelantos de la civilización, educación, servicios asistenciales, servicios municipales, etc., extendidos a todos los integrantes de una colectividad y no solamente a algunos de sus miembros. Este fenómeno se ha intensificado durante la segunda mitad del presente siglo, debido en gran parte, al inusitado desarrollo de los medios de comunicación.

Parecería simple lógica, el que estas naciones siguieran el camino ya recorrido por las más adelantadas, iniciando el proceso con el estímulo a la empresa individual, seguido por la concentración de capitales después del libre juego de la oferta y la demanda y la supuestamente natural conciliación entre las utilidades de las empresas y los intereses colectivos. Pero no debe olvidarse que se trata de una carrera contra el tiempo: lo que algunos países, unos cuantos, lograron en dos siglos, el resto de la humanidad lo debe alcanzar en pocos años. Esto sólo se puede lograr mediante una definición de objetivos, metas parciales consecutivas, estudio de los recursos disponibles, empleo óptimo de ellos y acción programada; en una palabra, con el empleo de las técnicas de planeación, como un instrumento para proporcionar al hombre una vida digna y decorosa.

Para proporcionar la base del desarrollo económico, se requiere llevar a cabo grandes inversiones en los sectores básicos o de infraestructura, puesto que el uso óptimo de los recursos para lograr los objetivos propuestos implica, entre otras cosas, la modificación del medio físico. Tales son, por ejemplo, las inversiones en obras para la generación de energía, para aumentar la productividad del campo mediante el riego, los complejos industriales básicos y las obras para el transporte eficiente de bienes y personas.

En la tercera década del presente siglo, México tuvo que afrontar la urgente necesidad de contar con la infraestructura para impulsar su desa-

rrollo económico y su evolución social. Las inversiones se realizaron mediante el análisis individual de la bondad de cada proyecto, sin establecer una relación con la economía en general. Los resultados fueron satisfactorios, porque la magnitud de los problemas requería solución inmediata y no se hacía necesario establecer una prelación en las inversiones: era urgente lograr la comunicación entre las ciudades más importantes del país; era indispensable dotar de servicios a las grandes ciudades, rehabilitar los ferrocarriles y los puertos y proporcionar energía eléctrica a la incipiente industria.

Las administraciones que han venido actuando desde entonces, han sentido la preocupación por mejorar los procedimientos que permitan definir con precisión, cuáles son las inversiones en obras que resultan más benéficas para los intereses de la colectividad.

Actualmente, existe en México una política de desarrollo sustentada en varios factores tales como la estabilidad monetaria, la reforma fiscal, la estimación periódica de los posibles recursos de inversión y la necesidad de crear empleo para medio millón de mexicanos cada año; esta política permite la formulación de planes sectoriales, de los que se derivan programas coordinados para todo el Gobierno Federal.

Con base en estos lineamientos, la Secretaría de Obras Públicas, tuvo la necesidad de contar con un marco de referencia en el que queden inscritas sus actividades, razón por la cual preparó un plan sectorial a mediano plazo, para definir metas por alcanzar en la expansión y mejoramiento de la red de carreteras, vías férreas y aeropuertos, del cual se han derivado los proyectos de programa de inversiones y en el que se fundarán sus futuras proposiciones.

Un plan así formulado, considera la interacción entre todos los sectores que participan en el esfuerzo común y toma en cuenta, además, que las metas por lograr deben fijarse en razón de las rápidas transformaciones de la estructura social y económica, que caracterizan a la etapa de desarrollo actual y que, por lo mismo, obligan a establecer plazos que hagan buenas las previsiones.

Al señalar los objetivos y los medios necesarios para alcanzarlos, se han tenido presentes las posibilidades y restricciones en materia de recursos. No es razonable suponer una disposición libre en fondos para su encauzamiento a un sector y, por lo mismo, se ha considerado que el crecimiento de 6% anual en la economía, implica un ritmo superior, en cierto grado, al que se ha venido desarrollando en las inversiones en vías terrestres.

Los principales lineamientos de política general en materia de carreteras, que se toman en cuenta para la formulación de proposiciones, pueden resumirse en lo siguiente:

1. Conservar en buen estado la red existente, para asegurar el servicio eficaz y permanente.

2. Terminar, al ritmo adecuado, las obras iniciadas, buscando la oportuna obtención de los beneficios previstos.

3. Construir nuevas carreteras que sirvan a núcleos de población actualmente incomunicados y propicien la incorporación de zonas capaces de aumentar la producción.

4. Construir obras que mejoren el sistema carretero en zonas ya comunicadas, cuando la demanda así lo requiera. Tal es el caso de ampliaciones, acortamientos y autopistas.

El crecimiento de una red de carreteras y el uso cada vez más intenso a que se encuentra sujeta, obligan a otorgar una particular atención a su conservación, dentro de los programas de inversiones. Dentro de esto, algunos tramos de la red deben ser reconstruidos por haber sido realizados con las limitaciones y experiencias propias de la época en que se construyeron; otros tramos requieren una verdadera modernización, entendida ésta como una modificación radical de las características geométricas y físicas.

Con relación a las proposiciones de nuevas obras que se incluyan en un plan, se hace necesario analizar los enlaces carreteros necesarios para desarrollar las actividades generadas entre los diversos centros de concentración en el país, con objeto de determinar cuáles resultan más deseables desde los puntos de vista político, social y administrativo por una parte y económico por la otra, para su posterior evaluación.

Es deseable que la capital federal se encuentre ligada por carretera, con las capitales de los Estados, etapa que ya ha sido alcanzada; pero que admite proposiciones que se refieren al establecimiento de rutas más rápidas o más cortas. También es conveniente que se establezcan relaciones político-administrativas de la capital federal con los puertos marítimos y fronterizos, de las capitales de los Estados entre sí y entre los puertos, condición que se logra cumplir al establecer un cierto número de proposiciones que se suman a las ya mencionadas. Todo ello puede representarse gráficamente, resultando la red integrada por las carreteras existentes y por las proposiciones obtenidas en cada una de las estructuras anteriores.

En cuanto al aspecto económico, el análisis del funcionamiento de una red se lleva a cabo mediante la determinación de los enlaces carreteros necesarios entre los polos de concentración de la producción y los centros consumidores, según las siguientes actividades:

a) Agrícolas

b) Ganaderas y Pesqueras

c) Industriales

d) Comerciales, Educacionales y Turísticas

El primer paso consiste en fijar los polos de concentración de los diferentes productos seleccionados en los estudios sobre el uso actual y potencial del suelo en el territorio nacional, con base en la información obtenida de publicaciones estadísticas que en México provienen de las Secretarías de Industria y Comercio, Recursos Hidráulicos y Agricultura y Ganadería, la cual se representa en cartas geográficas. En seguida se procede a la determinación de los centros representativos del consumo, tomando en cuenta investigaciones por muestreo y censos tanto industriales como de población. La diferencia entre el volumen de producción y el consumo de cada uno de los distintos artículos analizados, define una corriente en el sentido en que el consumo es mayor que la producción.

El esquema de enlaces resultante permite determinar las proposiciones de carreteras deseables en relación con las actividades económicas.

Finalmente, se realiza la síntesis dando como resultado una proposición de red que satisface las necesidades de transporte carretero al nivel nacional.

Pero estas proposiciones constituyen sólo un catálogo de proyectos de inversiones en obras que deberán ser sujetos a evaluación para definir prelaciones que conduzcan a la elaboración de un programa, es decir, se impone la necesidad de realizar un cuidadoso análisis de los efectos que producirán las inversiones que corresponden a cada proposición.

Con referencia a inversiones en carreteras, los efectos son diferentes según el medio económico en que se aplican. Es decir, las consecuencias serán muy distintas si la inversión se realiza en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra en la que apenas se inicie un proceso de incorporación a la economía de mercado; ello determina que la naturaleza dominante de las consecuencias de invertir en carreteras, dé lugar al establecimiento de las siguientes categorías en las operaciones: carreteras de función social, carreteras de penetración económica y carreteras para zonas en pleno desarrollo. Para cada uno de estos tipos, el patrón de medida y los procedimientos de cálculo para cuantificar los beneficios, serán forzosamente diferentes. Por supuesto, pueden presentarse casos intermedios.

Las carreteras de función social son las obras en las que las consecuencias de invertir se manifiestan principalmente en el campo social, porque la zona afectada sea de escasa potencialidad económica pero con fuerte concentración de población. Allí, la comunicación permanente entrañará un cambio decisivo en el modo de vida. Es pues, natural, que en estos casos el criterio de evaluación se base en la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes por servir.

Las carreteras de penetración económica son las obras en las que el impacto principal sea la incorporación al proceso de desarrollo general de zonas potencialmente productivas. Son obras que propician la realización de inversiones en otros sectores y el rápido incremento de las actividades económicas y, por lo tanto, la principal consecuencia será el aumento de la producción, primero en las actividades primarias y después en las de transformación y servicios. El método de evaluación en este caso, se basa en el cálculo de la producción que será agregada a la economía nacional, si se lleva a cabo la construcción de la obra considerada.

El criterio de selección empleado en este caso, se basa en la productividad de la inversión que se calcula a partir de la producción que sería agregada a la economía nacional, mediante la construcción de la obra vial considerada. Entonces, el valor de esa producción, en cierto año, se relaciona con el costo de la obra y se obtiene, así, un índice llamado de productividad que, aun cuando no expresa un valor absoluto de las ventajas de la inversión, permite comparar distintas inversiones dentro de esta categoría.

En el cálculo del valor de la producción, se tienen en cuenta las actividades primarias y se estima de acuerdo con las técnicas y rendimientos tradicionales de la región, sin considerar la evolución de esa producción a través del tiempo, a fin de mantener una posición conservadora en cuanto al indicador del beneficio de la inversión. El cálculo del costo se limita a la consideración de la cantidad necesaria para la construcción de la obra vial idónea. Como la relación que proporciona el índice de productividad se establece al margen del factor tiempo, no se consideran los costos de conservación, ni las inversiones necesarias para mejorar las condiciones de las obras, de acuerdo con su evolución. La omisión de estos costos se

encuentra ampliamente compensada con los beneficios de carácter social, no mensurables, que la obra supone.

La expresión que establece el índice de productividad puede escribirse como sigue:

$$IP = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_i^a P_i}{C}$$

En la que:

IP = Indice de productividad.

X_i^a = Volumen de la producción del bien i, en el año a, en la zona servida por la obra vial.

P_i = Precio del bien i.

C = Costo de construcción de la obra vial.

Normalmente, como antes quedó expuesto, sólo se consideran los productos derivados de actividades primarias, principalmente agrícolas, entre los que destacan los siguientes: maíz, trigo, arroz, caña de azúcar, café y frutales.

Las carreteras para zonas en pleno desarrollo son aquellas ubicadas en una zona en la que ya existen las vías necesarias para prestar el servicio de transporte y las cuales se desea mejorar o substituir. La consecuencia principal de su construcción será la disminución en los costos de transporte que los usuarios tienen necesidad de afrontar. La posibilidad de cuantificar este ahorro con cierta precisión, con base en observaciones directas y en la proyección al futuro, permite compararlo con los gastos que habrá necesidad de efectuar a lo largo del plazo de previsión y establecer un índice de rentabilidad de la inversión propuesta. Los beneficios directos cuantificables que aportan a la colectividad estas obras, son los ahorros en costos de tracción y en tiempos de recorrido y la supresión de pérdidas motivadas por los posibles congestionamientos, que se presentaran al rebasarse la capacidad del camino.

El cálculo de cada uno de estos ahorros se realiza mediante la comparación entre los costos para la situación actual y los que prevalecerán una vez construida la obra propuesta. Esa comparación se hace para toda la vida útil de la nueva obra y se calculan los ahorros totales, o sea el beneficio que ésta proporcionará, en cada uno de los años en que estará en servicio. La estimación de costos se realiza, también, a lo largo de la vida útil de las obras, tomando en cuenta tanto la inversión inicial, como los costos de conservación y de posibles reconstrucciones que hubieran de realizarse. Una vez obtenidos los beneficios y costos que se presentarían durante la vida útil de las obras, se procede a determinar lo que puede estimarse como su valor actual.

Para determinar el valor actual de un peso ganado o gastado en cada uno de los años futuros, se aplica una tasa de actualización del 12% que expresa, en términos económicos, el punto de equilibrio entre la necesidad de sacrificar el consumo actual, dadas las necesidades del momento. (Desde el punto de vista financiero, la tasa de actualización incluye el "costo" del capital utilizado en la inversión y la disminución en el tiempo del poder

adquisitivo de la moneda.) La aplicación de las consideraciones anteriores se resume en una comparación para cada alternativa, cuyos elementos son los beneficios y costos por año y sus respectivos valores actualizados. La suma de los beneficios actualizados representa el valor que podemos asignar hoy a los beneficios que la inversión producirá en el período considerado; asimismo, la suma de costos actualizados representa el valor actual que la inversión implica durante el mismo período.

El cociente que resulta de dividir los beneficios actualizados entre los costos actualizados es un índice de rentabilidad que expresa la calidad de la inversión, el cual permite rechazar las inversiones no rentables y, por comparación, establecer la prelación de las rentables.

El cálculo del índice de rentabilidad se sintetiza en la siguiente expresión:

$$IR = \frac{B_o + B_1 \frac{1}{1+a} + B_2 \frac{1}{(1+a)}2 + \ldots + B_n \frac{1}{(1+a)}n}{C_o + C_1 \frac{1}{1+a} + C_2 \frac{1}{(1+a)}2 + \ldots + C_n \frac{1}{(1+a)}n}$$

En la que:

IR = Indice de rentabilidad.

Bi = Beneficio total en el año i.

Ci = Costo causado por la obra en el año i.

a = Tasa de actualización, considerada constante en el período estudiado

En virtud de la distinta naturaleza de las consecuencias que se presentarán, es necesario aclarar que los criterios de evaluación descritos sólo permiten, hasta el momento, el establecimiento de prelaciones en cada categoría, ya que no es posible compararlas entre sí y la parte proporcional que a cada una de ellas corresponda en los programas, dependerá de la sana evolución de la red, a fin de evitar cuellos de botella en la economía y una concentración de ingresos en sectores privilegiados de la población.

Es útil hacer algunos comentarios adicionales con relación a la experiencia obtenida en México, así como de las posibles modificaciones a la práctica seguida hasta la fecha.

1º Los métodos descritos para la evaluación de inversiones en vías terrestres han funcionado con buen éxito debido a que su aplicación es factible en todo proyecto, sin necesidad de efectuar modificaciones de fondo, que involucren problemas de investigación en relación con cada proposición. Dentro de esta tónica, cualquier cambio que se pretenda introducir en estos métodos, deberá contemplar el mejoramiento en la aproximación de los procesos, con el uso de las nuevas técnicas disponibles, sin entorpecer la sencillez de su aplicación y con el propósito de obtener mejores elementos de juicio para la formulación de programas.

2º Aquellos proyectos que se evalúan atendiendo a su función social podrían estudiarse, añadiendo consideraciones relativas a la capacidad financiera de los sectores, fuentes de inversión e indicadores que midan los beneficios secundarios provenientes de su puesta en servicio. Sería deseable contar pues, con el conocimiento de las restricciones, deducido de los primeros juicios y con índices que traduzcan el número de traba-

jadores empleados por unidad de capital invertido, el producto por unidad invertida, etc. Con estos argumentos, además de redondear una idea más general de su buen éxito, podrán llevarse a cabo programas que conduzcan en el nivel nacional, a óptimos de ocupación de mano de obra y del producto involucrado en estas actividades.

3º Las carreteras de penetración económica, cuya función es romper situaciones de autoconsumo e integrar áreas productivas a la economía nacional, se evalúan en términos de uno de los conceptos más complejos asociados a toda vía de comunicación: su zona de influencia. A este respecto, la estimación de los potenciales agropecuarios, sería relativamente sencilla con el auxilio de la fotointerpretación que, a su vez, podría arrojar luz sobre la utilización y dimensiones de las áreas de influencia de caminos de penetración económica, ya construidos y en funcionamiento, lo que se traducirá en una comparación a lo largo del tiempo, con las previsiones que resultaran de la evaluación. El método empleado para formar las prelaciones de este tipo de proyectos, se juzga adecuado para lograr su programación y sólo restaría realizar estudios encaminados a determinar restricciones.

4º Tocante a las obras que sirven zonas desarrolladas, debe cuidarse el estudio de mercado de servicios, tratar de obtener relaciones entre los niveles de actividad regional y los propios del tránsito generado. Más aún, es conveniente analizar estas vías conjuntamente con la red que las contiene, pues los efectos que trae consigo una modernización o un acortamiento no se limitan a la obra en cuestión, sino que se difunden en todo el conjunto entendido como red. La Ingeniería de Sistemas ofrece métodos aplicables a estos casos, tales como el establecimiento de modelos probabilísticos aplicables al tránsito, el análisis de flujos y la determinación de rutas óptimas.

5º La proposición de programas anuales de obras, debe considerar esencialmente el proceso productivo que significa la construcción misma, pues en él existen los insumos tales como materiales, energía, la mano de obra y el empleo de los bienes de capital y por otra parte, el desarrollo de toda actividad constructiva, se lleva a cabo dentro de restricciones técnicas, financieras, políticas y en general, de disponibilidad de factores de producción. En estas condiciones, la aplicación de la Programación Matemática a la formulación de acciones que conduzcan al beneficio máximo dentro de las restricciones que priven, podría robustecer los sistemas actuales y evitar estados de desequilibrio durante la ejecución de los proyectos.

CAPITULO II

FACTORES DE SEGURIDAD

GENERALIDADES

El transporte automotor si bien ha venido a facilitar la vida del hombre y a influir notablemente en sus actividades sociales y económicas, también ha llegado a constituir una importante causa de accidentes, siendo motivo de miles de muertes cada año. Esto ha despertado gran inquietud entre todos los especialistas y ha motivado gran número de estudios, para determinar los factores de seguridad que intervienen en la operación de las carreteras. En este capítulo se tratarán los aspectos más importantes de este problema.

2.1 ACCIDENTES

Los estudios realizados al respecto indican que para reducir los accidentes viales se necesita:

Mejor preparación del usuario,
Mayor seguridad de los vehículos,
Adecuada legislación y vigilancia,
Condiciones que permitan una mejor operación del sistema vial.

La intervención del proyectista de caminos es muy pequeña en las tres primeras condiciones; pero es determinante sobre la última. Nunca debe olvidarse que, por otra parte, las características de cualquier obra vial deben justificarse a través de análisis de tipo económico, para el lapso previsible de funcionamiento.

Actualmente y gracias a la experiencia y estadística de distintos países, se cuenta con abundante información para la elaboración de proyectos que consideren más claramente los distintos factores concurrentes en la operación de un vehículo, como son las necesidades y limitaciones del usuario.

De todos los accidentes relativos al transporte automotor, los estudios indican que, en un 75%, la causa principal es atribuible al conductor. Los principales motivos en ese 75% de accidentes son:

Exceso de velocidad,
Invasión del carril contrario,
Impericia del conductor.

Aunque en un accidente, por parte del usuario, influyen factores emocionales, fatiga, hipnosis del camino y la posible impreparación del con-

ductor, también debe considerarse que en la mayoría de los accidentes, las circunstancias habrían cambiado de tenerse un camino en mejores condiciones.

Dada la concentración de accidentes en intersecciones y en el paso por poblaciones, la atención del proyectista en estos puntos debe ser mayor, con objeto de equilibrar las demandas del tránsito en cuanto a volumen, velocidad, características de aceleración y desceleración, con el proyecto apropiado de un entronque o de un acceso a una zona urbana; llegando siempre a una solución que, tomando en cuenta la seguridad, se justifique a través de un estudio económico, en que se involucre muy principalmente el costo de la obra resultante con el costo de los accidentes que se evitarán con esa obra. Aparte de las colisiones frontales por invasión de circulación contraria y colisiones laterales en cruces a nivel, otro tipo de accidentes es el llamado del "vehículo individual". Muchas veces se piensa que la volcadura, la salida del camino o la colisión contra un objeto fijo, de un vehículo individual, son atribuibles exclusivamente al conductor que se durmió, que iba distraído o que rebasó los límites de seguridad. Sin embargo, esa colisión contra un obstáculo a la orilla del camino no hubiese ocurrido, si se evita la existencia de aquél en la zona de la corona. También puede pensarse que ciertas volcaduras no habrían existido si el talud en lugar de $1\frac{1}{2} \times 1$ fuese de 4×1. En otros casos debe aceptarse que no habría ocurrido el derrape en una curva si hubiera existido un coeficiente de rugosidad adecuado en la superficie de rodamiento, la sobreelevación conveniente o bien, el radio de curva congruente con las características del tránsito que se prevé. Los caminos deben proyectarse tomando en cuenta la motivación del usuario que viaja con fines económicos, sociales o recreativos y desea hacerlo en forma cómoda, segura, en el menor tiempo posible.

Es por ello que al proyectar una carretera debe pensarse siempre en el individuo como módulo de proyecto con todas sus facultades y limitaciones, a fin de proporcionarle un camino que corresponda a sus necesidades y reduzca al mínimo los accidentes.

2.2 LIMITACIONES DEL CONDUCTOR

Generalmente se considera que los conductores de vehículos tienen dos limitaciones: la visión y el tiempo de reacción; estas limitaciones deben ser tomadas en cuenta en todo proyecto geométrico de caminos.

El hombre que ha demostrado ser capaz de hacer frente al problema que se le presenta en la conducción de vehículos muy avanzados, tiene que utilizar caminos que frecuentemente resultan inadecuados.

Además, el cambio continuo en las características del vehículo aunado a las limitaciones del usuario, en cuanto a visión y tiempo de reacción, fijan ciertas condiciones de proyecto que deben tomarse en cuenta.

2.2.1 Visión

En el inciso 5.1.1. de esta publicación se hace también referencia a lo estudiado respecto a la visión del conductor.

La máxima agudeza visual del conductor, corresponde a un cono de 3 grados, siendo bastante clara la visión entre 5 y 6 grados; hasta 12 gra-

dos la visión es regularmente clara. En el resto del campo visual la visión es borrosa, aunque se pueden distinguir la luz y el movimiento.[1]

Si suponemos que se tiene un cono de visión de 10 grados a cada lado del eje del camino, se considera que con ligeros movimientos del ojo del conductor, hacia ambos lados, éste obtendrá un campo de visión relativamente clara, de 20 grados, en su trayectoria. En este cono de 20 grados, tan sólo 5 grados tendrán la mayor claridad en cualquier instante. En algunas ocasiones, razones prácticas inducen a aceptar movimientos adicionales del ojo para ampliar ese campo visual y captar algunos detalles, tales como vehículos que se aproximan, señalamiento y otros; sin embargo, el campo visual de todas maneras está limitado a un ángulo agudo.

Métodos empíricos han demostrado que a medida que aumenta la velocidad, el conductor afoca la vista a mayor distancia, esto implica mayor restricción de visión lateral al fijar la vista en un punto distante y limita los movimientos laterales aún más. A este fenómeno se le denomina efecto de visión de túnel, y su característica es que son menos perceptibles los objetos laterales. La anterior es una de las razones por las cuales existe un gran riesgo al cruzar a alta velocidad una zona poblada, o un crucero.

El sentido de la visión consume tiempo para realizar sus funciones; simplemente, para que un conductor revise a izquierda y derecha en una intersección, requiere aproximadamente un segundo para ver si puede pasar.[2]

Otro factor en el que interviene la visión del individuo es el de la percepción de profundidad. Hay cierta limitación en los conductores para percibir la distancia a la cual se encuentran ciertas partes del camino o bien otros objetos sobre él. Cuando este factor se combina con la velocidad, se crea una seria limitación que siempre debe tomarse en cuenta al realizar el proyecto geométrico de una carretera.

El caso crítico ocurre en la obscuridad o en condiciones de poca iluminación, en donde influyen también los efectos del deslumbramiento, que representa tiempo para recuperarse del mismo.

De acuerdo con algunos estudios, durante el día, la visión de un conductor abarcará hasta dos cuadras de distancia en zona urbana y hasta 800 m aproximadamente en la carretera.[3]

Empíricamente se ha determinado que la distancia de percepción nocturna se reduce hasta llegar a un 35% aproximadamente de la normal, cuando un conductor está frente a las luces de otro vehículo.[4] La contracción de la pupila para hacer frente a esta circunstancia tarda 3 segundos generalmente y para la recuperación de su diámetro normal, después que desaparece la fuente de luz que tenía enfrente, se requieren 6 segundos o más.[5] Este factor es determinante al considerar los proyectos de intersecciones y ha motivado que se recomiende la iluminación apropiada de todo entronque importante.

[1] Pág. 84. *Traffic Engineering Handbook*, 2ª edición; Institute of Traffic Engineers. Washington, D. C., 1965.

[2] Misma página de la obra citada.

[3] Pág. 90 de la obra citada.

[4] Pág. 93 de la obra citada.

[5] *Fundamentals of Traffic Engineering*. 6th Ed. Pg. III-2. Norman, James and Hamburger. The Institute of Traffic of Transportation and Traffic Engineering. University of California.

2.2.2 Tiempo de reacción

El conductor principalmente percibe estímulos visuales, auditivos y cinéticos, y se acepta que el tiempo de reacción depende del tipo de estímulo percibido.

El intervalo que existe entre ver, oír o sentir y la acción de responder a estos estímulos en cualquier situación del tránsito, se llama tiempo de reacción.

La decisión que los estímulos originan, la toma un conductor a través de un proceso intelectual que termina en un juicio. En el conductor, la repetición de situaciones crea hábitos y reacciones reflejas. Estas últimas, de menor duración que la respuesta a una situación compleja o nueva, se basan en juicios realizados anteriormente por el cerebro y decisiones tomadas ante situaciones similares.

El tiempo de reacción podrá variar según distintos conductores y según las distintas situaciones del tránsito. En los conductores varía con la edad, con el estado emocional y según el estado físico, así como con los distintos estímulos que pueden presentarse. Las situaciones complejas en el camino, requerirán un mayor tiempo de reacción que las situaciones sencillas. Los motivos de distracción incrementarán el tiempo para reaccionar.

En términos generales, el tiempo de reacción es el necesario para que el conductor se haga cargo de la situación y empiece a actuar; por ejemplo, aplicar el freno o dejar de acelerar. Mediante pruebas de laboratorio y de campo se ha determinado que el tiempo de reacción para fines de proyecto puede variar desde 0.5 hasta 2.5 segundos.[6]

Se considera que los conductores toman sólo una decisión a la vez. Por tanto, es necesario que el proyectista del camino evite situaciones en las que se requiere tomar múltiples decisiones o donde la decisión de los actos subsecuentes puede distraer a los conductores de una situación inmediata que requerirá toda su atención.

Por otro lado, es indudable que los conductores confían en ciertos patrones de la situación física del camino o del comportamiento del tránsito. Muchas de sus decisiones están basadas en sus experiencias anteriores. En situaciones poco usuales, donde no aparecen factores acostumbrados, tomar una decisión puede llevar demasiado tiempo.

Es necesario dar atención adecuada a los hábitos y a las reacciones condicionadas del usuario. Por ejemplo, será muy conveniente aumentar la información previa con relación a una salida de una autopista del lado izquierdo, ya que el patrón común es que ésta se encuentra del lado derecho.

Un buen proyecto siempre deberá tomar en cuenta la relación entre conductores y patrones establecidos y evitará las situaciones diferentes en lo posible.

[6] *Traffic Engineering Handbook*. Institute of Traffic Engineers. Third Edition, 1965, pág. 82, Washington, D. C.

2.3 ANALISIS DE ACCIDENTES

Con la finalidad de resolver los diferentes problemas que presenta la operación de los caminos, es imprescindible el análisis de los accidentes como una de las bases fundamentales para emitir un juicio que indique sus causas reales y así, proporcionar una solución más segura para los casos actuales y futuros.

Los accidentes se producen por circunstancias inherentes a cualquiera de los tres elementos relacionados, a saber: el camino, el vehículo y el usuario. Para deducir la falla operacional y la magnitud de los accidentes, se deberán estudiar y analizar detenidamente las estadísticas de los mismos. Sólo así se podrá plantear el problema, en busca de una solución consecuente con la realidad. El correcto planteamiento aportará los requisitos que deben cumplirse para tener un buen proyecto geométrico y de señalamiento.

2.3.1 Estadística

El registro de accidentes se inicia con el informe de primera instancia, formulado por el agente de tránsito en cada accidente, al ocurrir los hechos.

Es conveniente que todos los informes sobre accidentes de tránsito sean concentrados a una oficina central, en donde los interesados puedan tener fácil acceso a los mismos.

Para facilitar el uso de los datos contenidos en los informes de accidentes de tránsito, es preciso que sean archivados por orden de ubicación. Para ello, deben usarse unas guías primarias con los nombres de las calles o caminos; en este último caso, con la clave aprobada por la Secretaría de Obras Públicas, para la ubicación de un punto dado sobre el camino.

Con los datos obtenidos se forman mapas de frecuencia de accidentes, para determinar la distribución de los mismos. Estos mapas pueden ser de una región o de una ciudad; se indicará en ellos la situación de los accidentes, empleando símbolos para representar las distintas clases de los mismos.

Cuando se trate de accidentes urbanos se puede usar un plano a una escala entre 1:5 000 y 1:10 000, con los nombres de las calles claramente anotados. En regiones rurales se pueden usar mapas a escala que varíen de 1:25 000 a 1:50 000.

Las indicaciones en los mapas de accidentes se acumularán durante períodos de un año, al cabo del cual se fotografiarán, retirándose posteriormente las indicaciones para empezar a ponerlas nuevamente. Las fotografías de los mapas permitirán comparar la acumulación de los accidentes de un año con otro. En caso de ser únicamente dibujo, se hará uno por año.

Con la ayuda de los mapas de ubicación de accidentes se determinarán los puntos de alta frecuencia, para orientar la labor de estudio, de la que se derivará la experiencia para proyectos de obras futuras y de las posibles modificaciones geométricas de señalamiento, de iluminación, etc.

En la investigación de los lugares críticos, donde se concentran los accidentes, se deben dibujar diagramas de colisiones y de condiciones físicas. Los detalles importantes que pueden afectar las condiciones del tránsito y que deben incluirse son:

1. Guarniciones
2. Linderos
3. Banquetas y entradas
4. Obstrucciones visuales
5. Obstrucciones físicas en la calzada
6. Cunetas
7. Puentes
8. Pasos a desnivel y alcantarillas
9. Semáforos, señales de tránsito y marcas en el pavimento
10. Iluminación
11. Rampas y pendientes
12. Tipos de pavimentos
13. Propiedades adyacentes a la vía
14. Irregularidades en la superficie de rodamiento, etc.

2.3.2 Falla operacional

El accidente involucra circunstancias físicas y humanas, las cuales deben determinarse. Para ello se estudiarán las condiciones del lugar, las limitaciones físicas y mentales del usuario y su comportamiento en el movimiento vehicular, las condiciones del camino y del vehículo y demás hechos útiles para valorar la causa del accidente, debiéndose determinar el elemento que falló y por tanto es motivo de corrección. Las soluciones futuras procurarán evitar que se repitan los tipos de accidentes antes registrados.

2.3.3 Magnitud

Para medir la magnitud de los accidentes no deben usarse números absolutos, sino cifras relativas tomando en cuenta los elementos que intervienen, cuantificándolos por medio de índices, como los citados a continuación:

Indice basado en la población
Indice basado en el número de vehículos
Indice basado en el tránsito
Indice para intersecciones

2.3.4 Indices de accidentes y mortalidad

Estos índices son los instrumentos para medir la gravedad del problema en números relativos; básicamente existen dos tipos, los que se refieren al total de accidentes y los que se refieren al total de muertos; en ambos, es costumbre tomar como período un año.

Indice basado en la población.—Relación entre el número de accidentes que ocurren en una ciudad, región, país o sistema vial, y el número de habitantes de la unidad geográfica considerada.

$$\frac{A}{P} = \frac{\text{Número de accidentes en el año} \times 100\,000}{\text{Número de habitantes}} = \text{Accidentes por cada } 100\,000 \text{ habitantes}$$ [7]

[7] *Ingeniería de Tránsito*. Ing. Rafael Cal y Mayor. 2ª edición, México, 1966.

Es útil para hacer comparaciones cuando las condiciones socioeconómicas sean semejantes.

Indice basado en el número de vehículos.—Relación entre el número de accidentes que ocurren en la unidad geográfica considerada y el número de vehículos registrados en la misma.

$$I_V^A = \frac{\text{Número de accidentes en el año} \times 10\,000}{\text{Número de vehículos registrados}} = \text{Accidentes por cada 10 000 vehículos registrados}$$ [8]

Util para comparar ciudades, entidades, países o sistemas viales.

Indice basado en el tránsito.—Relación entre el número de accidentes en una unidad geográfica y el tránsito en esa unidad, expresado en vehículos-kilómetros.

$$I_K^A = \frac{\text{Número de accidentes en el año} \times 10\,000\,000}{\text{Número de vehículos-kilómetros}} = \text{Accidentes por cada 10 000 000 de vehículos-kilómetros}$$ [8]

Util para comparar tramos de caminos, núcleos de población, entidades o países.

La unidad vehículos-kilómetros puede determinarse, ya sea multiplicando el número de vehículos al año por la longitud recorrida en el tramo, en el caso de un tramo determinado de un camino, o bien multiplicando el consumo anual de combustible por el rendimiento promedio.

Indice para intersecciones.—Relación entre el número de accidentes que ocurren en una intersección y los volúmenes que concurren a la misma por sus accesos.

$$I_I^A = \frac{\text{Accidentes} \times 10\,000\,000}{\text{Suma de volúmenes en los accesos de la intersección}} = \text{Accidentes por cada 10 000 000 de vehículos}$$ [9]

Para obtener índices de mortalidad se usarán las fórmulas anteriores, sustituyendo el número de accidentes por el número de muertos en el año.

2.4 LOS ACCIDENTES Y LA SECCION TRANSVERSAL

En el extranjero han sido realizadas algunas series de estudios que suministran o arrojan datos para determinar la relación entre el número de carriles y los accidentes, en función de los volúmenes de tránsito; a continuación se mencionan y comentan los más importantes. En México, por carecerse hasta el momento de estudios propios al respecto, se recurre a estos estudios tomándose los resultados con las debidas reservas.

[8] *Ingeniería de Tránsito.* Ing. Rafael Cal y Mayor. 2ª edición, México, 1966.
[9] Obra citada.

2.4.1 Número de carriles

Una de las primeras investigaciones de seguridad en carreteras con diferente número de carriles, fue un estudio realizado en Massachusetts, E.U.A., en que se relacionan carreteras de 2 y 3 carriles, Figura 2.1. Se encontró que los caminos de 2 carriles tenían un índice mayor de accidentes que los de 3 carriles, hasta volúmenes de 2.6 millones de vehículos al año, o sea poco más de 7,000 vehículos diarios. Al llegar a este punto el índice para caminos de 2 carriles se mantiene constante, mientras que el de 3 carriles continúa aumentando conforme se incrementa el volumen de vehículos. Debido a que las colisiones de frente, con gran saldo de heridos y muertos, fueron asociadas con los caminos de 3 carriles, ese tipo de carreteras ya no se construye, excepto en tramos de pendientes largas, en donde el tercer carril es construido únicamente para dar oportunidades de rebase cuesta arriba.

Las carreteras de 4 o más carriles, por tener capacidad para mayores volúmenes de tránsito, debieran tener más accidentes que los caminos de 2 carriles; sin embargo, se ha determinado que tienen índices de accidentes menores.

El número de carriles está definido por la demanda en un tramo dado de carretera; la experiencia ha demostrado que el grado de seguridad depende más del ancho de los carriles, que del número de éstos.

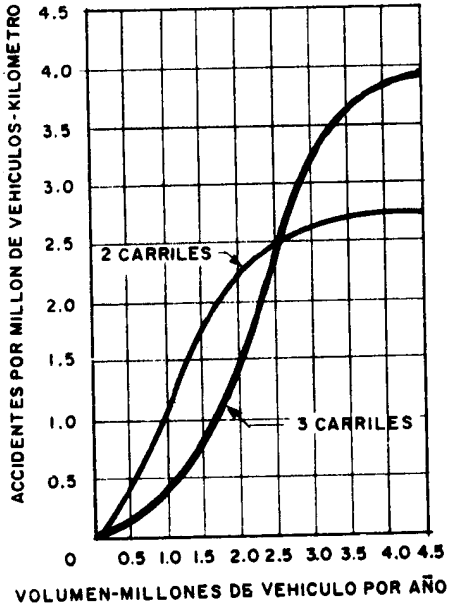


FIGURA. 2.1. INDICE DE ACCIDENTES PARA CARRETERAS DE 2 Y 3 CARRILES CON RELACION AL VOLUMEN DE TRANSITO

2.4.2 Ancho de carril

Desde hace años, buscando la justificación económica del ancho de los carriles, se pensó que si los amplios fueran más seguros que los estrechos, los beneficios de la ampliación podrían ser significativos, en términos de ahorro de costos por accidente. Se reconoció que el aumento en el ancho del carril es una garantía de seguridad.

En efecto, la investigación de los registros de accidentes en carreteras de 2 carriles, de varios anchos, en el Estado de Michigan, permitió concluir que los más anchos eran más seguros.[10] Al estimar el costo de los accidentes se concluyó que el ahorro por su reducción, como regla general, era de tal cuantía, que resultaba suficiente para cubrir el costo probable de la ampliación de la calzada de los 5.50 a 6.10 m.

Aunque la limitación principal a la construcción de calzadas más anchas ha sido de orden económico, hay también algunas razones de operación, por las que los anchos de la superficie de rodamiento no son más grandes. En efecto, si se ofrece una gran libertad de movimiento a los conductores, éstos tenderán a efectuar maniobras impropias y quizá a formar otro carril; una carretera de 2 carriles que tenga un ancho de calzada de 8 m, puede ser convertida en una carretera de 3 carriles con ancho de 2.65 m cada uno. El ancho de 3.65 m actualmente aceptado es probablemente muy cercano al ancho de carril ideal para tránsito mixto de alta velocidad.[11]

Estos resultados generales obtenidos, relacionando el ancho de la carretera con los accidentes de tránsito, fueron respaldados por investigaciones posteriores. Los resultados del Interstate Accident Study, un estudio similar en Minnesota, E.U.A., y otro en Inglaterra, dieron resultados sorprendentemente parecidos, comprobando la reducción del índice de accidentes al ensancharse la superficie de rodamiento, Figura 2.2.[12]

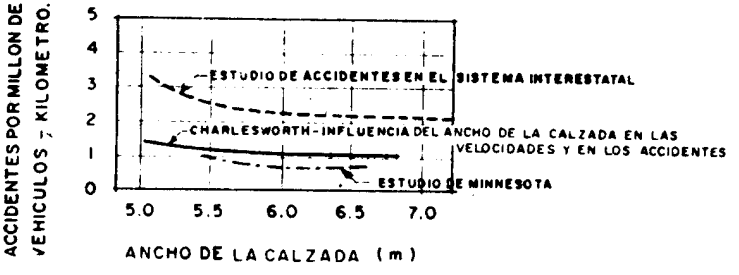


FIGURA 2.2. INDICE DE ACCIDENTES CON RELACION AL ANCHO DE LA CALZADA

FUENTE: Traffic control and roadway elements; Their relationship to Highway Safety-Automotive Safety Foundation. 1963, págs. 15 y 16.

[10] Morrison Roger L. *El efecto de los anchos de calzada en los accidentes.* Highway Research Board Proceedings. 1934.

[11] Matson Smith Hurd. *Traffic Engineering.* Edición 1955, pág. 401.

[12] *Traffic Control and Roadway Elements.* Their relationship to highway safety. Automotive Safety Foundation, 1963, pág. 16.

En otra investigación que cubrió cerca de 384 km de carreteras de 2 carriles, que habían sido ampliados de 5.50 a 6.70 m,[13] habiendo excluido todos los accidentes que ocurrieron durante la construcción o al realizar trabajos de conservación, así como en las entradas y salidas de los entronques, se encontraron reducciones en los índices de accidentes, después del ensanchamiento, que variaron de 21.5% para caminos de bajos volúmenes hasta 46.6% para caminos de altos volúmenes. En general, los datos indicaron que el ensanchamiento fue muy efectivo en tramos de altos volúmenes y altos índices de accidentes, como se muestra en la tabla siguiente:

Índice original accidentes vehículos-km.	% de reducción	Volumen original de tránsito (TDPA)
Menor de 2.4.....	21.5	2 170
De 2.4 a 3.0.....	25.2	2 284
De 3.0 a 3.8.....	34.4	2 700
De 4.0 y más.....	46.6	3 006

2.4.3 Rayas de carriles

Es ya una práctica mundial el pintar la raya central, las de los carriles y las laterales en calles y caminos. En varios casos se encontró evidencia de los efectos de esta práctica en relación a la seguridad. En un estudio realizado, cuando se pintaron las rayas en la red vial del Pentágono, en Washington, se concluyó que se había obtenido un 33% de reducción en los accidentes.[14]

Ocho estudios realizados en diferentes entidades de los Estados Unidos, indican cómo el pintar rayas laterales afectó la seguridad y en cinco casos se redujeron los accidentes, en uno subieron y en otro no hubo cambio apreciable. Los siete casos corresponden a carreteras de 2 carriles. Para autopistas, con sólo un caso investigado, se encontró una reducción del 65% después de pintar las rayas laterales.

2.4.4 Acotamientos

Cualquier teoría general sobre la frecuencia de accidentes, sostendrá que los acotamientos más anchos deben prestar una mayor seguridad, porque significan un espacio mayor de maniobras, mejor visibilidad y área para estacionar vehículos descompuestos fuera de la superficie de rodamiento. Esta presunción podría parecer válida, particularmente donde todas las obstrucciones estuvieran fuera del acotamiento.

Antiguamente los acotamientos se construían de tierra y grava y es obvio que esto constituía un peligro, debido a que el vehículo muchas

[13] Cope, A. J. *Experiencias en accidentes.* Antes y después de ensanchar el pavimento. *Revista Traffic Engineering.* Dic. 1955, pág. 114. Instituto de Ingenieros de Tránsito, Washington, D. C.

[14] Prisk, Charles. *California Legislature Assembly.* Interin Committee on Transportation and Commerce, 1956.

RESULTADOS DE ESTUDIOS REALIZADOS ANTES Y DESPUES DE PINTAR RAYAS LATERALES

Lugar Del Estudio	Total de accidentes		Intervalo entre los estudios	Comentarios
	Aumento %	Reducción %		
Kansas	Insignificante		7 meses	El estudio utilizó secciones de control.+
Illinois		21	1 año	Curvas con radios menores de 900 metros y accesos a puentes angostos.
Louisiana	33		6 meses	
Michigan		11	1 año	Muertes 5 a 1 Heridos 112 a 60
Utah		38		
Arizona		60		Sección de Control.
Ohio		37		Sección de Control.
Hutchinson Pkwy		65	5 meses	Autopista de cuatro carriles.++

+ Con base en secciones de control se esperaban 70 accidentes. Se registraron 69. Hubo gran reducción en las intersecciones y en las entradas y salidas.

++ Sección de 5 6 km, muy peligrosa, "Valle de la Muerte". Reducción efectiva de 40 a 14.

veces no podía dejar la superficie pavimentada y regresar a ella sin atascarse o ser dirigido hacia afuera del camino. Este hecho, más las dificultades en su conservación, aconsejaron la práctica de construir un acotamiento con superficie transitable en todo tiempo.

Se han hecho extensas investigaciones, enfocadas a estudiar las relaciones entre los accidentes y el ancho del acotamiento, en parte para determinar el ancho más económico por construir, desde el punto de vista de la seguridad y en parte, tratando de encontrar porqué los acotamientos más anchos, no siempre producen mayor seguridad. A continuación se citan algunas experiencias al respecto.

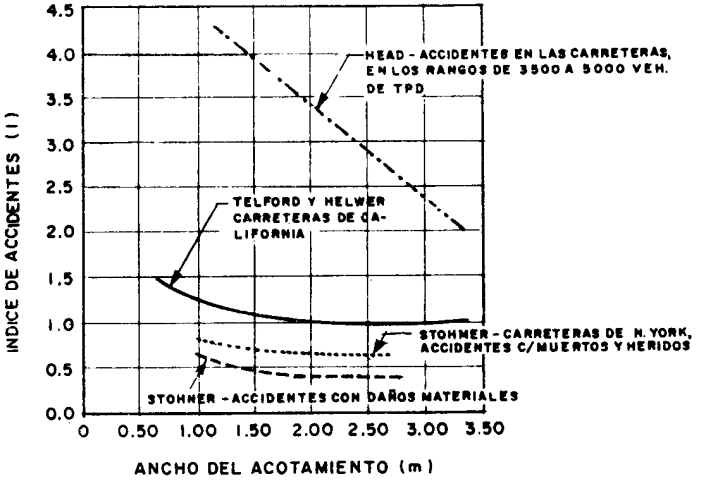
Un estudio que abarcó 853 km de carreteras de 2 carriles en California, concluyó que para volúmenes de tránsito similares, los acotamientos de 1.80 m de ancho eran más seguros que los acotamientos más estrechos y, además, con volúmenes mayores de 5 000 vehículos por día, más seguros que los acotamientos más anchos.[15] Los datos fueron obtenidos en tramos de caminos, predominantemente rectos y a nivel, sin estructuras o intersecciones. Algunos tramos que tenían curvas en gran número o muy cerradas, fueron excluidos.

Otros estudios han demostrado una clara reducción en los índices de accidentes, con mayor ancho del acotamiento. Se notaron las principales reducciones en tramos con curvas y con pendientes.

[15] Belmont, Daniel M. *Efectos de la Velocidad Promedio y Volumen, en accidentes a vehículos en tangentes de 2 carriles.* H. Research Board Proceedings. 1953, págs. 383-395.

Al estudiar carreteras de dos carriles con acotamientos de grava, en Oregon, E.U.A., se concluyó que los índices de accidentes tienen relación con el ancho del acotamiento, en la mayoría de los índices de volúmenes.

Se encontró que los acotamientos más anchos resultaron con menos accidentes. Los datos fueron separados por grupos de volúmenes y por técnicas de correlación y ecuaciones de regresión, desarrolladas para el efecto. Las investigaciones fueron limitadas esencialmente a tramos de carreteras rectas y a nivel. La relación entre los accidentes y el ancho del acotamiento fue significativa en sólo un grupo de volúmenes de tránsito.[16] Anteriormente, se había encontrado que el índice de accidentes se reducía con el ensanchamiento del acotamiento en carreteras de 2 carriles.[17] También se encontró una relación casi idéntica en Nueva York.[18] Los resultados se muestran en la Figura 2.3.



(1) Accidentes por cada millón de vehículos-kilómetro.

FIGURA 2.3. INDICE DE ACCIDENTES CON RELACION AL ANCHO DEL ACOTAMIENTO

Al estudiar la relación entre los accidentes y el ancho del acotamiento en el Estado de Nueva York, otros investigadores separaron más tramos de carretera de acuerdo con la curvatura y la pendiente y encontraron que los índices de accidentes en tramos con curvas y/o en pendientes, eran mucho más altos que en tramos de tangentes a nivel. También encon-

[16] Head, J. A. *La relación entre los Datos de Accidentes y el Ancho de los Acotamientos de Grava en Oregon.* H. Research Board, 1955.

[17] Telford, Edward T. *Acotamientos en Carreteras Primarias de California,* por Telford y Sam Helwer (American Association of State Highway Officials, 1950).

[18] Stoner, Walter R. *Relación de Accidentes de Carretera al Ancho del Acotamiento en Carreteras de 2 carriles en el Estado de N. Y.* H. Research Board Proceedings. 1956.

traron que los tramos con acotamientos anchos, tenían índices mucho más bajos que aquellos con acotamientos estrechos.[19] Figura 2.4.

En un estudio en Virginia [20] realizado en un tramo de 24 km de carretera con una calzada de 6.10 m, los acotamientos, que variaban desde 0.30 a 1.20 m de ancho, fueron ampliados a un ancho uniforme de 1.80 m, a los

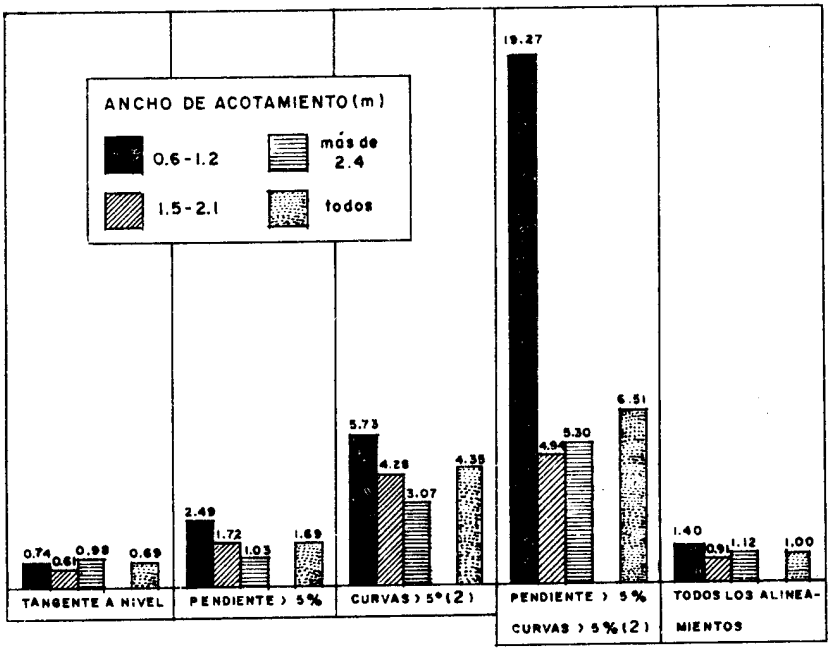


FIGURA 2.4. INDICE DE ACCIDENTES POR ALINEAMIENTO Y ANCHO DEL ACOTAMIENTO

cuales se dio un tratamiento superficial con un ancho de 1.20 m. En los dos años anteriores al ensanchamiento hubo 102 accidentes; en los dos años siguientes a la obra sólo se registraron 69. El índice de accidentes por millón de vehículos-kilómetros se redujo de 1.71 a 1.16 para esos períodos.

Hay varias razones para explicar la disminución en el índice de accidentes, cuando se amplía el acotamiento. Entre las más importantes están las siguientes: El conductor no tiene temor a orillarse, lo que le permite concentrar su atención en los otros problemas que se le presentan, se aumenta la separación entre 2 vehículos que se cruzan, se reduce la influencia de los vehículos estacionados; la salida de la calzada no es necesariamente trágica y se obtiene una mayor seguridad en el acceso y salida de los vehículos.

[19] Billion, C. E. *Un Estudio Detallado de Accidentes Relacionado con los Acotamientos en el Estado de N. Y.*, por Billion y Stohner H. Research Board, 1957.

[20] American Association of State Highway Officials, *Indices de Accidentes por millón de vehículos-millas vs. Tipo de Carreteras*. Wáshington, 1960.

2.4.5 Obstáculos a los lados del camino

Un alto porcentaje de accidentes incluye a vehículos que se salen del camino. Generalmente estos accidentes son de un solo vehículo e incluyen aquellos que se voltean o chocan con algún objeto cercano en el camino. Un estudio indicó que este tipo de accidentes comprende entre el 30 y el 35% de todas las muertes en los accidentes de tránsito.[21]

En varias referencias existen otras indicaciones de la magnitud de este problema particular.

En un notable estudio hecho en California se demostró que una considerable proporción de todos los accidentes, son de un solo vehículo. Cuando se estudiaron tramos de diversas carreteras de 2 carriles, con longitud total de 16 800 km, los accidentes a un solo vehículo representaron el 23.6% del total de accidentes. En un total de 2 652 km de carreteras de 4 carriles o más, los accidentes a un solo vehículo representaron el 19.5% del total de accidentes.[22]

En virtud de que es inevitable que algún vehículo se salga del camino, los lados de éste deben acondicionarse para reducir al mínimo las consecuencias de un posible accidente, lo cual debe tomarse en cuenta desde el proyecto. Algunos de los posibles peligros a los lados del camino son producto del hombre, tales como guarniciones y parapetos de puentes, postes de señales y alumbrado y la forestación ornamental. Las defensas usadas para protección de estos obstáculos pueden reducir la frecuencia y la gravedad de estos accidentes, pero deben estar bien proyectadas para no convertirse en obstáculos adicionales.

Cuando el terreno sea plano y ello no implique incremento muy grande en el costo, para aumentar la seguridad de los vehículos que intempestivamente salen del camino, se debe prever una "zona de recuperación", libre de obstáculos. Esta zona de recuperación debe ser amplia, nivelada y fácil de transitar. Deben estudiarse programas de mejoramiento para eliminar peligros tales como árboles, estructuras, parapetos, soportes masivos de señales, postes y otros obstaculos que pueden representar riesgos para el tránsito. Cuando no sea posible esa eliminación, debe buscarse la forma de instalar defensas u otro tipo de protección para disminuir el riesgo.

En un estudio realizado en California se encontró que las defensas usadas para proteger árboles a los lados del camino, efectivamente redujeron la gravedad de los accidentes del tipo de salida de la superficie de rodamiento.[23]

Otro investigador reportó que las defensas en los accesos de los puentes angostos redujeron el número y la gravedad de los accidentes,[24] el estudio realizado comprendió un tramo de carretera de 2 carriles con 28 puentes; se instaló una sección de 27 m de defensa que cruza el acotamiento suavemente, del lado derecho de cada puente en ambos accesos. El resultado fue una reducción de un accidente por 1.75 millones de vehícu-

[21] Stonex, K. A. *Diseño de los lados del Camino para la Seguridad.* Publicado por Highway Research Board, 1960.

[22] Moskowitz, Karl. *Accidentes en Autopistas en California.* Conferencia Mundial de Ingeniería de Tránsito. 1961.

[23] Eist, M. H. Free. *Guard Railing reduces severity of accidents.* California Highway and Public Works, v. 33. Núms. 5-6, 11-12, Nov.-Dec. 1954, pág. 24.

[24] Israel, Rudolph J. *La canalización reduce los accidentes.* California Highways and Public Works, v. 33. Núms. 1-2. Jan.-Feb. 1954, pág. 21.

los que se tenía antes de la instalación de la barrera, a un accidente por 3.85 millones de vehículos. La gravedad de los accidentes se redujo aún más que esa proporción.

En un estudio especial realizado en cuatro condados de Virginia, se encontró que los árboles a los lados del camino estaban relacionados con el 25% de los casos de accidentes. Como resultado se inició un programa de corte de árboles dentro del derecho de vía. Después de algún tiempo se compararon los efectos de los accidentes antes y después del programa, en periodos de igual duración. El número de muertos en accidentes contra árboles disminuyó de 28 a 17 y el número de heridos de 37 a 12. Durante el mismo período de observaciones, el número de accidentes de otros tipos permaneció casi constante.

En el resumen de otros estudios sobre puentes angostos, se encontró una relación significativa cuando el ancho de calzada de la estructura era 0.30 m más angosta que el ancho del acceso, teniendo un índice de 62.1 accidentes por cada 100 millones de vehículos-kilómetros. Donde la estructura era hasta 1.50 m más ancha que el acceso, el índice fue de 36.0 y en donde la estructura era de más de 1.50 m que el acceso, el índice bajó a solamente 7.5.[25]

En México, durante los 5 años que transcurrieron de 1963 a 1967, la División Núm. 5 de Conservación de Carreteras Federales hizo una investigación sobre los accidentes en los puentes de los 970 km del tramo Culiacán-Nogales, donde el ancho dominante de la superficie de rodamiento era de 6.10 m. Las conclusiones sobresalientes fueron las siguientes: Donde los puentes tienen un ancho de calzada igual o mayor de 6.70 m no ocurrieron accidentes atribuibles al ancho del puente. En cambio, en aquellos puentes con un ancho menor de 6.70 m se presentaron muchos accidentes. Tan sólo en el tramo intermedio Navojoa-Empalme, de 176 km, los puentes de menos de 6.70 m produjeron 80 accidentes, con 11 muertos, en ese lapso.[26]

Otro detalle que se observó fue que durante los 5 años que comprende el estudio, ocurrieron accidentes en todos los puentes angostos del tramo, sin que hubiese una concentración de ellos en algún puente especial, que hiciese pensar en atribuir los accidentes a algún defecto del proyecto geométrico del camino o a otras causas.

2.5 LOS ACCIDENTES Y LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

2.5.1 Faja separadora

Es un elemento cuya función primordial es establecer una separación de los carriles de circulación en un camino, tanto los de sentido opuesto, como los del mismo sentido.

2.5.2 Clasificación funcional

Existen dos tipos básicos de fajas separadoras, los cuales tienen diferentes propiedades y deberán ser considerados separadamente, siendo denominados: de disuación y no cruzables.

[25] Fritts, Carl E. y Williams, Sidney J. *Construyamos seguridad dentro de nuestras carreteras*. Public Safety, v. 47, Núm. 5, mayo de 1965, pág. 19.

[26] Romero, Humberto Ing. *Ampliación de puentes en la carretera Culiacán-Nogales*. División Núm. 5, de la Dirección General de Conservación de Carreteras Federales. S.O.P., 1968.

A) Son de disuación aquellas fajas separadoras que inducen al tránsito a mantenerse dentro de una calzada; pero que no impiden que, eventualmente, puedan ser cruzadas. En este caso están los camellones y el terreno convenientemente acondicionado, sin guarniciones.

B) Las no cruzables son aquellas que impiden físicamente el cruce de una calzada a otra. Entre éstas está el terreno natural cuando presenta una obstrucción que impide el cruce y aquéllas en las que se ha introducido un elemento estructural para impedir el paso de un lado a otro.

2.5.3 Clasificación por anchura

Se pueden clasificar adicionalmente como sigue:

A) Angostas	menores de 5 m
B) Medianas	de 5 a 18 m
C) Anchas	mayores de 18 m

A) Fajas separadoras angostas. Generalmente están constituidas por camellones. Aun cuando su efecto es difícil de evaluar con precisión, en general, han dado por resultado una reducción efectiva en accidentes en calles o caminos antes no divididos. Cuando la sección transversal de una arteria sea de 4 o más carriles, se recomienda el uso del camellón, aunque éste sea angosto. El camellón no sólo reduce los accidentes de cierto tipo, por ejemplo, colisiones de frente, sino que además es un refugio para el peatón y permite alojar los elementos del señalamiento.

En fajas separadoras angostas de arterias con altos volúmenes de tránsito, se ha ensayado el uso de defensas o barreras, para evitar que los vehículos pasen de un lado a otro.

El tipo de barrera que ha demostrado ser efectivo en las fajas separadoras extremadamente angostas, es el ilustrado en la Figura 2.5.

B) Fajas separadoras de anchura mediana. De acuerdo con la clasificación antes mencionada, las fajas separadoras de anchura mediana son aquellas que tienen un ancho comprendido entre 5 y 18 m.

En investigaciones realizadas en carreteras con fajas separadoras de varios anchos, fue posible establecer una correlación entre los accidentes por vehículos que cruzaron el camellón y el ancho del camellón.

Los accidentes frontales, como un porcentaje del total de accidentes, disminuyen rápidamente al mismo tiempo que el ancho del camellón aumenta.

En las fajas con ancho mediano de los caminos de altos volúmenes de tránsito, las defensas pueden ser muy útiles. Este tipo de dispositivo no evita los accidentes, únicamente los convierte de un tipo a otro (colisión frontal a accidente de un solo vehículo). Es condición primordial asegurar que el accidente causado por la defensa sea de menor severidad que el accidente evitado. Por lo anterior, las defensas deberán tener propiedades bien definidas: Primero, deberá evitar el cruce del vehículo al otro lado. Segundo, deberá disminuir la velocidad del vehículo con una desceleración tal, que sea tolerable a los ocupantes. Figuras 2.6 y 2.7.

C) Fajas separadoras anchas. Aunque los datos para determinar el comportamiento de las fajas separadoras anchas son escasos, el índice

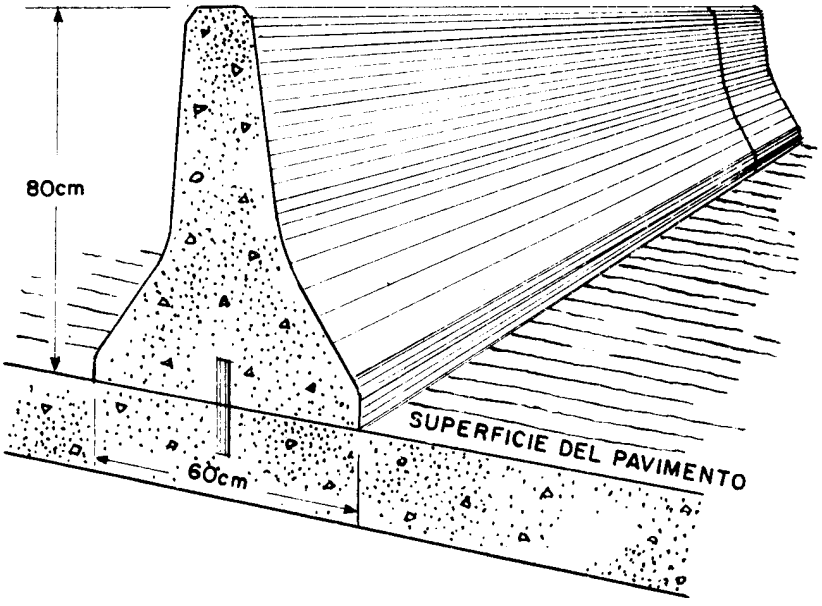


FIGURA 2.5. BARRERA USADA CON EXITO EN LOS ESTADOS DE NUEVA JERSEY Y CALIFORNIA EN ESTADOS UNIDOS DE AMERICA

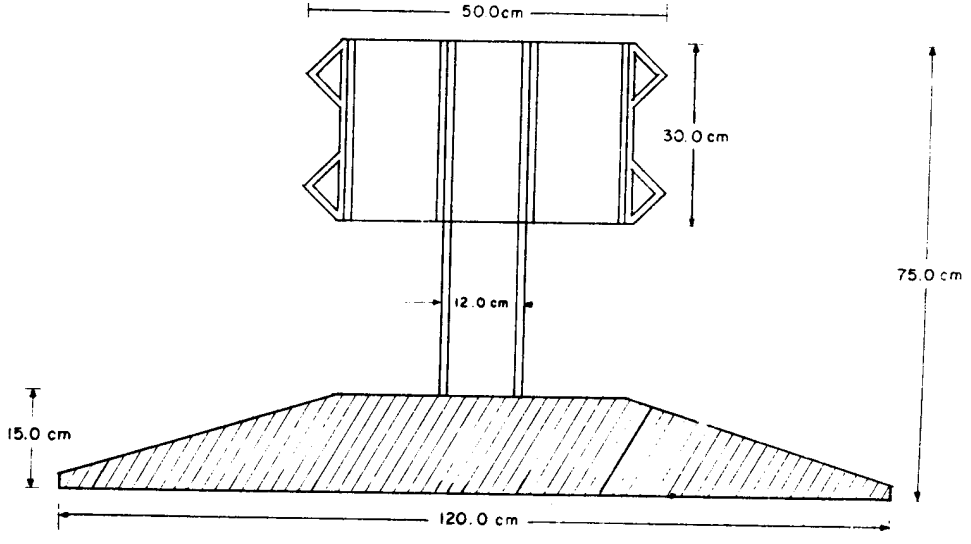


FIGURA 2.6. BARRERA RECOMENDADA POR EL DEPARTAMENTO DE CAMINOS DE PENNSYLVANIA

FUENTE: Geometric design and barrier rails record number 83, page 115. Highway Research Board.

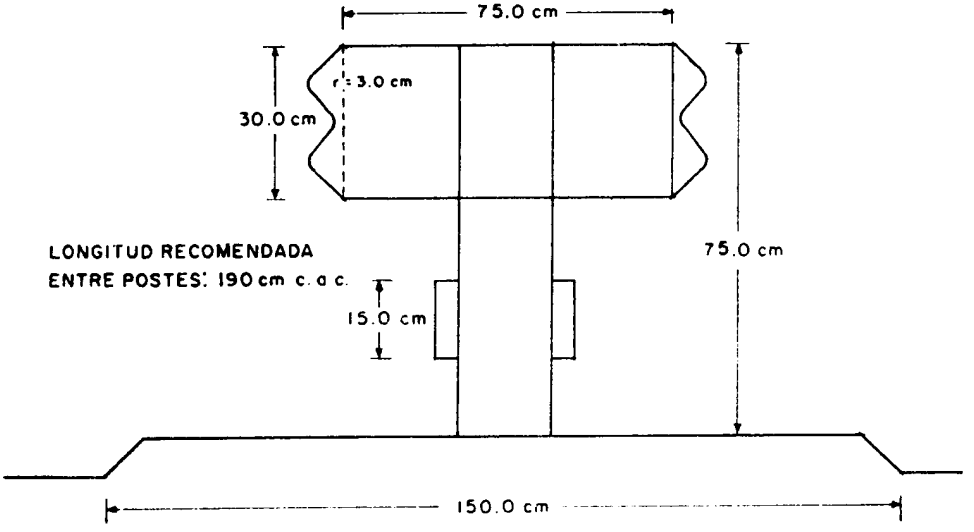


FIGURA 2.7. BARRERA RECOMENDADA POR LA DIVISION DE CAMINOS DEL ESTADO DE CALIFORNIA

FUENTE: Highway Guardrail. Determination of need and geometric requirements with particular reference to beam type guardrail. Special Report, page 27. Highway Research Board.

de accidentes por vehículos que las cruzan muestra una ligera reducción cuando su anchura pasa de 15 m, como puede verse en la Figura 2.8.

Un aspecto importante que debe considerarse al proyectar fajas separadoras amplias, es el de tratar de evitar colocar en posición inadecuada en su área, objetos potencialmente peligrosos para vehículos fuera de control, tales como semáforos, árboles, postes, señales y pilas de pasos inferiores.

Cuando se coloquen plantas dentro de la faja, para proteger contra el deslumbramiento o prevenir la monotonía, deberán ser elegidas de tal modo que al crecer no causen daños, en caso de ser golpeadas por un vehículo de motor. Deberán considerarse adicionalmente los taludes y cunetas que puedan existir dentro de la faja.

2.6 LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Se ha establecido una evidencia clara de que la curvatura de los caminos está relacionada con los accidentes, en todos los tipos de carreteras.

Al entrar en una curva, la fuerza centrífuga es equilibrada por la resultante del peso del vehículo y la fuerza de rozamiento lateral entre llantas y pavimento. La salida de un vehículo obedece a uno o a la combinación de los siguientes conceptos: Velocidad excesiva para las condiciones imperantes, sobreelevación inadecuada o pavimento derrapante.

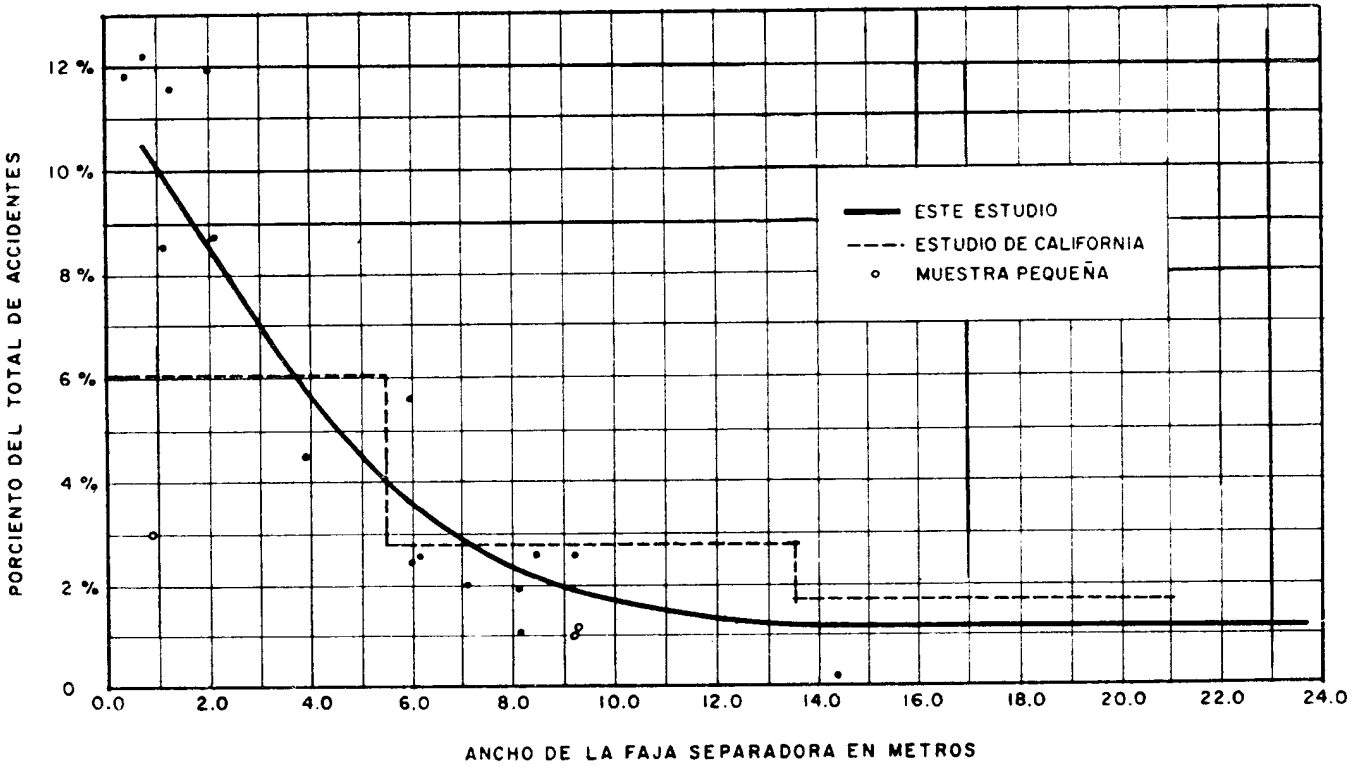


FIGURA 2.8. COLISIONES FRONTALES COMO UN PORCENTAJE DEL TOTAL DE ACCIDENTES Y CON RELACION AL ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA

FUENTE: Accident experience with traversable medians of different widths, por Frederick Hurd. Highway Research Board. Bulletin Núm. 137.

En ciertos estudios se encontró que en carreteras de dos carriles el índice de accidentes aumenta alrededor de 0.23 por grado de curvatura. Para carreteras divididas, de 4 carriles con acceso controlado, el índice de accidentes aumentó 0.64 por grado de curvatura.[27]

Así como el grado de curvatura influye en la incidencia de accidentes, también la frecuencia de las curvas es otro de los factores que tienen marcada influencia. De la tabla siguiente se deduce que la peligrosidad aumenta, tanto al disminuir el radio de la curva, como al disminuir la frecuencia de ellas. Como conclusión se establece que las curvas cerradas de menor grado y aisladas, son las más peligrosas:

INDICE DE ACCIDENTES EN CURVAS DE DOS CARRILES PARA DISTINTOS RADIOS Y FRECUENCIA DE CURVAS[28]

NUMERO DE CURVAS POR KILOMETRO	INDICE DE ACCIDENTES PARA DISTINTOS GRADOS DE CURVATURA			
	1°53′	1°54′ a 3°46′	3°47′ a 6°16′	6°17′ o más
De 0 a 0.5.....	1.9	3.4	2.6	5.5
De 0.6 a 1.8.....	1.4	2.3	2.8	2.6
De 1.9 a 3.0.....	1.3	1.8	2.1	2.7
De 3.1 a 4.3.....	2.1	1.7	2.9	...

Algunos investigadores trataron de relacionar los índices de accidentes con las curvas de diferentes grados; parte de los resultados obtenidos se ilustran en las tablas siguientes:

INDICE DE ACCIDENTES (CON BASE EN EL KILOMETRAJE GENERADO) EN RELACION CON EL GRADO DE LA CURVA

ESTADOS UNIDOS

GRADO DE LA CURVA	INDICE DE ACCIDENTES[29] Por millón de vehículos-km
Menor de 1°58′.....	2.19
De 1°58′ a 3°16′.....	3.97
Mayor de 3°16′.....	6.18

[27] Raff, Morton S. *Estudio de accidentes en carreteras interestatales*. Highway Research Board. 1953. Bulletin Núm. 74, pág. 1845.

[28] Obra arriba citada.

[29] Kipp, O. L. *Los accidentes, los caminos y el tránsito*. Highway Research Board. Bulletin 38, 1951. (Hechas las conversiones de unidades.)

INGLATERRA

GRADO DE LA CURVA	INDICE DE ACCIDENTES[30] Por millón de vehículos-km
Menor de 1°16'.....	4.16
De 1°16' a 2°32'.....	4.80
De 2°33' a 3°50'.....	5.60
De 3°51' a 6°34'.....	6.08
De 6°35' a 11°28'.....	21.76
Mayor de 11°28'.....	23.84

Otros trabajos han demostrado que a partir de un cierto grado de curvatura, las curvas en el extremo de las tangentes mayores de 5 km de longitud tienen un índice de accidentes de 1.25 veces mayor que las curvas ubicadas en el extremo de tangentes menores de 5 km de longitud.

Es seguro que la alta incidencia de accidentes en las curvas comprende un número mayor de factores que los citados anteriormente, tales como exceso de velocidad, distancia de visibilidad de parada y sobreelevación.

Entre las medidas aplicables para incrementar la seguridad en caminos existentes, están las rectificaciones, las sobreelevaciones y la distancia de visibilidad adecuada, además de un buen señalamiento preventivo y restrictivo, marcas en el pavimento y fantasmas.

Ciertas experiencias en rectificación de las curvas, mostraron que en 11 casos los accidentes se redujeron un 80%. En 6 casos donde la sobreelevación fue aumentada, los accidentes con lesionados fueron reducidos en un 60%. En 5 casos donde la visibilidad fue mejorada, los accidentes con lesionados se redujeron en un 65%.[31]

Con relación a la efectividad de las señales preventivas, se indica a continuación el resultado de un estudio anterior y otro posterior, que muestra una reducción en los accidentes en curvas.[32]

NUMERO DE CURVAS ESTUDIADAS	ACCIDENTES DIURNOS POR AÑO		ACCIDENTES NOCTURNOS POR AÑO	
	Antes	Después	Antes	Después
52	31.6	17.4	63.2	31.5

[30] Glanville, William M. *La seguridad vial y la investigación.* Royal Society of Art. England, 1961. (Hechas las conversiones de unidades).

[31] *Comparaciones de accidentes antes y después de modificar curvas en caminos.* International Road Safety and Traffic Review, v. 8, Núm. 2, Spring, 1960, pág. 34.

[32] Burrus, J., Syrek, D. y Gurnett, G. *Efectos de diversas dispositivas preventivas en los accidentes en curvas.* Study Núm. C-55-01. Los Angeles Country, 1955.

Con relación al uso de señales restrictivas que indiquen la velocidad máxima para pasar por una curva, éstas han demostrado su efectividad en aquellos casos en donde el conductor no puede advertir situaciones peligrosas.

Un estudio de 15 curvas, en California, en las que se fijó la velocidad máxima, mostró que el total de accidentes fue reducido aproximadamente 62%, mientras que los accidentes con lesionados y muertos fueron reducidos en 54%. Estos porcentajes estuvieron basados en un total de 230 accidentes.[33]

2.7 LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO VERTICAL

Uno de los aspectos más importantes en el alineamiento vertical, con respecto de los accidentes, es la distancia de visibilidad de parada.

De acuerdo con un estudio [34] realizado en el Estado de California, en carreteras de 2 carriles, en una longitud de 800 km, se encontró que el índice de accidentes decrece con el aumento de la distancia de visibilidad, de la manera siguiente:

Distancia de visibilidad (metros)	Indice de accidentes (por millón de vehículos-km)
Menos de 240	1.5
240 a 450	1.2
450 a 750	0.9
Más de 750	0.7

Por otra parte, Hilds [35] comparó el índice de accidentes con la frecuencia de las restricciones en visibilidad. Se definió una restricción como una distancia de visibilidad menor de 120 m en terreno montañoso y menor de 180 m en terreno plano o de lomerío. Se encontró que el índice de accidentes decrece conforme las restricciones son más frecuentes.

Esto es cuando las restricciones ocurren con frecuencia, el conductor se adapta al medio y los índices de accidentes tienden a disminuir.

Otro de los aspectos importantes del alineamiento vertical con relación a los accidentes es la pendiente. De acuerdo con un estudio realizado en las autopistas de Alemania,[36] se observa un importante incremento de los accidentes cuando aumenta la pendiente. Se atribuye a la gran diferencia de velocidades entre los vehículos ligeros con respecto de los vehículos pesados.

[33] *Traffic Control and Roadway Elements.* Their relationship to Highway Safety, Automotive Safety Foundation, 1963, pág. 35.

[34] Young, J. C. *Construyendo Seguridad en el Sistema Caminero.* California Traffic Safety Conference. Proceedings. Sacramento, 1950, págs. 14-19.

[35] Hilds, Harold E. *La Seguridad, un elemento esencial en los proyectos de ingeniería de caminos.* Highway Engineering Conference, University of Utah Proceedings, 1947, págs. 99-113.

[36] Bitzel, L. F. *Resultado de accidentes en el proyecto de autopistas en Alemania.* Highways and Bridges and Engineering Works, v. 24, Núm. 1161. Oct. 1954.

Pendiente en %	*Accidentes por 100 millones de vehículos-kilómetro*
0 - 1.99	46.5
2 - 3.99	67.2
4 - 5.99	190.0
6 - 8.00	210.5

2.8 ILUMINACION

Cerca del 60% de todos los accidentes fatales de tránsito ocurren por la noche, cuando los volúmenes de vehículos y peatones son más bajos. Al tomar como base el kilometraje, los índices de accidentes nocturnos son el doble de los diurnos en las ciudades y cerca del triple en las zonas rurales.[37]

Aunque los efectos de la fatiga, intoxicación y otros factores que podrían incrementar el riesgo de viajar de noche, no han sido completamente evaluados, es indiscutible que la visibilidad reducida contribuye a estas diferencias en los índices de accidentes. La iluminación artificial es un medio efectivo ya probado para reducir los accidentes nocturnos de tránsito.

Un estudio [38] encontró una tendencia a la disminución de los índices de accidentes nocturnos con un nivel más alto de iluminación. Se sacó esta conclusión basándose en datos para un tramo con tres diferentes niveles de iluminación. Los tramos eran similares en otros aspectos, así que las diferencias en los índices de accidentes deberían de atribuirse a las variaciones de la iluminación.

La experiencia en la autopista Connecticut Turnpike es reveladora a este respecto.[39] Un tramo tiene una iluminación continua; el otro tiene iluminados sólo los entronques, casetas de cobro y áreas de servicios. Al dividir el índice de accidentes nocturnos entre el índice de día, en el tramo iluminado continuamente, se encontró una proporción de 2.12. En el tramo iluminado sólo en los lugares seleccionados, se encontró que la misma relación era de 2.0. Esto sugiere que la iluminación, basándose en seleccionar los lugares, es tan efectiva como la iluminación continua.

La experiencia acumulada hasta la fecha, sugiere que el mayor beneficio viene de dar nivel mínimo de iluminación y que la superficie del pavimento tiene un papel importante en el nivel de iluminación que se requiere.

2.9 CRUCES CON VIAS FERREAS

Los accidentes en los cruzamientos de carreteras con vías férreas, han sido materia de interés público por muchos años, especialmente por lo

[37] *The Automotive Safety Foundation.* Traffic Control and Roadway Elements. Their Relationship to Highway Safety. Washington, D. C., 1963, pág. 77.

[38] Wyah, D. y Lozano C. *Efect of Street Lighting on Night Traffic Accident Rate.* Highway Research Board, Bull. 146, 1956, págs. 51-55.

[39] Pág. 78 de la obra citada.

espectacular de los mismos accidentes y sus saldos en pérdidas de vidas y bienes. A pesar de que los accidentes en estos cruceros son solamente un pequeño porcentaje del total de los accidentes, arrojan un alto número de personas muertas y heridas.

Es importante mencionar que de una muestra estadística de 3 627 accidentes que ocurrieron en cruceros de ferrocarriles,[40] solamente cerca de un tercio del total fueron entre el ferrocarril y los vehículos automotores. Los otros dos tercios de los accidentes ocurrieron entre los vehículos, cuando uno de ellos estaba esperando a que pasase el tren y fue alcanzado por otro que no pudo detenerse a tiempo. De estos dos tercios, la mitad ocurrió en el momento en que un tren pasaba por el crucero y la otra mitad cuando el tren no estaba presente. Entre estos últimos, el 13.3% de los accidentes que ocurrieron fue provocado por los vehículos que tienen obligación de parar en todos los cruceros; también se observó que muchos de los daños ocasionados a los vehículos accidentados se debieron a obstáculos naturales, incluyendo los apoyos o postes masivos de los dispositivos de control.

Para mejorar las condiciones de todo crucero se vio la necesidad, en primer lugar, de proporcionar la distancia de visibilidad adecuada, tomando en cuenta la velocidad de los trenes y la de los vehículos sobre la carretera.

[40] Fuente: Reporte Núm. 50 de *National Cooperative Highway Research Program.* 1968. Investigación patrocinada por "The American Association of State Highway Officials", con la cooperación de "The Bureau of Public Roads", págs. 1-4.

CAPITULO III

SELECCION DE RUTA

GENERALIDADES

Una vez realizados los estudios socioeconómicos que justifican la construcción de nuevos caminos y las mejoras de los existentes, es necesario programar los estudios de vialidad, que permitan establecer la conveniencia y las prioridades para elaborar los nuevos proyectos y las obras correspondientes.

Con este fin, es necesario realizar una serie de trabajos preliminares que básicamente comprenden el estudio comparativo de todas las rutas posibles y convenientes, para seleccionar en cada caso, la que ofrezca las mayores ventajas económicas y sociales.

Se entiende por ruta, la franja de terreno de ancho variable entre dos puntos obligados, dentro de la cual es factible hacer la localización de un camino. Mientras más detallados y precisos sean los estudios para determinar la ruta, el ancho de la franja será más reducido.

Los puntos obligados son aquellos sitios por los que necesariamente deberá pasar el camino, por razones técnicas, económicas, sociales y políticas, tales como: poblaciones, sitios o áreas productivas y puertos orográficos.

La selección de ruta es un proceso que involucra varias actividades, desde el acopio de datos, examen y análisis de los mismos, hasta los levantamientos aéreos y terrestres necesarios para determinar a este nivel los costos y ventajas de las diferentes rutas para elegir la más conveniente. (Véanse Figuras 3.1 y 3.2.) Esta es una de las fases más importantes en el estudio de una carretera

3.1 ACOPIO DE DATOS

La topografía, la geología, la hidrología, el drenaje y el uso de la tierra, tienen un efecto determinante en la localización y en la elección del tipo de carretera y conjuntamente con los datos de tránsito, constituyen la información básica para el proyecto de estas obras.

El proyectista debe contar con cartas geográficas y geológicas, sobre las cuales se puedan ubicar esquemáticamente las diferentes rutas.

Para la zona de influencia de la obra en proyecto, se recopilará la información sobre las obras existentes, así como la que se pueda obtener sobre las planeadas a corto y largo plazo, ya sean de la propia Secretaría o de otras dependencias oficiales y privadas. Los datos de tránsito para carreteras existentes, se obtienen por medio de los aforos que se realizan sistemáticamente en la red de carreteras; cuando es necesario se practican estudios de origen y destino. Para el caso de caminos nuevos, se calcula el tránsito, de acuerdo con las estimaciones pertinentes.

PROYECTO PRELIMINAR

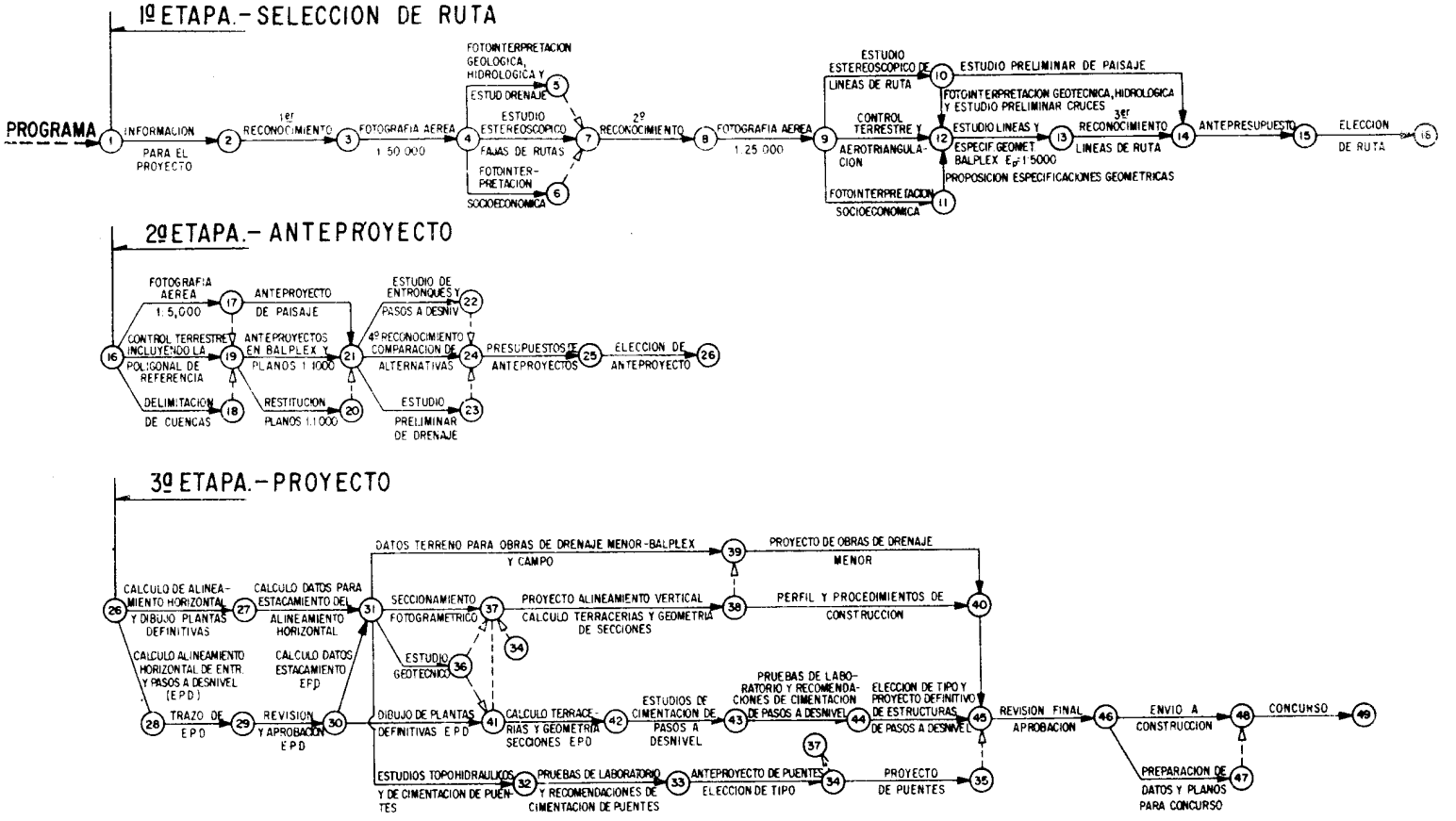


FIGURA 3.1. RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS. METODO FOTOGRAMETRICO-ELECTRONICO

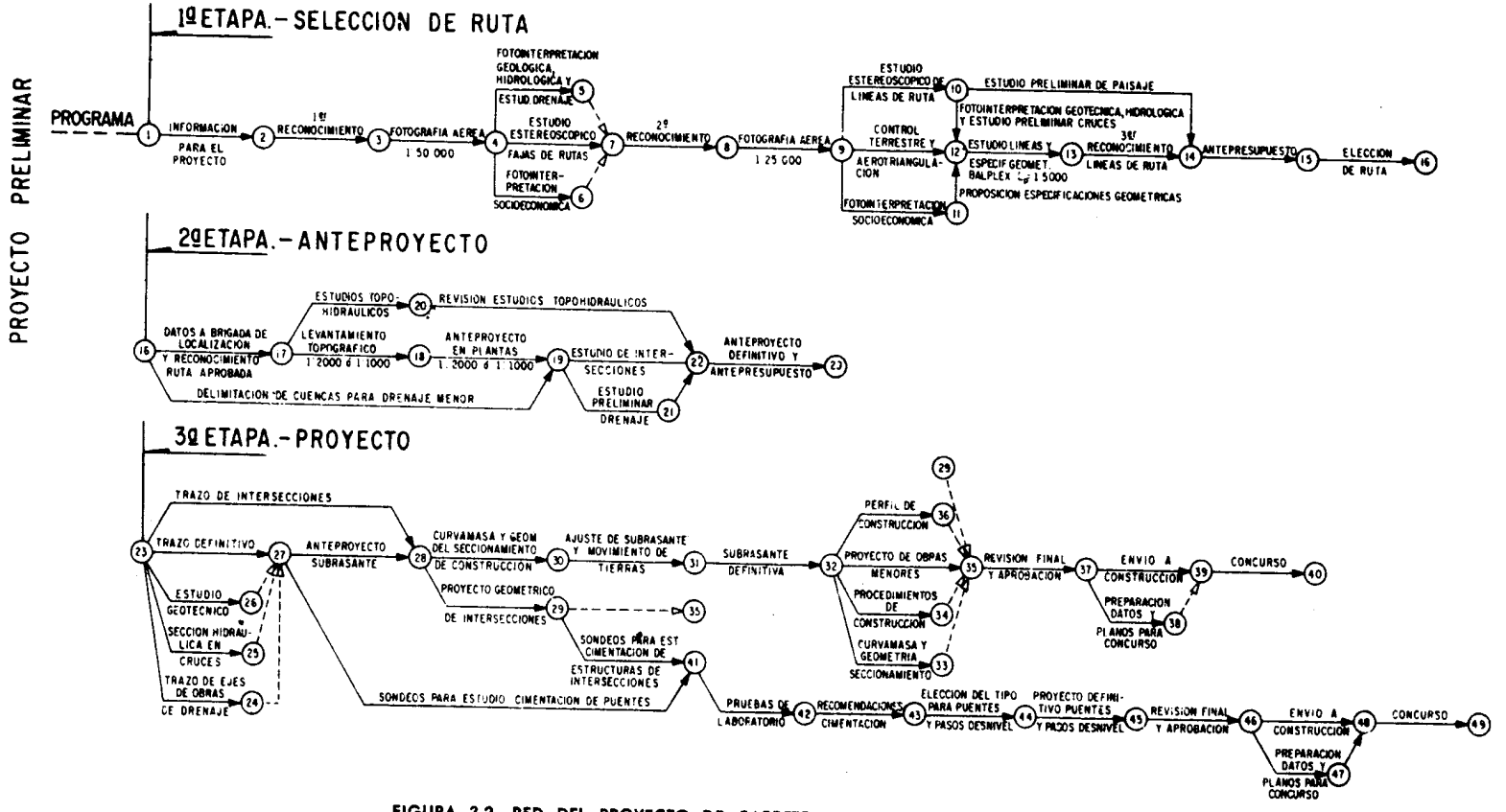


FIGURA 3.2. RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS. METODO CONVENCIONAL

Las principales cartas geográficas disponibles en la actualidad en la República Mexicana, son las elaboradas por la Secretaría de la Defensa Nacional, a escalas 1:250 000, 1:100 000, 1:50 000 y 1:25 000, que cubren parcialmente el territorio.

Al estudiar esas cartas, el ingeniero puede formarse una idea de las características más importantes de la región, sobre todo en lo que respecta a su topografía, a su hidrología y a la ubicación de las poblaciones. Auxiliado con las cartas geológicas existentes y con mapas que indiquen la potencialidad económica de la región, se dibujan sobre ella las rutas que pueden satisfacer el objetivo de comunicación deseado.

Especial cuidado debe tenerse en aquellos puntos obligados, primarios o principales, que guíen el alineamiento general de la ruta. Para ello, la ruta en estudio se divide en tramos y éstos a su vez en sub-tramos, designados generalmente con los nombres de los pueblos extremos que unen; pero si ello no es suficiente para determinar la ruta, se indica entonces algún otro punto intermedio. Así por ejemplo, en la Figura 3.3 se muestran las diferentes rutas entre Guadalajara y Puerto Vallarta, una de las cuales se ha dividido en los tramos Guadalajara-Ameca, Ameca-Mascota y Mascota-Puerto Vallarta y en los sub-tramos Ameca-Mixtlán y Mixtlán-Mascota, pertenecientes ambos al tramo Ameca-Mascota.

De esta manera es posible señalar sobre la carta varias rutas posibles, es decir, diversas franjas para estudio. En las diferentes rutas, aparecerán nuevos puntos de paso obligado, tales como: cruces de ríos, puertos, cruces con otras vías, que constituyen los puntos obligados secundarios de la vía.

Al dibujar las diferentes líneas que definen las posibles rutas, deben considerarse los desniveles entre puntos obligados, así como las distancias entre ellos, para conocer la pendiente que regirá en su trazado.

3.3 RECONOCIMIENTOS

Una vez representadas las posibles rutas en los mapas geográficos, se inicia propiamente el trabajo de campo con reconocimientos del terreno, los cuales pueden ser: aéreos, terrestres y una combinación de ambos.

3.3.1 Reconocimiento aéreo

El reconocimiento aéreo es el que ofrece mayor ventaja sobre los demás, por la oportunidad de observar el terreno desde la altura que convenga, abarcando grandes zonas, lo que facilita el estudio; se efectúa con avionetas y helicópteros, distinguiéndose tres reconocimientos aéreos.

A) El primer reconocimiento aéreo se efectúa en avioneta y tiene por objeto determinar las rutas que se consideren viables y fijar el área que debe fotografiarse a escala 1:50 000, para que en ella queden incluidas con amplitud. Lo realizan técnicos especialistas en planeación, localización y geotecnia. Antes de iniciar el vuelo, los especialistas deben estudiar y memorizar las cartas geográficas y geológicas disponibles, a fin de que durante el vuelo observen las distintas rutas, estudiándolas dentro de su especialidad; así por ejemplo, el especialista en planeación verificará si la potencialidad de la zona concuerda con la que se ha supuesto en los estudios previos, observando las áreas de cultivo o de agostadero, así como

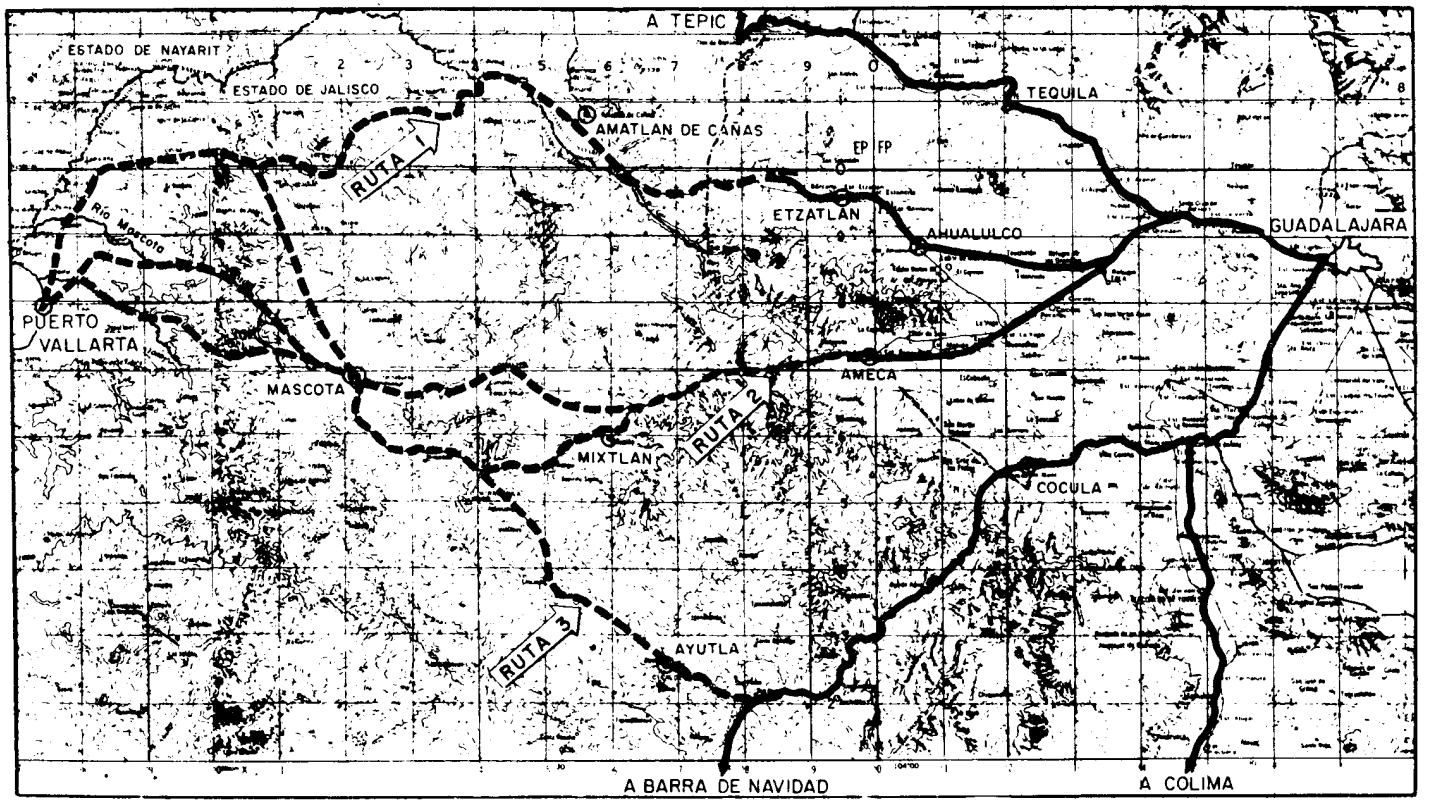


FIGURA 3.3. POSIBLES RUTAS ENTRE GUADALAJARA Y PUERTO VALLARTA

las poblaciones que quedan dentro de la zona de influencia de las diferentes rutas; el especialista en localización verifica en el terreno si la ruta marcada en el plano es correcta, sobre todo en lo relacionado con el relieve topográfico, ya que en las cartas, por ser escalas pequeñas, existe la posibilidad de cometer errores al marcarla. En caso de que haya discrepancia entre el terreno y el mapa con que se cuenta, la cual puede ser de índole local o genèral, se deberá buscar una nueva ruta que se ajuste a las condiciones reales del terreno.

El especialista en geotecnia comprobará desde el avión, la clasificación general de rocas y suelos, la morfología del terreno, la existencia de fallas y problemas de suelos. De acuerdo con el localizador observará la hidrografía de la zona, apreciando tamaños y tipos de cuencas para prever las dificultades que se pueden presentar en el cruce de las corrientes fluviales.

En este primer reconocimiento los especialistas tienen opción de volar sobre las áreas en estudio, tantas veces como crean necesario, a fin de escudriñar toda la zona de influencia del camino.

Al final de este reconocimiento deberán determinar la zona por cubrir con las fotografías a escala 1:50 000.

B) El segundo reconocimiento se lleva a cabo después de haber hecho la interpretación de las fotografías a escala 1:50 000 y tiene por objeto comprobar en el terreno lo estudiado en las fotografías; este reconocimiento se efectúa en helicóptero, lo que permite a los ingenieros descender en los lugares de interés y recabar en ellos la información que consideren necesaria; en esta forma, el técnico en planeación puede obtener datos sobre el número aproximado de habitantes de un poblado, del tipo y número de cultivos en la zona, cabezas de ganado y demás aspectos económicos, datos todos ellos que le servirán para precisar su estudio económico.

El experto en localización comprobará lo estudiado en sus fotografías, principalmente lo relacionado con los cruces de ríos, en donde el especialista en geotecnia podrá apreciar mejor las características del terreno de cimentación y las condiciones hidráulicas en el lugar del cruce; comprobará además en los diferentes lugares, el tipo de materiales identificados durante el estudio de fotointerpretación.

Al finalizar este reconocimiento, se delimita la zona que deberá cubrirse con fotografías escala 1:25 000. Una vez realizado este trabajo, se hará el control terrestre necesario para poder estudiar estas fotografías en el aparato llamado Balplex, el que proyecta las fotografías sobre una mesa hasta una escala cinco veces mayor (véase Figura 3.4); sobre esa proyección estereoscópica, los ingenieros proyectistas estudian varias líneas, obteniendo sus perfiles y estimando los volúmenes de materiales por mover en cada una, lo que permite elaborar un presupuesto con una aproximación razonable, que pueda ser factor determinante en la elección de una de las rutas.

C) El tercer reconocimiento, que puede ser aéreo o terrestre, es propiamente un refinamiento del estudio que se ha efectuado en el Balplex, en el cual generalmente ya no interviene el técnico en planeación y se realiza a lo largo de la poligonal en estudio, llamada trazo preliminar del camino. En este reconocimiento, un ingeniero especializado en estudios topohidráulicos de cruces substituye al geólogo, con el fin de estudiar el comportamiento de los ríos y de acuerdo con el ingeniero localizador fija el lugar donde debe cruzarse.

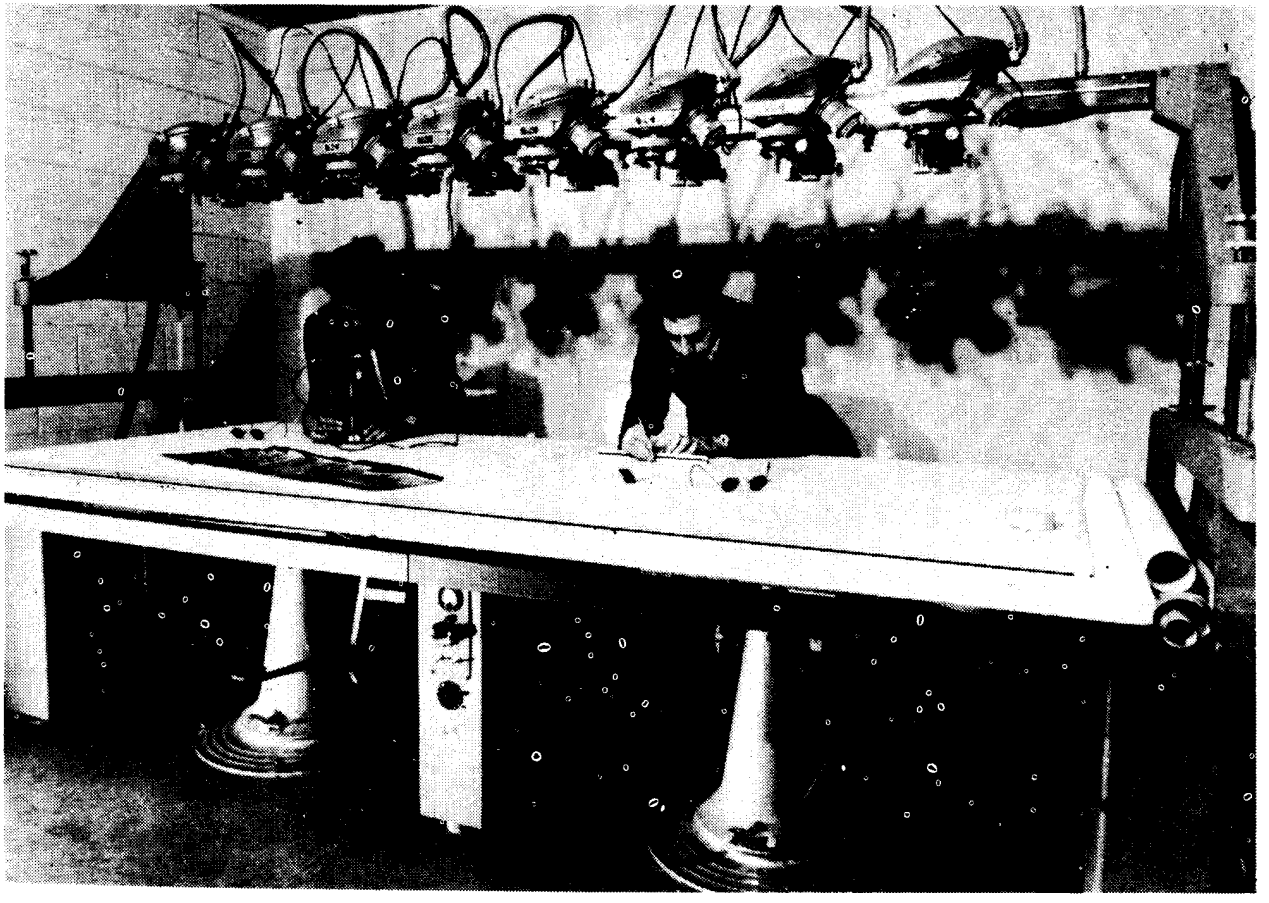


FIGURA 3.4. INGENIEROS PROYECTISTAS TRABAJANDO SOBRE LA MESA DEL BALPLEX

3.3.2 Reconocimiento terrestre

Este tipo de reconocimiento se lleva a cabo cuando por las circunstancias existentes no es posible realizar el aéreo; es menos efectivo que éste, ya que el ingeniero localizador no puede abarcar grandes áreas y tiene que estudiar por partes su línea; de la misma manera, el ingeniero geólogo realiza un estudio de detalle que adolece de los defectos que el procedimiento implica, ya que la geología requiere estudiarse en grandes zonas que permitan definir las formaciones, los contactos, las fallas y las fracturas.

El reconocimiento se lleva a cabo después de haber estudiado en las cartas geográficas las diferentes rutas y estimar las cantidades de obra de cada una de ellas, eligiendo la más conveniente, pues por este procedimiento es poco práctico analizar en el terreno todas las alternativas posibles. El técnico en planeación realiza sus estudios previos y marca los puntos obligados auxiliado con las cartas geográficas.

El ingeniero localizador se ayuda con el siguiente equipo: brújula, aneroide, clisímetro, binoculares y cámara fotográfica (véase Figura 3.5), la brújula le servirá para tomar rumbos de los ríos, cañadas, caminos o veredas que atraviesen su ruta, así como el rumbo general de la línea que va a estudiar; el aneroide le sirve para verificar las cotas de los puertos orográficos, de los fondos de cañadas, y otros puntos de interés; el clisímetro, para determinar las pendientes que tendrá la ruta, y los binoculares para poder observar las diferentes formaciones que se atraviesan a lo largo de la ruta y ver si es posible encontrar otros puntos en mejores condiciones; la cámara fotográfica le permitirá contar con fotografías de los sitios que se considere conveniente incluir en los informes que se presentan después de los reconocimientos.

Es muy importante contar con un guía que conozca la región, para tener la seguridad de que el reconocimiento se haga sobre los mismos lugares que previamente se han fijado en la carta.

Durante el reconocimiento se deberán dejar señales sobre la ruta para que posteriormente puedan ser seguidas por el trazo de la preliminar.

3.3.3 Reconocimiento combinado

Es una combinación de las dos anteriores y se lleva a cabo en las siguientes circunstancias:

A) Cuando no se dispone de fotografías aéreas de la zona y existe la posibilidad de recorrerla en avión o helicóptero. El reconocimiento se hace en forma similar al que se describe como primer reconocimiento aéreo, con la diferencia de que al volar sobre la zona de las posibles rutas, habrá que definir desde el aire las mejores, marcándolas en las cartas geográficas disponibles, para que posteriormente se recorran por tierra siguiendo los procedimientos indicados para el reconocimiento terrestre.

B) Cuando se cuenta con fotografías aéreas de la zona y de momento no es posible continuar con el reconocimiento aéreo. En este caso se hará la fotointerpretación de las fotografías con que se cuenta, marcando en ellas las diferentes rutas posibles, eliminando aquellas que ofrezcan menores ventajas, seleccionando las mejores. Si la línea llega a salirse de las fotografías disponibles, se utilizarán cartas geográficas para completar lo faltante, a fin de que al efectuar el reconocimiento terrestre se tenga una idea clara de la situación general de la ruta.

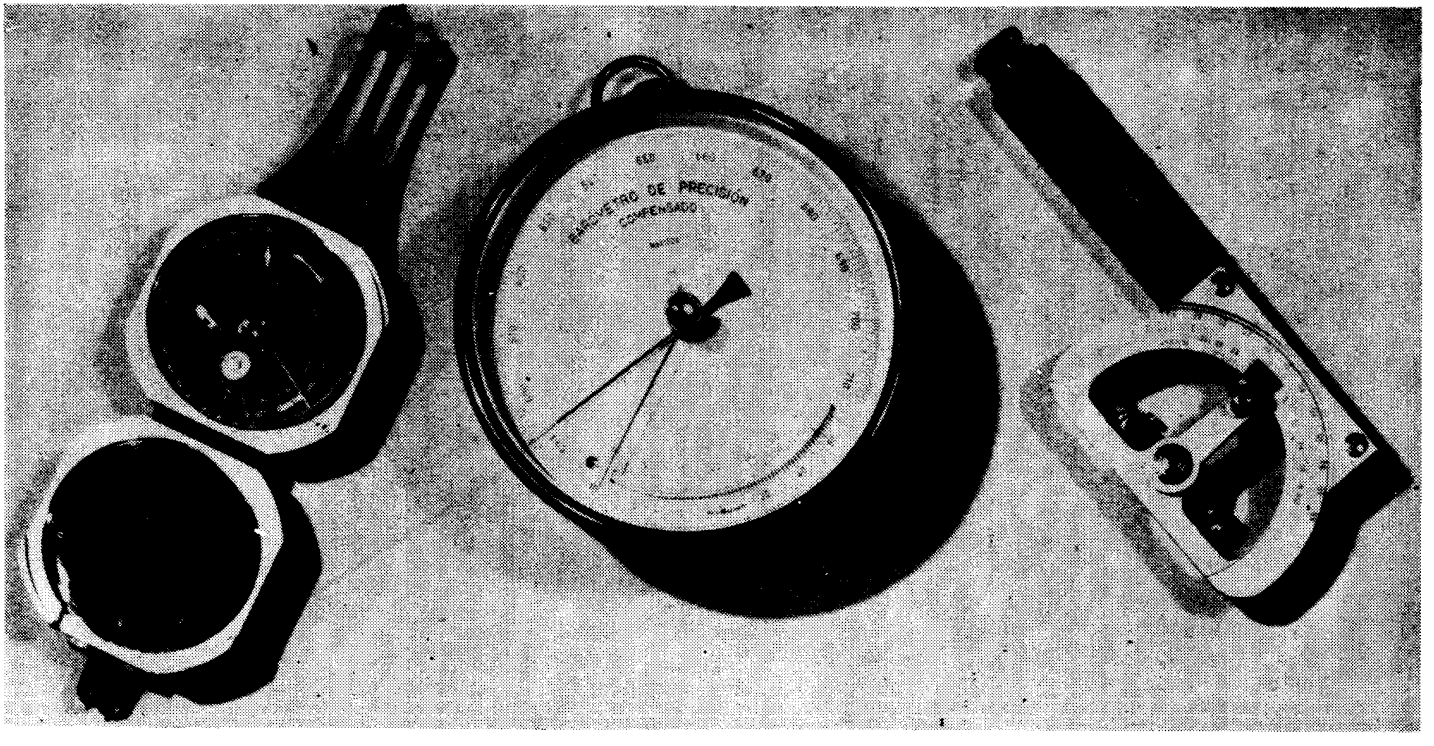


FIGURA 3.5. EQUIPO BASICO PARA RECONOCIMIENTO TERRESTRE: BRUJULA, ANEROIDE Y CLISIMETRO

3.4 FOTOGRAFIAS AEREAS

En la actualidad es difícil encontrar un profesionista dedicado al estudio de carreteras, capaz de atender él solo a los complejos problemas derivados por los cambios del uso de la tierra, del aumento de vehículos y de su velocidad, así como de la necesidad de amoldar el camino a la topografía.

Esto significa que el estudio de una ruta y su elección no es de la exclusiva competencia de una sola persona, sino que deben trabajar en el problema un conjunto de especialistas que necesitan información cualitativa detallada y datos cuantitativos precisos.

Esta información es obtenida a través de los reconocimientos y de las fotografías aéreas, pues éstas facilitan el estudio del terreno desde los puntos de vista topográfico, geológico y de uso de la tierra, permitiendo así determinar la elección de la mejor ruta.

Para la toma de fotografías aéreas se utilizan cámaras métricas de eje vertical, con lente granangular con distorsión máxima de 0.01 milímetros y distancia focal de aproximadamente 152 milímetros, con formato de 23 por 23 centímetros.

Para lograr la continuidad estereoscópica, debe existir una sobreposición longitudinal de 60 a 80% y una sobreposición lateral de 20 a 30%, dependiendo de la relación relieve del terreno-altura de vuelo. Véase Figura 3.6.

La toma de fotografías aéreas también está restringida a ciertas épocas del año y horas del día, por la presencia de nubes y por la proyección de sombras; se especifica que las nubes no cubran más del 5% del área fotografiada y que al ángulo de altura del sol con respecto al horizonte esté comprendido entre 45 y 75 grados, dependiendo de la topografía del terreno.

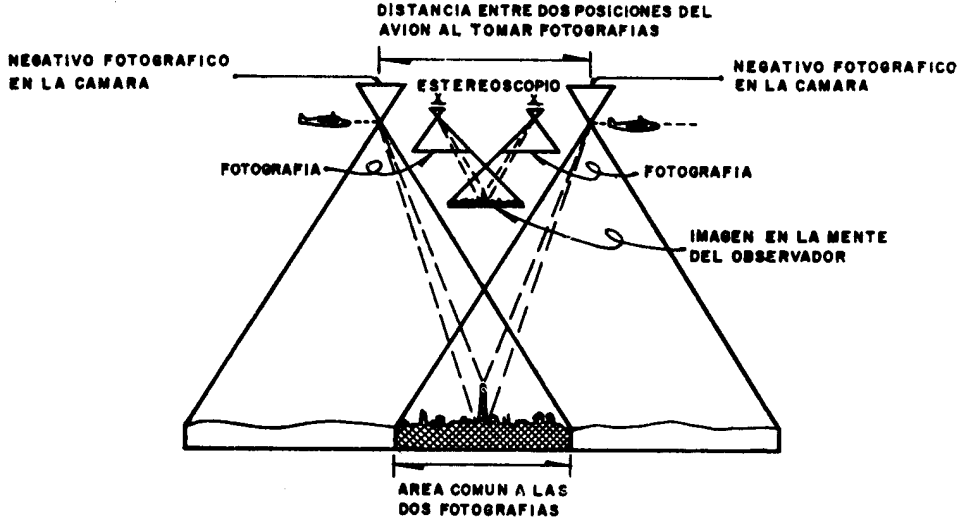


FIGURA 3.6. FORMACION DE LA VISION ESTEREOSCOPICA

Cuando se trata de terreno plano es conveniente que el ángulo sea un poco menor, porque así las sombras ayudan a observar el relieve.

La deriva o ángulo horizontal formado por la línea del vuelo y el eje longitudinal de la cámara, no debe exceder de cuatro grados; el giro alrededor del eje de vuelo o balanceo y el giro alrededor del eje normal al de vuelo o cabeceo, no deben exceder de tres grados.

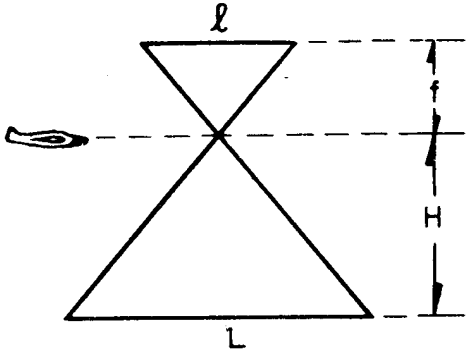
La escala de una fotografía vertical y el área cubierta por ella dependen de los elementos siguientes:

La distancia focal o constante de la cámara f, que es la distancia entre el centro óptico del objetivo y el plano de la imagen fotográfica o plano focal.

El formato l, que corresponde a las dimensiones de negativo de toma o sean las longitudes de sus lados.

La altura de vuelo H, que es la distancia del centro óptico del objetivo al nivel medio del terreno en el área cubierta por la foto.

La escala media Em de las fotografías, llamada también escala del vuelo, se obtiene por la relación siguiente:



$$Em = \frac{l}{L}$$

$$\frac{l}{L} = \frac{f}{H}$$

$$Em = \frac{f}{H}$$

FIGURA 3.7. RELACION DE ESCALAS

Como para una determinada cámara la distancia focal y el formato son constantes, la escala y el área cubierta por cada fotografía, dependen sólo de la altura del vuelo.

Para una escala dada de fotografía, la altura de vuelo se calcula a partir de la fórmula anterior, por ejemplo, si se desea obtener fotografías a escala $Em = 1{:}50\,000$ con una cámara granangular, cuya distancia focal es $f = 152$ mm (medio pie), la altura de vuelo sobre el terreno, expresada en pies, será:

$$H = \frac{f}{Em} = \frac{0.5}{1/50\,000} \qquad H = 0.5 \times 50\,000 = 25\,000 \text{ pies.}$$

o sea, la altura de vuelo expresada en pies, será igual a la mitad del denominador de la escala deseada, cuando se use una cámara granangular. Esta expresión es de uso general, dado que los altímetros de los aviones vienen en unidades inglesas.

Si se quiere obtener la altitud de vuelo, o sea la altura del vuelo sobre el nivel del mar, a la altura de vuelo habrá que agregarle la elevación media del terreno referida al nivel del mar.

Después de revelar la película expuesta y obtener las correspondientes copias de contacto, se procede a armar las líneas de vuelo tomadas, a comprobar su posición, escala, sobreposiciones y deriva. Se seleccionan las fotografías útiles y se les numera de la siguiente manera: (2 - 1) en donde el primer número significa el número de la fotografía y el segundo la línea de vuelo. A continuación se forma el fotoíndice de vuelo o mosaico índice, el cual es una reproducción fotográfica de las fotografías seleccionadas y armadas según su línea de vuelo, donde además se anotan los datos de identificación.

Existe también el mosaico rectificado que se elabora con fotografías escala 1:50 000 y 1:25 000, el cual muestra una imagen continua del área fotografiada y se emplea principalmente en los informes de fotointerpretación, reconocimientos, etc.

3.5 FOTOINTERPRETACION

La fotointerpretación consiste en el examen de las imágenes fotográficas con el objeto de identificar rasgos y determinar su significado.

3.5.1 Identificación en las fotografías

Para poder determinar el significado de las imágenes fotográficas deben considerarse los conceptos básicos que se explican a continuación:

A) Características físicas de las fotografías. El tono y la textura en una fotografía tienen un papel muy importante; cada uno de los tonos entre el blanco y el negro y su frecuencia de cambio en la imagen manifiesta la textura, haciendo más fácil la identificación de los objetos; por ejemplo, en las fotografías aéreas las cimas de las montañas se ven en tonos más claros que las barrancas, porque aquéllas reciben más luz del sol.

B) Características de rasgos y objetos. Considerando la forma, el tamaño y la sombra de las imágenes, se puede distinguir entre los objetos que se deben a la actividad humana y los naturales; por ejemplo, las imágenes con apariencia regular en general corresponden a objetos que se deben a la actividad humana, mientras que las imágenes irregulares corresponden a objetos de la naturaleza. La sombra revela y acentúa el relieve terrestre. Estas características se complementan y relacionan con objetos asociados en el área.

C) Características topográficas y geomorfológicas. El aspecto del relieve generalmente indica la dureza de los materiales: los materiales resistentes forman partes altas con taludes acentuados y los materiales blandos forman llanuras o lomeríos suaves; a cada resistencia de material corresponde un talud natural, por lo que puede decirse que los cambios de talud indican cambio de material. La disposición o alineamiento puede indicar flujo, plegamientos, fracturas, fallas, etc.; el drenaje está dado por la pendiente del terreno y por las características de resistencia a la erosión de los materiales superficiales y subyacentes de la zona, así como por las fracturas y las fallas.

D) Características de la vegetación. Por el tipo de vegetación se puede identificar el tipo de suelo y el de la roca original. Un determinado tipo de vegetación puede indicar la composición del suelo, contenido de humedad, permeabilidad, variaciones de su espesor y de su pendiente.

Debe distinguirse la vegetación natural de la de los cultivos, reforestaciones, etc., que pudieran desorientar. Para este tipo de estudio las fotografías de color, las infrarrojas blanco y negro y las infrarrojas de color, son de valor inestimable.

El estudio de las aerofotos en gabinete requiere del siguiente equipo: estereoscopio, barra de paralaje, regla de cálculo, escalímetro, lupa, escuadras, lápices de cera, etc. (Véase Figura 3.8.) El estereoscopio sirve para observar el relieve del terreno en la faja de sobreposición de las fotografías; la barra de paralaje sirve principalmente para estimar los desniveles del terreno.

3.5.2 Procedimiento de trabajo

En el mosaico índice de las fotografías a escala 1:50 000 se marcan las diferentes rutas estudiadas previamente, a fin de facilitar la selección de las aerofotos que cubren el área donde van a desarrollarse las distintas alternativas.

Con pares sucesivos de las fotografías seleccionadas, los diferentes especialistas estudian con el auxilio del estereoscopio, la localización de las rutas, los aspectos geotécnicos, los de drenaje y los socioeconómicos, a fin de conocer las ventajas y desventajas de cada una de las rutas marcadas.

A) El ingeniero especialista en localización determina la mejor posición de una o más alternativas de trazo, conveniente desde el punto de vista topográfico con fines operativos, para limitar las franjas de terreno en las que debe buscarse la mejor ubicación de la línea en etapas posteriores de más detalle.

Por cada línea de ruta resultante, el localizador debe estimar la longitud total; las longitudes de las diferentes pendientes; las cantidades de materiales en cuanto a terracerías y drenaje; el número y tipo de intersecciones; las afectaciones; y en general, todos los conceptos de costos que sirvan para evaluar cada alternativa.

Un factor importante en la elección de una ruta es la pendiente del terreno; por lo que para tener una idea aproximada de ella y definir si las rutas vistas están dentro de lo especificado, se determinan las elevaciones de los puertos, las de los fondos de las barrancas y las de otros puntos que pueden afectar la posición de la línea.

Para obtener el desnivel aproximado entre dos puntos dados contenidos en un par estereoscópico, se utiliza la barra de paralaje, de la siguiente manera:

Se procura determinar con la mayor aproximación la escala de las fotografías. Para ello se verá si en algunas de ellas aparecen puntos de control terrestre anteriores o bien alguna estructura cuya longitud se conozca. En caso de no haberlas se toma como buena la escala indicada en las fotos.

Apoyándose en las marcas fiduciales de las dos fotos que se estudian, se determinan los puntos principales N_1 y N_2, los cuales están definidos por la intersección de las líneas que unen las marcas fiduciales (Figura 3.9)

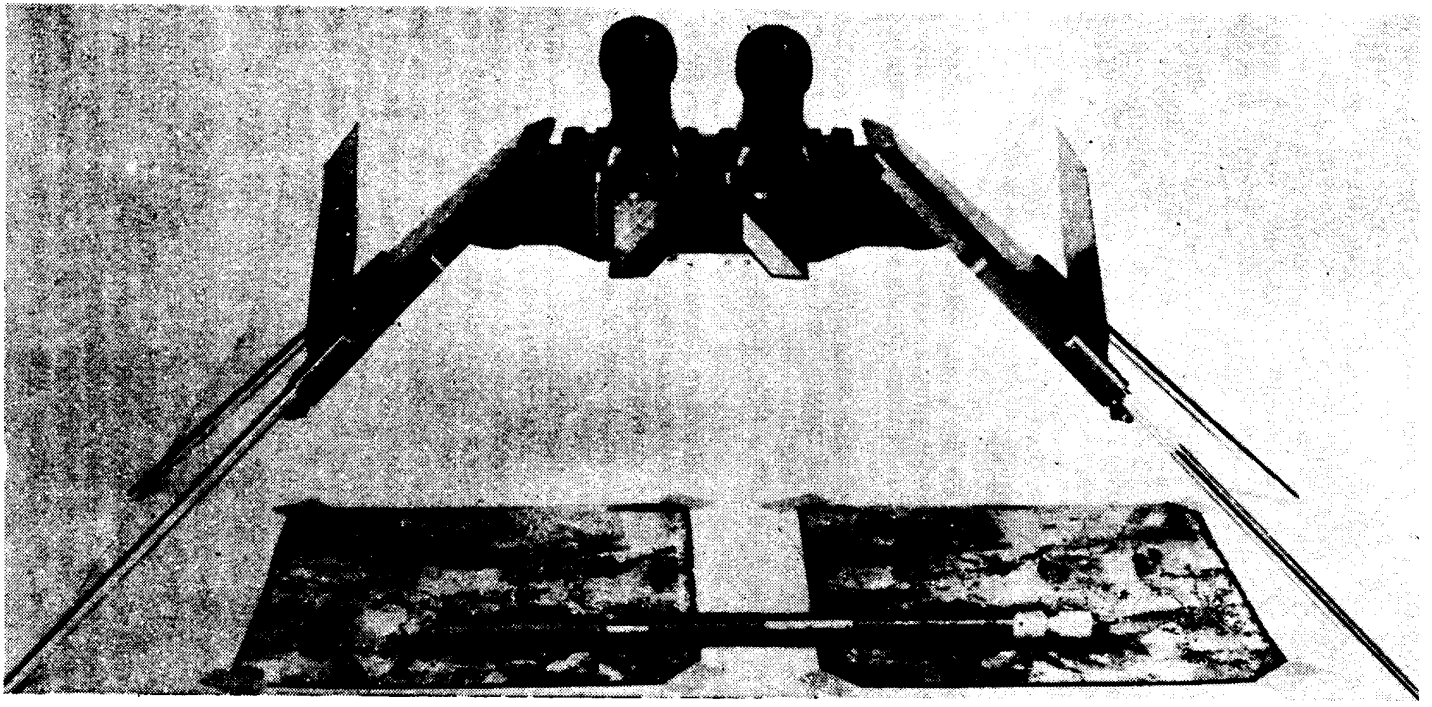


FIGURA 3.8. ESTEREOSCOPIO DE ESPEJOS Y BARRA DE PARALAJE

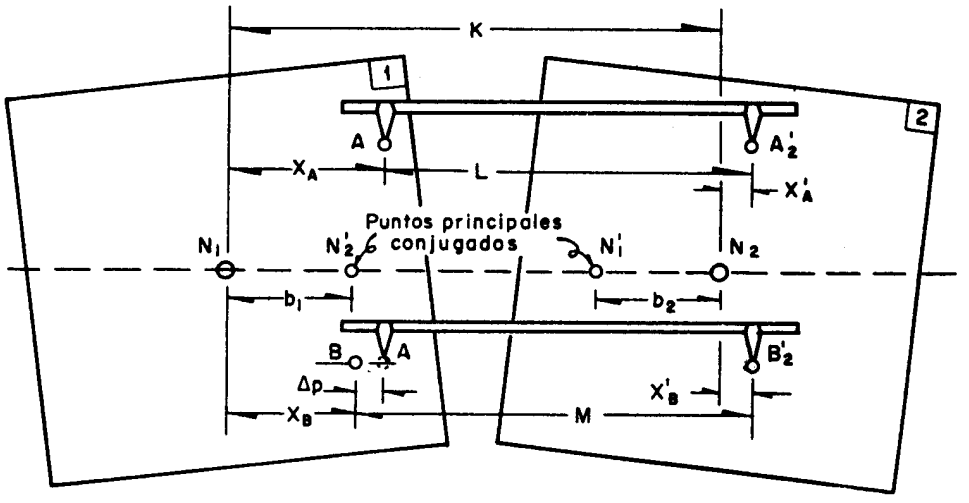


FIGURA 3.9. DETERMINACION DE DESNIVELES MEDIANTE LA BARRA DE PARALAJE

Se transfieren dichos puntos recíprocamente, es decir, el N_1 a la foto 2 en N'_1 y el N_2 a la foto 1 en N'_2. Se miden las distancias b_1 y b_2 y su promedio será la base aérea b.

Del informe de vuelo se toma la altura de vuelo H a la cual fue tomada la fotografía, comprobándose con la altitud marcada por el altímetro en cada foto y con la elevación media del terreno.

Supóngase que se trata de determinar el desnivel existente entre los puntos A y B, que aparecen en ambas fotografías (A'_2 y B'_2 en la foto 2). Se coloca la barra de paralaje haciendo coincidir sus índices con los puntos A y A'_2 girando el micrómetro de la barra para hacer que el punto flotante "toque" el terreno; en esta posición se toma la lectura del micrómetro. Se llevan después los índices de la barra a los puntos B y B'_2 girando el micrómetro hasta que el punto flotante "toque" el terreno.

Se toma esta nueva lectura del micrómetro. La diferencia de lecturas es precisamente la diferencia de paralajes Δp; el desnivel Δh que existe entre los puntos A y B se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta h = \frac{H}{b} \Delta p$$

B) El estudio de las aerofotos desde el punto de vista geológico proporciona información sobre la morfología del terreno, la existencia de fallas y de zonas susceptibles de deslizamientos, la clasificación general de rocas y suelos, las cuencas de drenaje y los materiales de construcción que se tengan en el área en estudio.

El drenaje constituye una de las mejores guías acerca de la geología y los tipos de suelos en el área; también indica las líneas de menor resistencia.

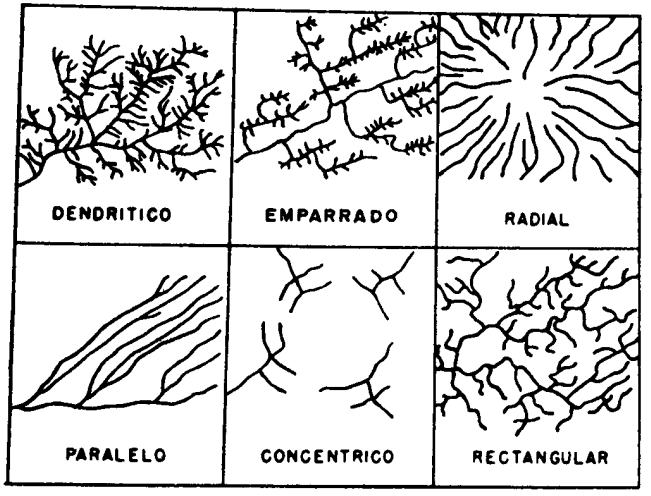


FIGURA 3.10. APARIENCIAS TIPICAS DE LOS DRENAJES

El drenaje rectangular suele estar controlado por las diaclasas, las fallas y plegamientos; el drenaje radial se produce desde un cono montañoso o hacia el centro de una depresión o cuenca; el drenaje concéntrico suele ser indicativo de la presencia de una estructura en forma de domo. Un sistema de drenaje dendrítico generalmente representa un área de rocas bastante homogéneas, mientras que el drenaje paralelo se suele formar por un control de estratos de diferentes resistencias a la erosión. El drenaje emparrado es característico de rocas sedimentarias fuertemente plegadas.

El mapa fotogeológico, que se utiliza para consulta durante el proyecto de la carretera, es obtenido después de estudiar en los pares fotográficos todas las características geológicas e hidrográficas de la zona, vaciándolas en mosaicos rectificados y distinguiéndolas con símbolos convencionales. Así, por ejemplo, se acostumbra distinguir los contactos geológicos con diferentes colores; los distintos tipos de rocas y suelos por medio de letras clave: también existe simbología especial para las fracturas, rumbos y echados. Para la hidrografía, es costumbre representar los escurrideros con color azul.

C) El estudio socioeconómico de las fotografías fundamentalmente se encamina a la localización y estimación de población, al uso actual y potencial de la tierra, a los recursos forestales y minerales en explotación y en potencia y a todo aquello que represente facilidades de producción o recursos para el desarrollo económico y social de la zona.

Para el proyecto de carreteras, la interpretación de las fotografías desde el punto de vista socioeconómico tiene por objeto estimar las necesidades de transporte, tanto para los diferentes núcleos de población como para los sitios de actividad económica actual o futura.

Estos estudios se tendrán que verificar en el campo, en aquellos puntos representativos seleccionados de antemano por el fotointérprete.

3.6 CONTROL TERRESTRE

Las diferentes elevaciones del terreno y los movimientos del avión y de la cámara, durante los vuelos fotográficos, son la causa de los cambios de escala, la deriva, el cabeceo y balanceo que presentan las fotografías aéreas. Por esta razón es indispensable determinar en el terreno la posición y la elevación de puntos previamente seleccionados, que permitan relacionar cuantitativamente al terreno con sus imágenes fotográficas. Con este control terrestre se pueden utilizar las fotografías aéreas como un medio para obtener planos detallados y precisos del área requerida.

A la obtención de cartas o planos del terreno por medio de fotografías aéreas y control terrestre en instrumentos fotogramétricos se le llama restitución.

Para la elaboración de los planos que se emplean en el estudio de carreteras son apropiados los equipos estereoscópicos de restitución, de los cuales existen numerosos modelos, siendo los más usuales el estereoplanígrafo, el múltiplex, el estereocartógrafo, el balplex, el kelsh, el autógrafo, etc.

3.6.1 Orientación

Para hacer posible la restitución en un instrumento estereoscópico, es necesario obtener en él una maqueta o modelo geométricamente semejante al terreno fotografiado, lo cual se logra reproduciendo en el instrumento las condiciones de perspectiva existentes entre las imágenes y el terreno en el mismo instante en que fueron tomadas las fotografías, operación que constituye la orientación.

La orientación se divide en interior y exterior; esta última a su vez se subdivide en relativa y absoluta.

La orientación interior se refiere a la reconstrucción de la perspectiva interior de cada fotografía, es decir, hacer que el cono de rayos proyectado sea geométricamente semejante al cono de rayos que penetró al objetivo de la cámara en el instante de la exposición.

Para lograr lo anterior se debe cumplir con los siguientes requisitos:

Centrar la diapositiva de manera que el eje óptico del proyector o camara del instrumento coincida con el punto principal de la fotografía.

Poner en el proyector la distancia focal resultante de la relación:

$$f_p = d_p \frac{f_c}{d_c}$$

En donde:

f_p = Distancia focal a poner en el proyector.

d_p = Formato del proyector.

d_c = Formato de la cámara aérea.

f_c = Distancia focal de la cámara aérea.

Corregir la distorsión de los lentes y de los materiales que intervienen en el proceso o conocer su valor final para considerarlo en las mediciones y cálculos fotogramétricos.

La orientación relativa tiene como propósito la reconstrucción de las posiciones relativas de toma de las fotografías de un par estereoscópico.

El procedimiento de orientación relativa se basa en el hecho de que cada punto en el terreno es el origen de un par de rayos dirigidos cada uno a su correspondiente estación de toma, los que al proyectarse en el instrumento deben interceptarse en el punto que les dio origen. Para lograr lo anterior, se ajustan los proyectores del instrumento haciendo uso de los movimientos de rotación y traslación de que están dotados, hasta hacer coincidir las imágenes en todo el modelo.

Posteriormente a la orientación relativa se efectúa la orientación absoluta, la cual tiene por objeto lograr que el modelo o grupo de modelos se encuentren a escala y estén nivelados y orientados en posición respecto a los puntos de control terrestre.

Para poner a escala el modelo es necesario como mínimo, conocer la distancia real entre dos puntos que estén comprendidos en el modelo; para la nivelación se requiere un mínimo de tres puntos de elevación conocida. A los primeros dos puntos se les llama puntos de control horizontal o de posición (x-y) y a los tres últimos se les llama puntos de control vertical o de elevación (z). La orientación en posición se logra haciendo coincidir los puntos de control situados a escala, con las respectivas proyecciones de sus imágenes estereoscópicas.

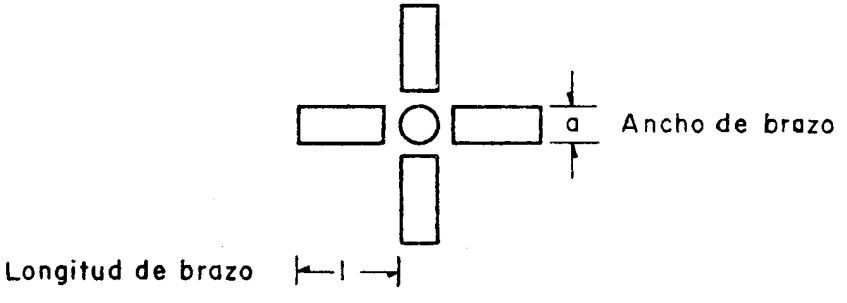
Las posiciones y elevaciones de los puntos de control terrestre se pueden obtener mediante observaciones astronómicas de posición y gravimétricas, mediciones geodésicas o topográficas de precisión.

3.6.2 Señalamiento

Los datos del control terrestre generalmente se manejan en sistemas espaciales de coordenadas x-y-z que pueden ser arbitrarios o estar ligados a uno o más orígenes preestablecidos; en la mayoría de los casos las elevaciones se refieren al nivel del mar. Como los puntos deben ser identificables en las fotografías aéreas, se acostumbra señalarlos previamente a la toma de ellas, aunque pueden escogerse posteriormente en las fotos, puntos fácilmente identificables en el terreno.

La práctica señala que se obtienen mejores resultados en los trabajos apoyados en puntos de control señalados antes del vuelo; en este caso deberán tenerse presentes los siguientes conceptos.

La forma y dimensiones de las señales deberán ser adecuadas a la escala de la foto, para facilitar su identificación y el centrado en ellas del índice de medición de los instrumentos fotogramétricos. Se usan las formas de cuadro, de círculo, de "T", de "Y" y de cruz, dando mejores resultados la de "Y" y la de cruz. Para esta última se recomiendan las siguientes dimensiones:



Escala del negativo de vuelo	Ancho de brazo cm	Longitud de brazo cm
1: 5 000	20	100
1:10 000	30	150
1:25 000	70	350
1:50 000	150	750

El sitio de una señal deberá estar suficientemente despejado, para que de acuerdo con la posición de la línea de vuelo, el ángulo visual de la cámara y la hora del vuelo, la señal no quede cubierta por sombras, árboles, edificios, etc.; el color de la señal deberá hacer buen contraste con el área circundante, los colores negro y blanco dan buenos resultados.

Las señales se construyen generalmente con materiales disponibles en la zona, como piedra, madera, pencas de maguey, tela, cartón, etc.

Cuando los puntos de control no se hayan señalado antes de la toma de las fotografías, se escogerán cuidadosamente puntos fácilmente identificables tanto en el terrenc como en las fotografías a la escala de observación en las máquinas fotogramétricas que pueden ser esquinas de puentes y de casas, intersecciones de cercas, intersecciones de caminos, etc.

Idealmente los puntos deberían escogerse al centro de cada faja de triple sobreposición longitudinal de las fotos de la misma línea de vuelo, y en su caso, al centro de cada faja de sobreposición lateral con las líneas de vuelo adyacentes; algunas veces la falta de buenos detalles naturales que puedan servir como puntos de control, las dificultades de acceso, etc., no permiten satisfacer esta condición.

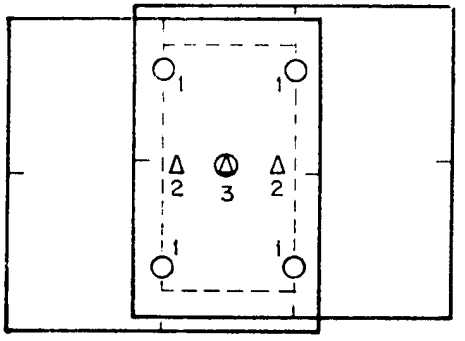
Los puntos de control vertical o de (z) deberán establecerse en áreas planas, para que los pequeños errores de identificación de su posición no causen grandes errores en elevación.

3.6.3 Proyecto del control terrestre

El proyecto del control terrestre se hará por personal que conozca suficientemente las posibilidades y las limitaciones de los procedimientos, del personal y de los equipos que se utilizarán, tanto en los trabajos de control como en el resto de las operaciones fotogramétricas. Este trabajo se realiza generalmente sobre fotografías existentes, utilizando un estereoscopio con binoculares amplificadores. En las fotos se marcan pequeñas áreas que encierran sitios convenientes para los puntos de control; la selección final de los puntos propiamente dichos, la realiza el personal de campo atendiendo a condiciones de visibilidad por vegetación, obstáculos no previstos, accesibilidad actual, etc.

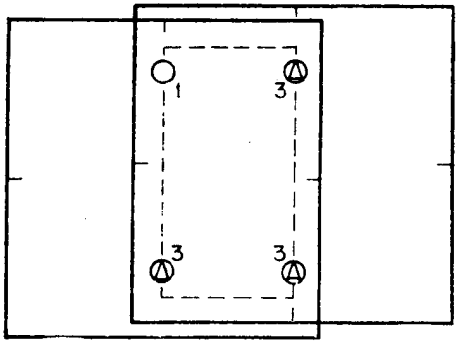
El proyecto de un control terrestre puede presentar muchas variantes, puede tratarse de establecer uno nuevo o completar uno ya existente, bien sea para aerotriangulación por fajas o por bloques, control completo para cada modelo, etc.

Idealmente el control completo para un modelo debería establecerse de la siguiente manera:



Puntos	Coordenadas
1	z
2	x – y
3	x – y – z

En la práctica es común el empleo del control terrestre de sólo cuatro puntos como se muestra a continuación:

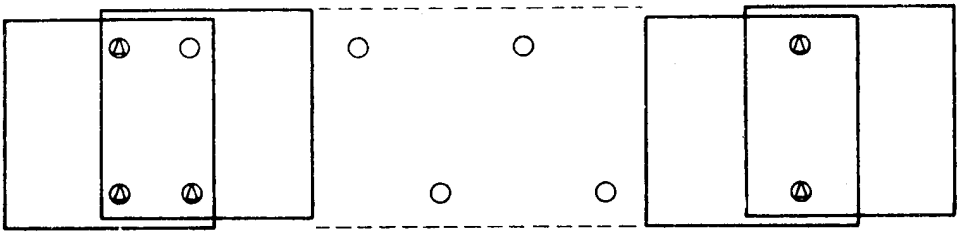


Puntos	Coordenadas
1	z
3	x – y – z

La aerotriangulación es un método de obtención de control auxiliar a través de las relaciones geométricas entre fotografías aéreas adyacentes. Estas relaciones pueden establecerse analítica o mecánicamente; esta última forma incluye el uso de instrumentos estereoscópicos de restitución, para hacer la transmisión de la orientación de una foto a la siguiente. Después de los correspondientes ajustes con base en el control terrestre, la aerotriangulación produce el control auxiliar suficiente para orientar aisladamente cada modelo, en el mismo sistema del control terrestre.

En proyecto de carreteras, generalmente el problema es lineal y se hacen aerotriangulaciones en Balplex o Autógrafo A-7 con fotos a escala 1:25 000, compensadas por fajas del orden de 5 a 10 modelos. Los conceptos de compensación son: escala, curvatura y abatimiento, los cuales se controlan, respectivamente, con medidas lineales, orientaciones astronómicas y nivelaciones terrestres.

El control típico en estos casos es de esta forma:



Salida		Llegada
3 puntos de x-y-z 1 punto de z	Un punto de z a cada tercer modelo, en distribución al "tresbolillo"	2 puntos de x-y-z

La densidad y distribución del control terrestre para aerotriangulación depende del tipo de compensación a efectuar, del instrumento a emplear, de la precisión requerida, etc.

El concepto control terrestre representa un porcentaje elevado del costo total de los trabajos fotogramétricos, por lo que al proyectar el control se tratará de reducir al mínimo el trabajo de campo, buscando la distribución más conveniente, la facilidad de identificación, la posibilidad de acceso y la seguridad de intervisibilidad de los puntos.

La precisión requerida en las mediciones del control terrestre depende, entre otros factores, de la escala del plano a obtener y del error permitido en éste de acuerdo con su aplicación.

En fotogrametría para proyecto de carreteras se considera suficiente la precisión de 1:20 000 en los cierres planimétricos de poligonales y en nivelación un error de cierre de 10 mm $\sqrt{N}$, siendo N el número de kilómetros de desarrollo del circuito cerrado de nivelación.

Los procedimientos de levantamiento dependerán básicamente del tipo de terreno en que se vaya a trabajar y del equipo de medición disponible. Actualmente con el uso extensivo de los equipos electrónicos de medición de distancias, los tránsitos de un segundo de lectura, los niveles automáticos y los barómetros altímetros de precisión, el control terrestre se realiza en la mayoría de los casos a base de poligonales topográficas o geodésicas, según sea necesario, con nivelaciones geométricas unas veces, trigonométricas otras y en algunas ocasiones fototrigonométricas; asimismo se efectúan levantamientos por trilateraciones y ya muy poco por triangulaciones.

Los puntos de control terrestre no señalados antes del vuelo, generalmente se levantan por coordenadas polares a partir de los vértices del levantamiento general, principalmente cuando aquellos dificultan el centrado de los instrumentos de medición.

En todos los casos, las mediciones deben ser planeadas y desarrolladas de manera que haya elementos de comprobación, como orientaciones astronómicas, cierre de circuitos en poligonales y nivelaciones, ligas a vértices geodésicos o bancos de nivel confiables en el área.

Cada punto de control se establecerá en una mojonera de concreto; sin embargo, en sitios de acceso difícil, la mojonera podrá sustituirse por una piedra grande, un tronco de árbol cortado a ras de suelo, o algún otro cuerpo que no se mueva fácilmente.

Cuando se trabaje con puntos de control preseñalados, las señales deberán ser colocadas y pintadas en la fecha más próxima posible al vuelo fotográfico, para disminuir las posibilidades de que las condiciones atmosféricas, los animales o las gentes, las destruyan, por lo que será necesario coordinar el señalamiento con el calendario de vuelos.

Los puntos de control señalados posteriormente al vuelo deberán identificarse por un número progresivo y un piquete fino en las fotos de contacto, o en amplificaciones fotográficas de la zona de cada punto.

Así mismo, para cada uno se entregará un croquis en el que aparezca el propio punto referido en dirección con los puntos de control adyacentes y en dirección y distancia con otros detalles visibles en la foto y en el terreno.

En el cálculo del control terrestre se consideran todos los elementos de corrección inherentes a los levantamientos, como son: correcciones a las velocidades de las radiaciones usadas en las mediciones electrónicas de distancias; refracción y curvatura; reducción al horizonte; convergencia de meridianos; etc. En este campo están prestando cada vez mayor ayuda las computadoras electrónicas, al dar mayor rapidez a los cálculos.

3.7 EVALUACION DE RUTAS POSIBLES

La elección de la mejor ruta entre varias posibles es un problema de cuya solución depende el futuro de la carretera.

Al comparar las ventajas que ofrezcan las rutas posibles, es preciso hallar el costo aproximado de construcción, operación y conservación, de la vía que se vaya a proyectar y compararlo con los beneficios probables que se deriven de ella. Asimismo, deben tenerse en cuenta los perjuicios ocasionados por la obra, a fin de considerarlos en la evaluación. Por tanto, una vez establecidas las rutas probables, es necesario comparar los costos anuales, tal como se establece en el Capítulo I de este Manual, relativo a Evaluación de Proyectos.

CAPITULO IV

METODOLOGIA DEL PROYECTO

GENERALIDADES

Las inversiones en obras públicas dentro de las que están incluidas los caminos, deben producir los máximos beneficios a la colectividad con la mínima inversión posible. Una condición primordial para alcanzar este objetivo, es el conocimiento profundo de los problemas y la aplicación de las técnicas apropiadas para resolverlos.

Lo anterior lleva a pensar que sólo deben ejecutarse aquellas obras cuyo proyecto se encuentre completamente detallado en todas sus partes. Para la elaboración correcta de ese proyecto se requiere como base, que todos los estudios se hayan elaborado con la mayor precisión.

Existen algunos principios de carácter universal en los que debe basarse el criterio de proyecto.

1. Son más costosas las fallas de proyecto que se reflejan en una obra ya terminada, que el costo adicional que significarían los estudios necesarios para reducir o eliminar la posibilidad de las fallas.

2. El empleo de una tecnología avanzada, debidamente probada, permite generalmente una economía considerable en la construcción y operación de las obras.

3. Los estudios en el lugar de la obra requieren del esfuerzo continuo, la observación profunda y el registro de todos los datos que intervengan de alguna forma, en el comportamiento de la estructura por proyectarse.

4. Para cada rama de proyecto debe contarse con ingenieros especialistas en esa materia. Para lograr esto, es necesario que en cada disciplina se mantenga al personal al día, en relación con los avances en las distintas tecnologías que les atañen.

Por lo que se refiere al proyecto de carreteras dentro de la Secretaría de Obras Públicas, se ha desarrollado toda una metodología que considera tres etapas: Selección de Ruta, Anteproyecto y Proyecto.

En el Capítulo de Selección de Ruta se explicó cómo determinar la zona más ventajosa para la localización de un camino. Para el Anteproyecto se requiere establecer el trazo de este camino, haciéndose necesario completar y definir los datos recogidos previamente. Para esto último, se requiere un levantamiento topográfico, ya sea utilizando los métodos convencionales terrestres, o empleando las facilidades que proporciona la fotogrametría y las computadoras electrónicas.

El levantamiento se traducirá en un plano con curvas de nivel de la faja en estudio, un plano del perfil longitudinal del terreno en el eje de la poligonal que sirvió de base para el levantamiento y un plano de secciones transversales a dicho eje.

Sobre estos planos se efectuará el anteproyecto del eje de la vía, hasta situar en ellos una línea que se considere cumpla con los requisitos establecidos para la carretera.

4.1 SELECCION DEL PROCEDIMIENTO PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Se ha dicho que para completar y definir los datos previos se requiere un levantamiento topográfico, ya sea utilizando los métodos convencionales terrestres o empleando las facilidades de la fotogrametría y las computadoras electrónicas, método al cual se le ha llamado fotogramétrico electrónico.

Para elegir el procedimiento a emplearse deben tomarse en cuenta los cuatro factores determinantes: la vegetación, la configuración topográfica, el plazo de ejecución y la accesibilidad a la zona.

A) Vegetación. La precisión en el procedimiento fotogramétrico electrónico dependerá de la altura, densidad y tipo de vegetación existente. La altura máxima de una vegetación densa, permisible para emplear directamente el procedimiento fotogramétrico electrónico sin ninguna corrección, es de 0.10 m. Cuando la altura de la vegetación esté comprendida entre 0.10 m y 1.00 m, debe obtenerse la densidad y altura media mediante un recorrido, a fin de aplicarlas a manera de corrección al efectuar la restitución.

Si la altura de la vegetación es mayor de lo antes indicado, el empleo del procedimiento fotogramétrico electrónico dependerá de su densidad. A continuación se presenta una tabla que puede utilizarse a manera de guía, para determinar si es posible su empleo.

PROMEDIO ALTURA VEGETACION — m	PROMEDIO DIAMETRO FOLLAJE — m	PROMEDIO SEPARACION ARBOLES C-C — m	NUMERO MAXIMO DE ARBOLES POR HECTAREA APROXIMADA
5	5	12	60
10	6	15	30
15	7	18	40
20	8	23	20
30	8	29	12

Cuando la densidad de la vegetación sobrepase las cantidades anteriores, no se podrán observar estereoscópicamente la mayoría de los puntos del terreno y entonces no debe recurrirse al método fotogramétrico elec-

trónico. Al considerar la vegetación alta en la forma citada, debe tenerse en cuenta que la vegetación chica que existe entre ella, cumpla con lo indicado en los párrafos anteriores.

Cuando las áreas de vegetación densa son aisladas y representan menos del 50% de la longitud del proyecto, pueden combinarse ambos procedimientos con buenos resultados; es decir, empleando el método fotogramétrico donde la vegetación lo permite y el terrestre en el resto. Como pueden presentarse muchas combinaciones de densidad y altura de vegetación, en estos casos debe predominar el criterio del ingeniero, para elegir el procedimiento adecuado.

B) Configuración topográfica. El terreno, en cuanto a su configuración, se clasifica en plano, lomerío y montañoso. En seguida se dan las recomendaciones generales para el empleo de uno u otro procedimiento en relación con la configuración del terreno:

1. En terreno plano o lomerío suave, el tiempo que se requiere para el control terrestre es más o menos el mismo que se necesitaría para el trazo definitivo, en caso de que no hubiera necesidad de recurrir a levantamientos preliminares, lo cual es factible con la ayuda de las fotografías aéreas obtenidas con anterioridad. Por lo que, en general, debe usarse el procedimiento convencional o terrestre, por ser más económico y rápido que el fotogramétrico electrónico.

2. En terreno de lomerío, la elección del procedimiento depende de su costo, el cual a su vez varía con la longitud del camino. Puede decirse como término medio, que el procedimiento terrestre conviene usarse en caminos hasta de unos 30 km de longitud y de ahí en adelante usar el procedimiento fotogramétrico electrónico.

3. En terreno montañoso, el procedimiento más adecuado es el fotogramétrico electrónico, por ser el más económico, pero quedando limitado su empleo a longitudes de camino mayores de 10 km.

C) Plazo de ejecución. Cuando el plazo de ejecución del proyecto es corto y la toma de fotografías aéreas no puede realizarse de inmediato, como por ejemplo, cuando las condiciones atmosféricas son desfavorables, generalmente conviene usar el procedimiento terrestre o convencional.

D) Accesibilidad a la zona. Otro factor que puede hacer variar la elección del procedimiento a seguir, es la dificultad en el acceso a la zona del camino en estudio, ya sea por los costos resultantes de transporte o por el tiempo empleado en movilizar tanto al personal como a sus elementos de trabajo.

4.2 ANTEPROYECTO

Es el resultado del conjunto de estudios y levantamientos topográficos que se llevan a cabo con base en los datos previos, para situar en planos obtenidos de esos levantamientos, el eje que seguirá el camino.

Una vez obtenidos los planos con curvas de nivel a una escala apropiada, se inicia el estudio para el trazo del camino, considerando un número variable de posibilidades, hasta seleccionar la más conveniente que se tomará como tentativa del eje de la carretera, quedando así definidos los alineamientos horizontal y vertical.

El anteproyecto requiere una evaluación razonablemente exacta de la geometría de cada una de las posibilidades, sin hacer falta una exactitud

minuciosa, ya que serán inútiles cuantos cálculos se hagan para todas las líneas posibles, excepto para aquella que se juzgue posteriormente la mejor.

Un trazo óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno. Sin embargo, la selección de una línea y su adaptabilidad al terreno dependen de los criterios adoptados. Estos criterios a su vez dependen del tipo y volumen de tránsito previstos durante la vida útil del camino, así como de la velocidad de proyecto.

Por consiguiente, una vez clasificada la vía y fijadas las especificaciones que regirán el proyecto geométrico, se debe buscar una combinación de alineamientos que se adapten al terreno, planimétrica y altimétricamente y cumplan los requisitos establecidos.

En muchas ocasiones, algunos factores pueden llevar a forzar una línea. Entre ellos pueden citarse los requerimientos del derecho de vía, la división de propiedades, el efecto de la vía proyectada sobre otras existentes, los cruces con ríos, las intersecciones con otras carreteras o ferrocarriles, las previsiones para lograr un buen drenaje, la naturaleza geológica de los terrenos donde se alojará la carretera.

Estos factores y otros semejantes que pudieran establecerse, influyen en la determinación de los alineamientos horizontal y vertical de un camino. Alineamientos que dependen mutuamente entre sí, por lo que deben guardar una relación que permita la construcción con el menor movimiento de tierra posible y con el mejor balance entre los volúmenes que se produzcan de excavación y terraplén.

Estos conceptos se reflejan en las siguientes normas generales para los alineamientos horizontal y vertical.

4.2.1 Normas generales para el alineamiento horizontal

Los diferentes elementos que intervienen para el cálculo del alineamiento horizontal, se discutirán con detalle en capítulos posteriores; sin embargo, existen ciertas normas generales que están reconocidas por la práctica y que son importantes para lograr una circulación cómoda y segura, entre las cuales se pueden citar las siguientes:

1. La seguridad al tránsito que debe ofrecer el proyecto es la condición que debe tener preferencia.

2. La topografía condiciona muy especialmente los radios de curvatura y velocidad de proyecto.

3. La distancia de visibilidad debe ser tomada en cuenta en todos los casos, porque con frecuencia la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad en sí.

4. El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser consistente con la topografía. Una línea que se adapta al terreno natural es preferible a otra con tangentes largas pero con repetidos cortes y terraplenes.

5. Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo razonable, el uso de la curvatura máxima permisible. El proyectista debe tender, en lo general, a usar curvas suaves, dejando las de curvatura máxima para las condiciones más críticas.

6. Debe procurarse un alineamiento uniforme que no tenga quiebres bruscos en su desarrollo, por lo que deben evitarse curvas forzadas después de tangentes largas o pasar repentinamente de tramos de curvas suaves a otros de curvas forzadas.

7. En terraplenes altos y largos sólo son aceptables alineamientos rectos o de muy suave curvatura, pues es muy difícil para un conductor percibir alguna curva forzada y ajustar su velocidad a las condiciones prevalecientes.

8. En camino abierto debe evitarse el uso de curvas compuestas, sobre todo donde sea necesario proyectar curvas forzadas. Las curvas compuestas se pueden emplear siempre y cuando la relación entre el radio mayor y el menor sea igual o menor a 1.5.

9. Debe evitarse el uso de curvas inversas que presenten cambios de dirección rápidos, pues dichos cambios hacen difícil al conductor mantenerse en su carril, resultando peligrosa la maniobra. Las curvas inversas deben proyectarse con una tangente intermedia, la cual permite que el cambio de dirección sea suave y seguro.

10. Un alineamiento con curvas sucesivas en la misma dirección debe evitarse cuando existan tangentes cortas entre ellas, pero puede proporcionarse cuando las tangentes sean mayores de 500 m.

11. Para anular la apariencia de distorsión, el alineamiento horizontal debe estar coordinado con el vertical.

12. Es conveniente limitar el empleo de tangentes muy largas, pues la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, que motivan somnolencia, especialmente durante la noche, por lo cual es preferible proyectar un alineamiento ondulado con curvas amplias.

4.2.2 Normas generales para el alineamiento vertical

En el perfil longitudinal de una carretera, la subrasante es la línea de referencia que define el alineamiento vertical. La posición de la subrasante depende principalmente de la topografía de la zona atravesada, pero existen otros factores que deben considerarse también:

1. La condición topográfica del terreno influye en diversas formas al definir la subrasante. Así, en terrenos planos, la altura de la subrasante sobre el terreno es regulada, generalmente, por el drenaje. En terrenos en lomerío se adoptan subrasantes onduladas, las cuales convienen tanto en razón de la operación de los vehículos como por la economía del costo. En terrenos montañosos la subrasante es controlada estrechamente por las restricciones y condiciones de la topografía.

2. Una subrasante suave con cambios graduales es consistente con el tipo de camino y el carácter del terreno; a esta clase de proyecto debe dársele preferencia, en lugar de uno con numerosos quiebres y pendientes en longitudes cortas. Los valores de diseño son la pendiente máxima y la longitud crítica, pero la manera en que éstos se aplican y adaptan al terreno formando una línea continua, determina la adaptabilidad y la apariencia del producto terminado.

3. Deben evitarse vados formados por curvas verticales muy cortas, pues el perfil resultante se presta a que las condiciones de seguridad y estética sean muy pobres.

4. Dos curvas verticales sucesivas y en la misma dirección separadas por una tangente vertical corta, deben ser evitadas, particularmente en columpios donde la vista completa de ambas curvas verticales no es agradable. Este efecto es muy notable en caminos divididos con aberturas espaciadas en la faja separadora central.

5. Un perfil escalonado es preferible a una sola pendiente sostenida, porque permite aprovechar el aumento de velocidad previo al ascenso y el correspondiente impulso, pero, evidentemente, sólo puede adaptarse tal sistema para vencer desniveles pequeños o cuando no hay limitaciones en el desarrollo horizontal.

6. Cuando la magnitud del desnivel a vencer o la limitación del desarrollo motiva largas pendientes uniformes, de acuerdo a las características previsibles del tránsito, puede convenir adoptar un carril adicional en la sección transversal.

7. Los carriles auxiliares de ascenso también deben ser considerados donde la longitud crítica de la pendiente está excedida y donde el volumen horario de proyecto excede del 20% de la capacidad de diseño para dicha pendiente, en el caso de caminos de dos carriles y del 30% en el caso de caminos de varios carriles.

8. Cuando se trata de salvar desniveles apreciables, bien con pendientes escalonadas o largas pendientes uniformes, deberá procurarse disponer las pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.

9. Donde las intersecciones a nivel ocurren en tramos de camino con pendientes de moderadas a fuertes, es deseable reducir la pendiente a través de la intersección; este cambio en el perfil es benéfico para todos los vehículos que den vuelta.

4.2.3 Combinación de los alineamientos horizontal y vertical

Los alineamientos horizontal y vertical no deben ser considerados independientes en el proyecto, puesto que se complementan el uno al otro. Si uno de los dos alineamientos presenta partes pobremente proyectadas, éstas influyen negativamente tanto en el resto de ese alineamiento como en el otro. Por lo anterior, deben estudiarse en forma exhaustiva ambos alineamientos, tomando en cuenta que la bondad en su proyecto incrementará su uso y seguridad.

Es difícil discutir la combinación de los alineamientos horizontal y vertical sin referirse al amplio aspecto de la localización de caminos; ambos temas están relacionados entre sí y cuanto pueda decirse de uno generalmente es aplicable al otro.

Si se supone que la localización general ha sido realizada y que el problema restante es lograr un proyecto armónico entre los alineamientos horizontal y vertical y que obtenido éste, el camino resulta una vía económica, agradable y segura, se tendrá que la velocidad de proyecto adquiere mayor importancia, puesto que en el cálculo es el parámetro que logra el equilibrio buscado.

Las combinaciones apropiadas de los alineamientos horizontal y vertical se logran por medio de estudios de ingeniería y de las siguientes normas generales:

1. La curvatura y la pendiente deben estar balanceadas. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes o largas, o bien una curvatura horizontal excesiva con pendientes suaves, corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo lo máximo en seguridad, capacidad, velocidad, facilidad y uniformidad en la operación, además de una apariencia agradable dentro de los límites prácticos del terreno y del área atravesada.

2. La curvatura vertical sobrepuesta a la curvatura horizontal o viceversa, generalmente da como resultado una vía más agradable a la vista, pero debe ser analizada tomando en cuenta el tránsito. Cambios sucesivos en el perfil que no están en combinación con la curvatura horizontal, pueden tener como consecuencia una serie de jorobas visibles al conductor por alguna distancia Sin embargo, en algunas ocasiones la combinación de los alineamientos horizontal y vertical pueden también resultar peligrosos bajo ciertas condiciones, tal como se discuten en seguida.

3. No deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca de una cima, o de una curva vertical en cresta pronunciada. Esta condición es peligrosa porque el conductor no puede percibir el cambio en el alineamiento horizontal, especialmente en la noche, porque las luces de los coches alumbran adelante hacia el espacio y en línea recta. El peligro puede anularse si la curvatura horizontal se impone a la vertical, por ejemplo construyendo una curva horizontal más larga que la curva vertical. También puede lograrse usando valores de proyecto mayores que los mínimos.

4. De la misma manera no deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca del punto bajo de una curva vertical en columpio, porque el camino da la impresión de estar cortado.

Cuando la curva horizontal es muy suave presenta una apariencia de distorsión indeseable. Muchas veces las velocidades de otros vehículos, especialmente las de los camiones, son altas al final de las pendientes y pueden conducir a operaciones erráticas especialmente durante la noche.

5. En caminos de dos carriles, la necesidad de tramos para rebasar con seguridad a intervalos frecuentes y en un porcentaje apreciable de la longitud del camino, influye en la combinación de ambos alineamientos. En estos casos es necesario proporcionar suficientes tangentes largas, para asegurar la distancia de visibilidad de rebase.

6. En las intersecciones donde la distancia de visibilidad a lo largo de ambos caminos sea importante y los vehículos tengan que disminuir su velocidad o parar, la curvatura horizontal y el perfil deben proyectarse lo más suave posible.

7. En caminos divididos se pueden emplear diferentes combinaciones de alineamiento horizontal y vertical para cada sentido de circulación, si la anchura de la faja separadora lo permite.

La coordinación entre los alineamientos horizontal y vertical debe iniciarse en la etapa de anteproyecto, donde pueden realizarse los ajustes correspondientes, mediante estudios exhaustivos. El proyectista deberá utilizar planos de trabajo del tamaño y escala que requiera el estudio; generalmente para la planta se utiliza la escala 1:2 000 con curvas de nivel a cada dos metros y para el perfil se usan dos escalas, la horizontal 1:2 000 y la vertical 1:200. En este último plano, se acostumbra representar en la parte superior el alineamiento horizontal, con el fin de facilitar el estudio de la coordinación entre ambos alineamientos. En esta etapa el proyectista no debe preocuparse por la precisión en sus cálculos; con algunas excepciones, el estudio debe ser en su mayor parte a base de un análisis gráfico, efectuándolo con el auxilio de cerchas o plantillas, teniendo en mente el criterio y especificaciones fijadas sobre todo en lo referente a la velocidad de proyecto, curvatura y pendiente máxima y, como consecuencia, a la distancia de visibilidad. La velocidad de proyecto puede variar en algunos tramos dependiendo de la configuración del te-

rreno y del tipo y volumen del tránsito previsto. Además, las normas generales de diseño que se han citado anteriormente, deben ser consideradas en todos sus aspectos. La coordinación de los alineamientos horizontal y vertical desde el punto de visto de apariencia, puede llevarse a cabo visualmente en los trabajos preliminares, lográndose magníficos resultados cuando son analizados por un proyectista con experiencia, sin menoscabo de que el análisis sea completado con modelos o perspectivas de aquellos lugares donde se tenga duda del efecto de ciertas combinaciones del trazo y perfil.

4.3 PROYECTO

Es el resultado de los diversos estudios en los que se han considerado todos los casos previstos y se han establecido normas para la realización de la obra y para resolver aquellos otros casos que puedan presentarse como imprevistos.

La etapa de proyecto se inicia una vez situada la línea, con estudios de una precisión tal, que permiten definir las características geométricas del camino, las propiedades de los materiales que lo formarán y las condiciones de las corrientes que cruza.

Con respecto a las características geométricas, los estudios permitirán definir la inclinación de los taludes de cortes y terraplenes y las elevaciones de subrasante.

Referente a las propiedades de los materiales que formarán las terracerías, se dictan normas para su detección, explotación, manejo, tratamiento y compactación.

Las obras de drenaje quedarán definidas principalmente por las condiciones hidráulicas de las corrientes que cruza el camino unidas a las características de los materiales en el cauce.

Buscando la mayor economía posible en la construcción de la carretera, se procede al cálculo de los movimientos de terracerías por medio del diagrama denominado curva masa; asimismo se dan los procedimientos que deben seguirse durante la construcción.

Todos aquellos imprevistos que surjan durante la construcción de la obra, se resolverán con base en los estudios realizados en el proyecto de la misma, ampliándose éstos para los casos que se crean necesarios.

CAPITULO V

ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO

GENERALIDADES

El proyecto geométrico de un camino está basado en ciertas características físicas del individuo como usuario del camino, de los vehículos y del camino mismo. En este capítulo se tratarán algunos aspectos relativos al usuario como conductor; las características dimensionales y de operación de los vehículos como unidades, estableciéndose cinco tipos de vehículos de proyecto; las características del tránsito vehicular como es el volumen de tránsito y la velocidad; una introducción al estudio de la relación entre la velocidad, el volumen y la densidad; y, por último, los métodos para obtener la distancia de visibilidad de parada y de rebase.

5.1 EL USUARIO

La planeación y el proyecto de carreteras así como el control y la operación del tránsito, requieren del conocimiento de las características físicas y psicológicas del usuario del camino. El ser humano, bien sea como peatón o como conductor, considerado individual o colectivamente, es el elemento crítico en la determinación de muchas de las características del tránsito.

Las siguientes condiciones del medio ambiente pueden afectar el comportamiento del usuario: 1) la tierra: su uso y actividades; 2) el ambiente atmosférico: estado del tiempo y visibilidad; 3) obras viales: carreteras, ferrocarriles, puentes y terminales; y 4) la corriente del tránsito y sus características, las cuales son manifiestas al usuario.

En tanto que estas condiciones ambientales estimulan al usuario desde el exterior, éste se ve afectado también por su propio sistema orgánico. Por ejemplo, el alcohol, deficiencias físicas y aun problemas emocionales, influyen en el ser humano afectando su conducta en la corriente del tránsito.

La motivación, inteligencia, aprendizaje y estado emocional del usuario del camino, son otros elementos profundamente significativos en la operación del tránsito.

5.1.1 Visión del conductor

De los sentidos del hombre, la visión es indudablemente el más importante, ya que a través de este sentido, el individuo obtiene información de lo que acontece a su alrededor; muchos de los problemas opera-

cionales y de proyecto requieren del conocimiento de las características generales de la visión humana.

Se considera de importancia para la tarea de manejar, la agudeza visual, la visión periférica, la recuperación al deslumbramiento, la percepción de colores y la profundidad de percepción, es decir, que el conductor debe ser capaz de identificar objetos al mirar hacia adelante, de detectar el movimiento a sus lados, de ver el camino en la noche con escasez de luz y bajo condiciones de deslumbramiento y, por último, de distinguir colores de señales y semáforos y las distancias relativas de los diferentes objetos.

A) Agudeza visual. Uno de los datos más importantes acerca del ojo, es la agudeza visual. La máxima agudeza visual tiene lugar en un momento dado, en una pequeña porción del campo visual, limitada por un cono cuyo ángulo es de 3 grados; sin embargo, es bastante sensible dentro de un cono visual de 5 a 6 grados y regularmente clara hasta 10 grados, siendo este el punto en el cual la agudeza visual disminuye rápidamente. En la Figura 5.1 se muestra el porcentaje de conductores que pudieron leer correctamente letreros colocados dentro de diferentes ángulos de visión.[41] En el plano vertical el ángulo de visión aguda es del orden de ½ a ⅔ del plano horizontal. Es importante, por consiguiente, que las señales de tránsito sean diseñadas y colocadas de tal manera que queden dentro de un cono de visión de 10 grados.

B) Movimiento del ojo. Debido a que el campo de visión del conductor está limitado, éste mueve los ojos sobre aquellas áreas que considera sig-

LETREROS COLOCADOS DENTRO DEL CONO DE VISION CUYO ANGULO HORIZONTAL α ES:	PORCENTAJE DE RESPUESTAS CORRECTAS
5.8°	98
7.6°	95
9.6°	90
11.4°	84
13.4°	74
15.4°	66

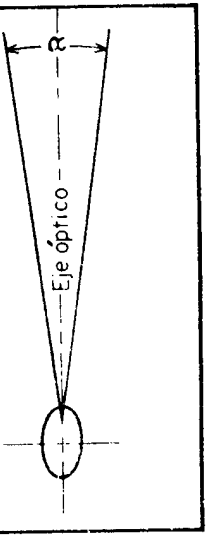


FIGURA 5.1. IDENTIFICACION DE LETREROS

[41] Matson, Smith and Hurd; *Traffic Engineering*, 1955, pág. 14.

nificativas; es por ello que la velocidad con que se mueven viene a ser de suma importancia conforme la velocidad del tránsito aumenta. Para obtener una clara visión del tránsito en el camino, es necesario que el ojo efectúe seis movimientos diferentes, todos los cuales representan tiempo mientras se recorre una distancia.[42]

1. El ojo debe fijarse en el objeto que va a ser visto. Esta pausa requiere un tiempo promedio de 0.17 seg., variando de 0.1 segundos a 0.3 segundos.

2. El ojo "salta" de un punto fijado al siguiente. Este tiempo varía de 0.029 a 0.100 segundos para movimientos de 5° a 40°, respectivamente. El tiempo de reacción que se requiere para estos movimientos, varía de 0.125 a 0.235 segundos con un promedio cercano a los 0.2 segundos. Así que el tiempo requerido para mover el ojo varía de 0.15 a 0.33 segundos.

3. El ojo debe seguir los elementos en movimiento en la corriente de tránsito.

4. Ambos ojos deben moverse armoniosamente para que las pupilas puedan converger o diverger, asegurando una visión binocular sobre los objetos que se mueven en el camino. El tiempo requerido para que los objetos puedan converger o diverger para tener una visión binocular, varía de 0.3 a 0.5 segundos.

5. El ojo debe moverse para compensar los movimientos de la cabeza.

6. El ojo se mueve a menudo involuntariamente, respondiendo a ruidos u otra clase de estímulos.

Para una visión clara, estos movimientos deben ocurrir constantemente. Como el movimiento del ojo no es instantáneo, el usuario requiere de un tiempo para ver continuamente el cambio de aspecto del camino y de las condiciones del tránsito; así por ejemplo, un conductor cuyos ojos estén fijos en lo que ocurre a la derecha de una intersección, puede necesitar hasta un segundo completo para mover sus ojos al lado izquierdo y regresar de nuevo la vista al lado derecho.

Movimiento a la izquierda	0.15 — 0.33 seg.
Fijarlos en la izquierda	0.10 — 0.30 seg.
Movimiento a la derecha	0.15 — 0.33 seg.
Fijarlos en la derecha	0.10 — 0.30 seg.
Tiempo total:	0.50 — 1.26 seg.

Estos valores muestran el tiempo para ver únicamente y no incluyen el tiempo de reacción.

Cuando el conductor depende de la iluminación artificial, éste pierde seis metros de visibilidad por cada 15 km/h de incremento en la velocidad, es decir, que el conductor requiere 1.4 segundos más, por cada 15 km/h de incremento en la velocidad, para obtener la máxima percepción visual de las condiciones del tránsito.

C) Visión periférica. Estudios de conductores muestran que el ángulo central total de visión periférica, usualmente varía entre 120° y 160°, pero debido a la concentración visual, el rango de visión periférica efectiva se

[42] Matson, Smith and Hurd; *Traffic Engineering*, 1955.

contrae al incrementarse la velocidad, desde un ángulo central de 100° a 30 km/h hasta un ángulo de 40° a 100 km/h.

Si bien es cierto que para muchas situaciones del tránsito se confía en la visión periférica, un buen proyecto y regulación adecuada no se apoya en la visión periférica de los conductores, sino en el cono de agudeza visual.

D) Visión en condiciones de deslumbramiento. Algunas condiciones, como son la salida de túneles, la iluminación de las calles y el deslumbramiento por los faros de los otros vehículos, exigen del conductor un esfuerzo de adaptabilidad a los cambios de luz. En tanto que la reacción pupilar a los cambios de luz compensa cuando mucho en 70 veces el incremento de luz externa, el cambio de luz del día a la noche varía en relaciones de millones a uno. La adaptación residual al cambio de luz es una función de la retina. Al pasar de la obscuridad a la luz, el ojo se adapta por sí mismo mucho más rápido que cuando pasa de la luz a la obscuridad (ver Figura 5.2.). La operación del tránsito y la iluminación deben tomar en cuenta este problema de recuperación al pasar a condiciones de iluminación mucho más bajas después de entrar a un túnel o al encontrarse con deslumbramientos producidos por los faros de los vehículos.

E) Percepción del espacio. Los valores del espacio y del tiempo de percepción basados en la visión, permiten que el conductor se forme juicios de su propio comportamiento, así como del comportamiento de los demás, en la corriente del tránsito.

Los tamaños y formas de los detalles que se perciben y su posición relativa premiten que el usuario se forme un juicio del espacio; este juicio,

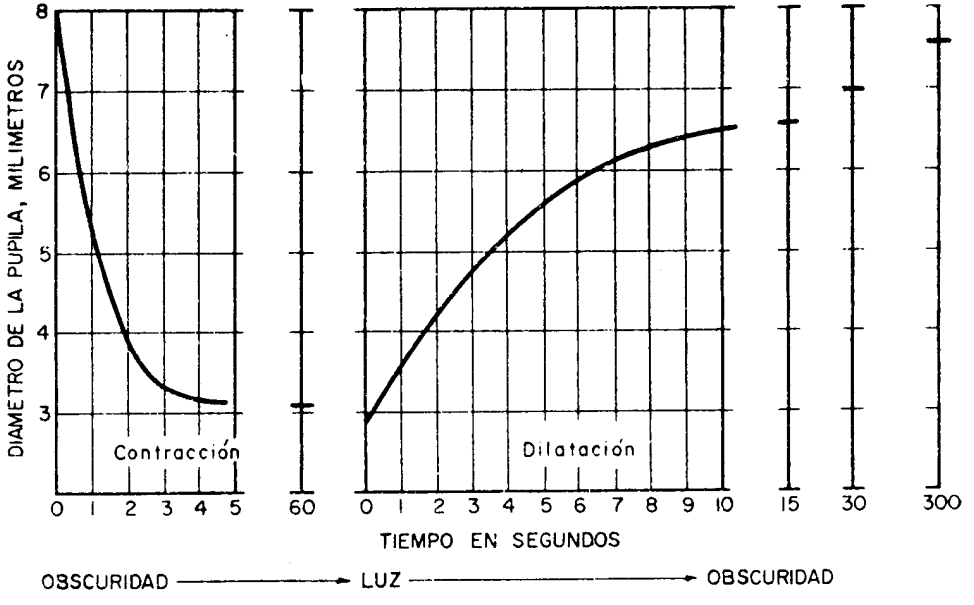


FIGURA 5.2. ADAPTABILIDAD A LOS CAMBIOS DE LUZ

sin embargo, está sujeto a variación, debido a factores tales como la convergencia de los ojos para acomodarse a la visión binocular, la tensión nerviosa para ver a través de la niebla o del humo, etc.

Ejemplos de la necesidad que tiene el conductor para percibir el espacio, son el uso de marcas en el pavimento, guías para estacionamiento, delineación de calles y entronques para obtener ángulos visuales grandes, etc.

F) Altura del ojo del conductor. La altura del ojo del conductor sobre la superficie del camino ha sufrido una disminución gradual a través de los años, reduciendo la distancia de visibilidad en muchas situaciones.

Las dimensiones representativas de la altura del ojo del conductor son importantes en el proyecto geométrico para el cálculo de distancia de visibilidad.

La variación de la altura del ojo es función de las características, tanto de los vehículos como de los conductores. De acuerdo con investigaciones efectuadas en Estados Unidos de America, durante el período de 1930 a 1960, la altura promedio del vehículo disminuyó de 1.70 m a 1.40 m, con el correspondiente cambio en la altura del ojo del conductor, de 1.50 m a 1.20 m.

Debido a que estas variaciones en la altura del ojo significaron una disminución en la distancia de visibilidad en curvas verticales en cresta, la altura del ojo fue cambiada para fines de especificación, de 1.37 m a 1.14 m y la altura del objeto se aumentó de 0.10 m a 0.15 m.

5.1.2 Tiempo de reacción del conductor

El breve intervalo de tiempo entre ver, oír o sentir y empezar a actuar en respuesta al estímulo de una situación del tránsito o del camino, se conoce como "tiempo de reacción". Idealmente esta respuesta del conductor requiere de un tiempo para percepción, intelección, emoción y volición (voluntad). Así, mientras más compleja viene a ser una situación, el conductor debe disponer del tiempo suficiente para hacer una evaluación apropiada de todos los factores que intervienen, con el fin de reaccionar con seguridad. El tiempo requerido para esta acción, puede variar desde 0.5 segundos para situaciones simples, hasta 3 o 4 segundos para situaciones más complejas. Se ha encontrado que la respuesta a estímulos visuales, es un poco más lenta que la de los estímulos audibles o a los del tacto, como puede verse en la siguiente tabla:

Estímulo	Tiempo de reacción en segundos
Luz	0.18
Sonido	0.14
Tacto	0.14

TABLA 5-A. RESPUESTA A DIFERENTES ESTIMULOS

Los tiempos de reacción del conductor están involucrados en la determinación de distancias de visibilidad de parada, velocidades de seguridad en los accesos a intersecciones y en la programación de semáforos.

5.2 EL VEHICULO

Una carretera tiene por objeto permitir la circulación rápida, económica, segura y cómoda, de vehículos autopropulsados sujetos al control de un conductor. Por tanto, la carretera debe proyectarse de acuerdo a las características del vehículo que la va a usar y considerando en lo posible, las reacciones y limitaciones del conductor.

En esta parte se expondrán las características del vehículo que deben tomarse en cuenta en el proyecto de una carretera, así como las características físicas y psicológicas del conductor, que complementan y/o modifican las características del vehículo.

5.2.1 Clasificación

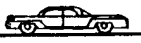
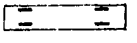
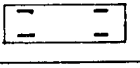
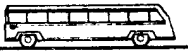
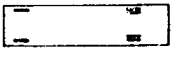
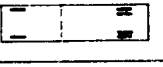
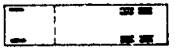
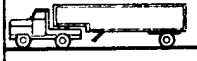
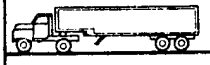
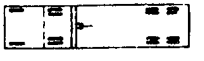
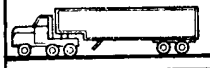
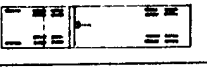
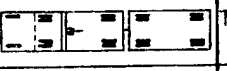
En general, los vehículos que transitan por una carretera pueden dividirse en vehículos ligeros, vehículos pesados y vehículos especiales. Los vehículos ligeros son vehículos de carga y/o pasajeros, que tienen dos ejes y cuatro ruedas; se incluyen en esta denominación los automóviles, camionetas y las unidades ligeras de carga o pasajeros. Los vehículos pesados son unidades destinadas al transporte de carga o de pasajeros, de dos o más ejes y seis o más ruedas; en esta denominación se incluyen los camiones y los autobuses. Los vehículos especiales son aquellos que eventualmente transitan y/o cruzan el camino, tales como: camiones y remolques especiales para el transporte de troncos, minerales, maquinaria pesada u otros productos voluminosos; maquinaria agrícola; bicicletas y motocicletas; y en general, todos los demás vehículos no clasificados anteriormente, tales como vehículos deportivos y vehículos de tracción animal. Dado que la circulación de los vehículos especiales es eventual en la generalidad de las carreteras, las características de estos vehículos se utilizarán fundamentalmente para definir los gálibos de las estructuras, o bien, para el proyecto de vías de comunicación de uso especializado, tales como carreteras mineras o madereras, pistas y ciclopistas. La tabla 5-B muestra la clasificación general de los vehículos, así como la proporción en que intervienen en la corriente de tránsito, de acuerdo con los estudios de origen y destino, realizados hasta la fecha indicada.

5.2.2 Características geométricas y de operación

En el proyecto de los elementos de una carretera, deben tenerse en cuenta las características geométricas y de operación de los vehículos. Las características geométricas están definidas por las dimensiones y el radio de giro. Las características de operación están definidas principalmente por la relación peso/potencia, la cual en combinación con otras características del vehículo y del conductor, determina la capacidad de aceleración y desceleración, la estabilidad en las curvas y los costos de operación.

Dado que una carretera debe proyectarse para que funcione eficientemente durante un determinado número de años, no deberán proyectarse los caminos solamente en función de las características del vehículo actual, sino que deberán analizarse las tendencias generales de esas características a través de los años, para prever hasta donde sea posible las modificaciones futuras.

En México se carece actualmente de la información necesaria para definir las características de los vehículos y sus tendencias; sin embargo, dado que una gran parte de ellos son de procedencia norteamericana, pueden utilizarse los datos obtenidos en este país, pero tomando en cuenta el tipo de vehículos predominante en las carreteras mexicanas.

TIPO DE VEHICULO		NUM. DE EJES	ESQUEMAS PERFIL	ESQUEMAS PLANTA	SIMBOLO	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE CAMIONES		PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE VEHICULOS	
VEHICULOS LIGEROS	AUTOMOVILES	2			Ap	——		46	58
	CAMIONETAS				Ac			12	
VEHICULOS PESADOS	AUTOBUSES	2			B	——		12	42
	CAMIONES	2			C2	73	100	30	
		3			C3	13			
					T2-S1				
		4			T2-S2	7			
		5			T3-S2	7			
					T2-S1-R2				
			OTRAS COMBINACIONES						
VEHICULOS ESPECIALES	CAMIONES Y/O REMOLQUES ESPECIALES	VARIABLE			E_n n = variable	VARIABLE			
	MAQUINARIA AGRICOLA								
	BICICLETAS Y MOTOCICLETAS								
	OTROS								

FUENTE: S.O.P.- PROMEDIO DE LOS ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO DEL 1 AL 38 (1960 A 1970)

TABLA 5-B. CLASIFICACION GENERAL DE LOS VEHICULOS

A) Dimensiones. En la Figura 5.3 se muestran las dimensiones de los vehículos ligeros y pesados que deben tomarse en cuenta para el proyecto geométrico de carreteras. Estas dimensiones son:

L = Longitud total del vehículo.
DE = Distancia entre los ejes más alejados de la unidad.
DET = Distancia entre los ejes más alejados del tractor.
DES = Distancia entre la articulación y el eje del semirremolque. Cuando el semirremolque tiene ejes en tándem, esta distancia se mide hasta el centro del tándem.
Vd = Vuelo delantero.

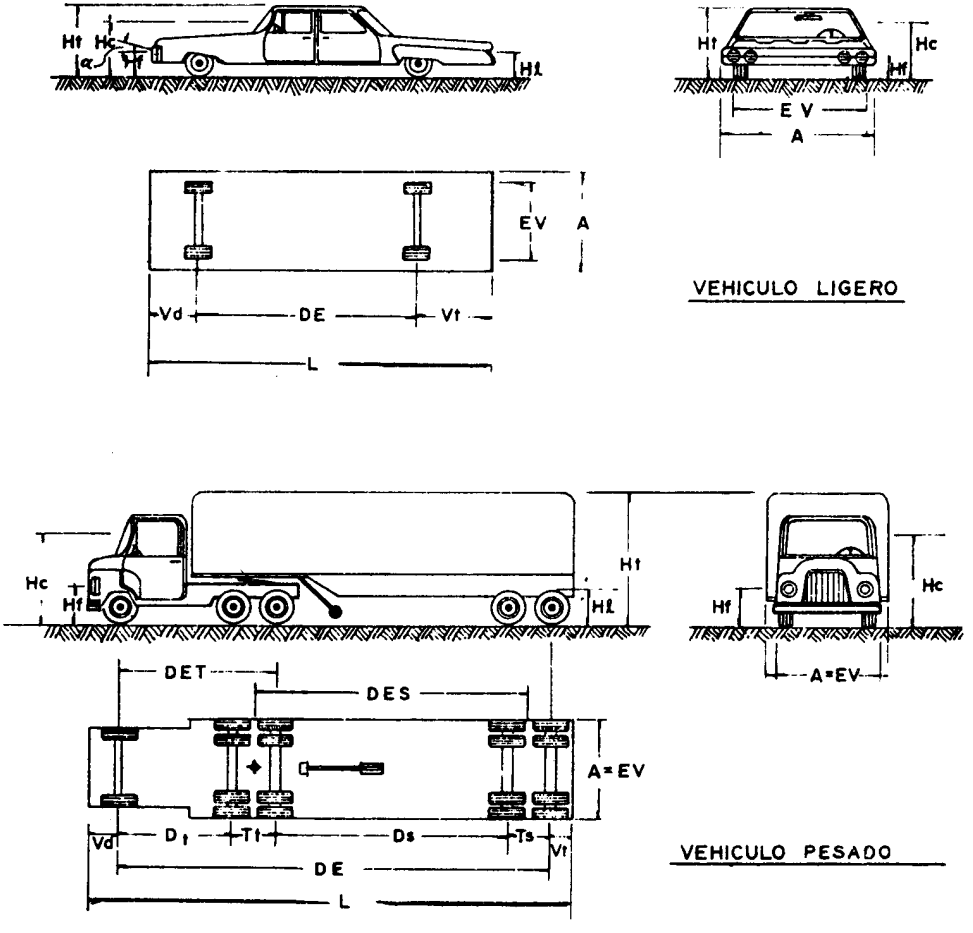


FIGURA 5.3. DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS LIGEROS Y PESADOS

Vt = Vuelo trasero.
Tt = Distancia entre los ejes del tándem del tractor.
Ts = Distancia entre los ejes del tándem del semirremolque.
Dt = Distancia entre el eje delantero del tractor y el primer eje del tándem.
Ds = Distancia entre el eje posterior del tándem del tractor y el eje delantero del tándem del semirremolque.
A = Ancho total del vehículo.
EV = Distancia entre las caras extremas de las ruedas (entre vía).
Ht = Altura total del vehículo.
Hc = Altura de los ojos del conductor.
Hf = Altura de los faros delanteros.
Hl = Altura de las luces posteriores.
α = Angulo de desviación del haz luminoso de los faros.

Las dimensiones actuales de los vehículos ligeros y pesados varían dentro de rangos muy amplios, dependiendo del modelo y uso. Las dimensiones que deben emplearse para el proyecto geométrico de carreteras son las que corresponden al vehículo de proyecto, tal como se estipula en el inciso 5.2.3.

B) Radio de giro y trayectoria de las ruedas. El radio de giro es el radio de la circunferencia definida por la trayectoria de la rueda delantera externa del vehículo, cuando éste efectúa un giro.

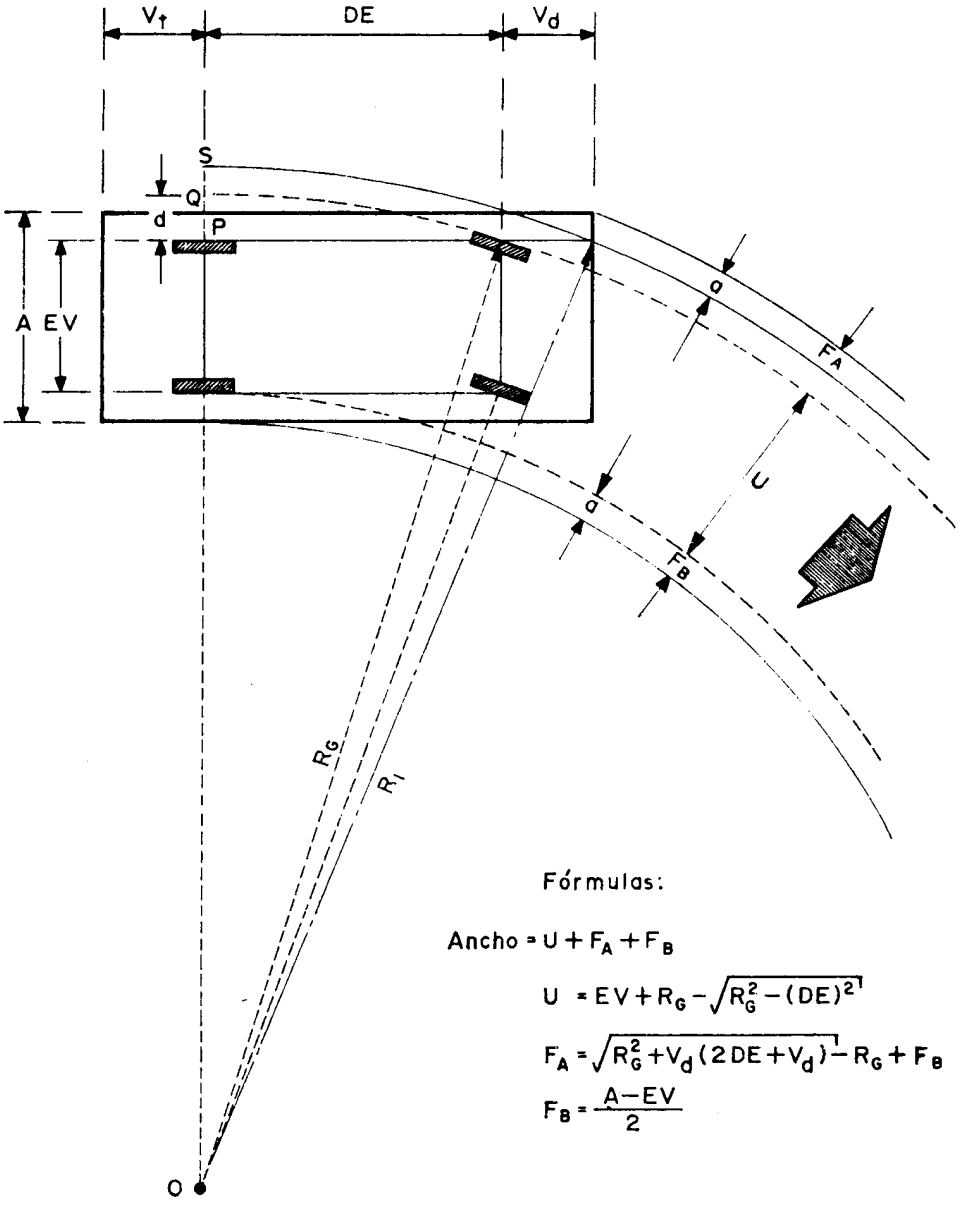
El radio de giro, las distancias entre ejes y la entrevía del vehículo, definen la trayectoria que siguen las ruedas cuando el vehículo efectúa un giro. Estas trayectorias, especialmente la de la rueda delantera externa y la trasera interna, sirven para calcular las ampliaciones en las curvas horizontales de una carretera y para diseñar la orilla interna de la calzada en los ramales de las intersecciones.

El radio de giro mínimo está limitado por la deflexión máxima de las ruedas. En los vehículos modernos, la rotación máxima de las ruedas es 50°.

Obviamente, la distancia entre los límites exteriores de las huellas de la llanta delantera externa y trasera interna es mayor cuanto menor es el radio de giro, alcanzando su valor máximo cuando el radio de giro es mínimo, es decir, cuando la deflexión de la llanta es máxima; a esa distancia, se le llama distancia entre huellas externas y se le representa con la letra U. A la diferencia entre la distancia entre huellas externas y la entrevía se le denomina desplazamiento de la huella y se le representa con la letra d. Esto es:

$$d = U - EV$$

En los vehículos sencillos, sin remolques articulados y con distancia entre ejes relativamente corta, se puede determinar analíticamente el máximo desplazamiento de la huella, ya que para estas condiciones, las trayectorias de las ruedas son arcos de circunferencia y tienen un centro de giro común. En efecto, de la Figura 5.4 se tiene: $U = EV + d$



Fórmulas:

$$\text{Ancho} = U + F_A + F_B$$

$$U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - (DE)^2}$$

$$F_A = \sqrt{R_G^2 + V_d(2DE + V_d)} - R_G + F_B$$

$$F_B = \frac{A - EV}{2}$$

FIGURA 5.4. ANCHO DEL VEHICULO EN CURVA

en donde $d = R_G - \overline{OP}$ y $\overline{OP} = \sqrt{R_G^2 - (DE)^2}$

por lo tanto $U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - (DE)^2}$

También se tiene: $F_A = R_1 - R_G + a$

en donde $R_1 = \sqrt{(DE + Vd)^2 + \overline{OP}^2}$

como $\overline{OP}^2 = R_G^2 - (DE)^2$

se tiene $R_1 = \sqrt{(DE + Vd)^2 + R_G^2 - (DE)^2}$

$= \sqrt{R_G^2 + Vd\,(2DE + Vd)}$

entonces $F_A = \sqrt{R_G^2 + Vd\,(2DE + Vd)} - R_G + a$

Finalmente $F_B = \dfrac{A - EV}{2}$ y $a = F_B$

Cuando el vehículo consta de tractor, semirremolque y/o remolque, el desplazamiento de la huella se determina a partir de ensayes con modelos a escala, aunque puede determinarse analíticamente en forma aproximada, considerando que el eje delantero del semirremolque es el eje real o virtual que pasa por la articulación.

El desplazamiento se calculará como sigue:

Desplazamiento de la huella del tractor (d_t):

$$d_t = R_G - \sqrt{R_G^2 - (DET')^2}$$

Desplazamiento de la huella del semirremolque (d_s):

$$d_s = (R_G - d_t) - \sqrt{(R_G - d_t)^2 - (DES)^2}$$

Desplazamiento total de la huella del vehículo:

$$d = d_t + d_s$$

También $F_A = \sqrt{R_G^2 + Vd\,(2DET + Vd)} - R_G$ y $F_B = 0$

Cabe insistir en que el cálculo anterior es aproximado, ya que el desplazamiento máximo total de la huella depende de la deflexión total del giro. En vehículos sencillos, el desplazamiento máximo generalmente ocurre en deflexiones menores de 90°, pero en vehículos articulados, ese desplazamiento máximo ocurre a los 180° y en ocasiones a los 270°, como en las rampas de los entronques tipo trébol. En el inciso 5.2.3 se da un método para calcular estos desplazamientos, basado en pruebas con modelos a

escala. El método permite calcular los desplazamientos de huella máximos de los diferentes vehículos de proyecto para diferentes radios de giro.

C) Relación peso/potencia. El peso del vehículo cargado y la potencia de su motor son los factores más importantes que determinan las características y costos de operación de un vehículo en la carretera. Este hecho es particularmente significativo en los vehículos pesados. Se ha encontrado que la relación peso/potencia de los camiones, está relacionada directamente con la velocidad y tiempo de recorrido en la carretera; asimismo, se ha observado que todos los vehículos con la misma relación peso/potencia tienen características de operación similares,[13] lo cual indica que dos camiones de diferentes pesos y potencias tienen el mismo comportamiento sobre el camino, si la relación peso/potencia se conserva constante. Esta particularidad es de importancia en el proyecto del camino, pues hay evidencia de que la industria automotriz tiende a uniformar la relación peso/potencia de cada uno de los tipos de vehículos, lo cual permite establecer una relación peso/potencia de proyecto.

Normalmente, la relación peso/potencia está expresada en términos del peso total del vehículo cargado, en kilogramos y la potencia neta del motor expresada en caballos de fuerza (HP).

La relación peso/potencia influye directamente en el proyecto del alineamiento vertical y en el análisis de capacidad del camino.

D) Aceleración y desceleración. Un vehículo acelera, cuando la fuerza tractiva que genera el motor es mayor que las resistencias que se oponen al movimiento del vehículo y descelera, cuando las resistencias que se oponen al movimiento son mayores que la fuerza tractiva generada. Cuando las resistencias son iguales a la fuerza tractiva, el vehículo se mueve a una velocidad constante y entonces se dice que ha llegado a su velocidad de régimen.

En general, el conductor acelera su vehículo cuando efectúa una maniobra de rebase, cuando va a entrar a una pendiente ascendente, cuando se incorpora a una corriente de tránsito a través de un carril de aceleración, cuando cruza una intersección a nivel en presencia de un vehículo que se aproxima por otra rama, o bien, cuando desea aumentar su velocidad para disminuir tiempos de recorrido. El conductor desacelera su vehículo cuando advierte algún peligro, para salir de un camino de alta velocidad a otro lateral, para cruzar una intersección, para disminuir su velocidad en pendientes descendentes y en general, cuando quiere disminuir su velocidad; la longitud en que el conductor desee desacelerar su vehículo, dependerá de la forma en que use el mecanismo de freno y de las resistencias que se oponen al movimiento de su vehículo.

Habrá ocasiones en que el vehículo pueda desacelerar o acelerar en mayor grado que el deseado por el conductor, como por ejemplo en las pendientes ascendentes y descendentes. En estos casos, toca al proyectista juzgar e interpretar los deseos del conductor, apoyado en las características de su vehículo y en función del uso del camino.

La fuerza de que dispone el vehículo para acelerarse o desacelerarse, viene dada por la expresión:

$$F_D = F_T \quad (R_A + R_R + R_f + R_P)$$

[13] *A Policy on Geometric Design of Rural Highway* (AASHO, 1965).

En donde:

F_D = Fuerza disponible para acelerar o descelerar el vehículo en kg. Cuando esta fuerza es positiva el vehículo acelera; si es negativa, el vehículo descelera.

F_T = Fuerza tractiva neta del vehículo en kg. Es generada por el motor menos las resistencias internas producidas por los mecanismos de transmisión y las pérdidas producidas por la altura sobre el nivel del mar y otros factores.

R_A = Resistencia producida por el aire al movimiento del vehículo, en kg.

R_R = Resistencia al rodamiento producida por la deformación de la llanta y la superficie de rodamiento, en kg.

R_f = Resistencia producida por la fricción entre llanta y superficie de rodamiento cuando se aplican los frenos, en kg.

R_P = Resistencia que ofrece la pendiente al movimiento del vehículo, en kg. Cuando la pendiente es ascendente, ofrece resistencia al avance del vehículo, pero cuando es descendente, favorece este movimiento.

Las fuerzas y resistencias anteriores se calculan de la siguiente manera:

1. Fuerza tractiva. De la definición de potencia: $P = FV$, en donde:

P = Potencia, en $\frac{\text{kg - m}}{\text{seg.}}$

F = Fuerza, en kg.

V = Velocidad, en m/seg.

Si consideramos que la fuerza tractiva se ve afectada principalmente por las resistencias internas y la potencia del motor varía con la altura sobre el nivel del mar, la fórmula anterior queda:

$$F_T = \frac{P}{V} K$$

En donde: $K = e_1 e_2$

e_1 = Eficiencia según la altura sobre el nivel del mar.

Empíricamente se ha determinado que:

$$e_1 = 1.09 - 10^{-4} h \qquad \text{para } h \geq 900 \text{ m}$$

En donde h = altura sobre el nivel del mar en metros.

e_2 = Eficiencia mecánica. Varía entre 0.88 y 0.95.

Finalmente, si expresamos la potencia en caballos de fuerza y la velocidad en kilómetros por hora, la expresión anterior queda:

$$F_T = \frac{270\,HP}{V} K$$

El valor de K varía entre 0.70 y 0.95.

2. Resistencia del aire. La resistencia que ofrece el aire al movimiento del vehículo es proporcional al área que presenta el vehículo al viento y al cuadrado de la velocidad.

Esto es:

$$R_A = K_A A V^2$$

En donde:

R_A = Resistencia del aire, en kg.

A = Area frontal del vehículo, en m^2.

V = Velocidad del viento, en km/h. Para fines de cálculo se considera que la velocidad del viento, es igual a la velocidad del vehículo.

K_A = Factor que debe determinarse experimentalmente. Usualmente varía entre 0.005 y 0.006.

Como puede observarse, en la expresión anterior la resistencia del aire depende del cuadrado de la velocidad. Esto hace que para velocidades pequeñas esta resistencia puede despreciarse, no así para altas velocidades.

3. Resistencia al rodamiento. La resistencia al rodamiento depende del tipo de superficie de rodamiento, medida, dibujo, presión y velocidad de las llantas y peso del vehículo. Estas variables se pueden representar por un factor K_R que multiplicado por el peso del vehículo, define la resistencia al rodamiento, esto es:

$$R_R = K_R W$$

En donde:

R_R = Resistencia al rodamiento, en kg.

W = Peso total del vehículo, en kg.

K_R = Factor empírico. Para las condiciones usuales de las llantas, este factor varía entre 0.008 y 0.160, según el tipo de superficie de rodamiento. (Ver tabla 5-C)

Tipo de superficie de rodamiento	K_R
Asfalto o concreto	0.008 a 0.010
Revestimiento	0.020 a 0.025
Tierra	0.080 a 0.160

TABLA 5-C. FACTOR DE RESISTENCIA AL RODAMIENTO (K_R)

En estudios realizados se encontró que para camiones pesados y buena superficie de rodamiento, como asfalto o concreto, se cumplía:

$$R_R + R_A = 0.007\,W + 89$$

o sea que la resistencia del aire es una constante en el rango de las velocidades de recorrido usuales.

4. Resistencia por fricción en el frenado. La resistencia por fricción en el frenado es proporcional al peso del vehículo y al coeficiente de fricción longitudinal entre llantas y pavimento, esto es:

$$R_f = Wf$$

En donde:

R_f = Resistencia por fricción en el frenado, en kg.

W = Peso total del vehículo.

f = Coeficiente de fricción longitudinal entre llanta y pavimento, que debe determinarse experimentalmente.

Se han efectuado numerosas pruebas en pavimentos de todos tipos y bajo diferentes condiciones para determinar los coeficientes longitudinales. Después del análisis de los resultados de las investigaciones, AASHO ha concluido que el valor de ese coeficiente es el que se muestra en la tabla 5-D. Estos coeficientes están afectados de un factor de seguridad.

VELOCIDAD EN Km/h	COEFICIENTE DE FRICCION LONGITUDINAL (f)	
	Pavimento seco	Pavimento mojado
30	0.650	0.400
40	0.630	0.380
50	0.620	0.360
60	0.600	0.340
70	0.590	0.325
80	0.580	0.310
90	0.560	0.305
100	0.560	0.300
110	0.550	0.295

Para fines de proyecto deben emplearse los coeficientes para pavimento mojado.

TABLA 5-D. COEFICIENTE DE FRICCION LONGITUDINAL EN EL FRENADO

5. Resistencia por pendiente. La resistencia por pendiente es proporcional al peso del vehículo y a la pendiente de la tangente vertical. En efecto, de la Figura 5.5 se tiene:

$$R_P = Wt = W \operatorname{sen} \alpha$$

para el rango de las pendientes usadas en caminos:

$$\text{sen } \alpha = \tan \alpha = \frac{P}{100}$$

$$R_P = \frac{WP}{100}$$

En donde:

R_P = Resistencia por pendiente, en kg.

W = Peso total del vehículo, en kg.

P = Pendiente de la tangente del alineamiento vertical, en por ciento.

En pendientes pronunciadas esta resistencia es mucho mayor que las demás y su influencia es decisiva en la operación de los vehículos pesados.

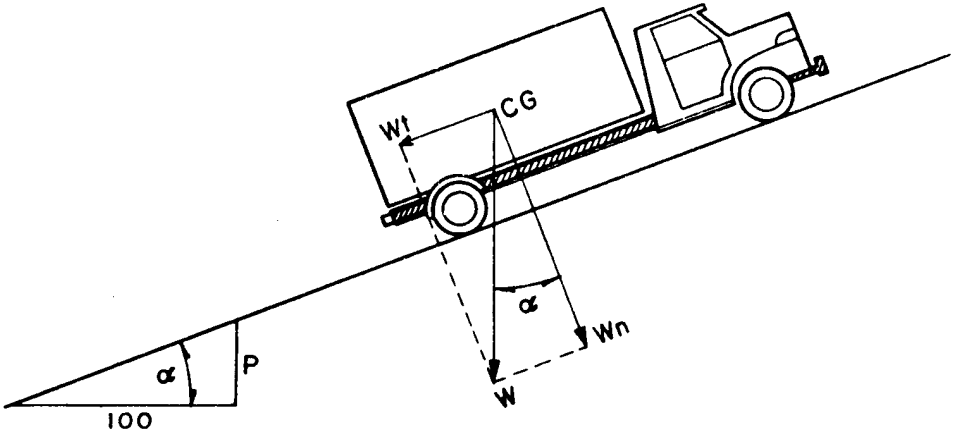


FIGURA 5.5. RESISTENCIA QUE OPONE LA PENDIENTE AL AVANCE DEL VEHICULO

Una vez calculada la fuerza disponible para acelerar o descelerar el vehículo (F_D), puede encontrarse el tiempo y la distancia que necesita un vehículo para adquirir una velocidad dada.

En efecto, de la segunda ley de Newton:

$$F_D = ma \; ; \quad a = \frac{F_D}{m} = \frac{F_D g}{W} = \frac{9.81 \times F_D}{W} \; (\text{m/seg}^2)$$

Por otra parte, de las ecuaciones del movimiento uniformemente acelerado puede establecerse que:

$$\Delta l = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2a} \; ; \qquad \Delta t = \frac{V_2 - V_1}{a}$$

En donde:

m = Masa del vehículo.
Δl = Longitud que requiere el vehículo para pasar de la velocidad inicial (V_1) a la velocidad final (V_2), en metros.
V_1 = Velocidad inicial, en metros/segundo.
V_2 = Velocidad final, en metros/segundo.
Δt = Tiempo requerido para pasar de la velocidad inicial (V_1) a la velocidad final (V_2).
a = Aceleración, en m/seg^2.
g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg^2.

Si expresamos la velocidad en km/h y sustituimos las expresiones anteriores, quedarán:

$$\Delta l = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2a} = \frac{W}{254\, F_D} (V_2^2 - V_1^2)$$

$$\Delta t = \frac{V_2 - V_1}{a} = \frac{W}{35.4\, F_D} (V_2 - V_1)$$

En donde:

V_2 = Velocidad final, en kilómetros/hora.
V_1 = Velocidad inicial, en kilómetros/hora.

Las expresiones anteriores permiten proyectar todos aquellos elementos del camino en que intervengan la aceleración o desceleración de los vehículos.

Cuando se calcula la longitud de aceleración o desceleración de los vehículos en tangentes del alineamiento vertical, el cálculo debe hacerse por incrementos de velocidad, ya que el tiempo y la longitud dependen de la fuerza disponible y ésta, a su vez, depende de la velocidad. Se recomiendan incrementos de 2 kilómetros por hora.

Siguiendo el criterio anteriormente señalado, se calcularon las curvas representativas del efecto de las pendientes en los vehículos de proyecto cuya relación peso/potencia es la indicada, para lo cual se consideraron pendientes ascendentes desde 2% hasta 15% y descendentes desde 0% hasta 8%; ver Figuras 5.6, 5.7 y 5.8.

E) Estabilidad en las curvas. Un vehículo es estable cuando no tiene tendencia a salirse de la trayectoria que le fija el conductor por medio del volante. La inestabilidad del vehículo procede generalmente de las fuerzas transversales a que está sujeto, ya sea por asimetrías internas tales como

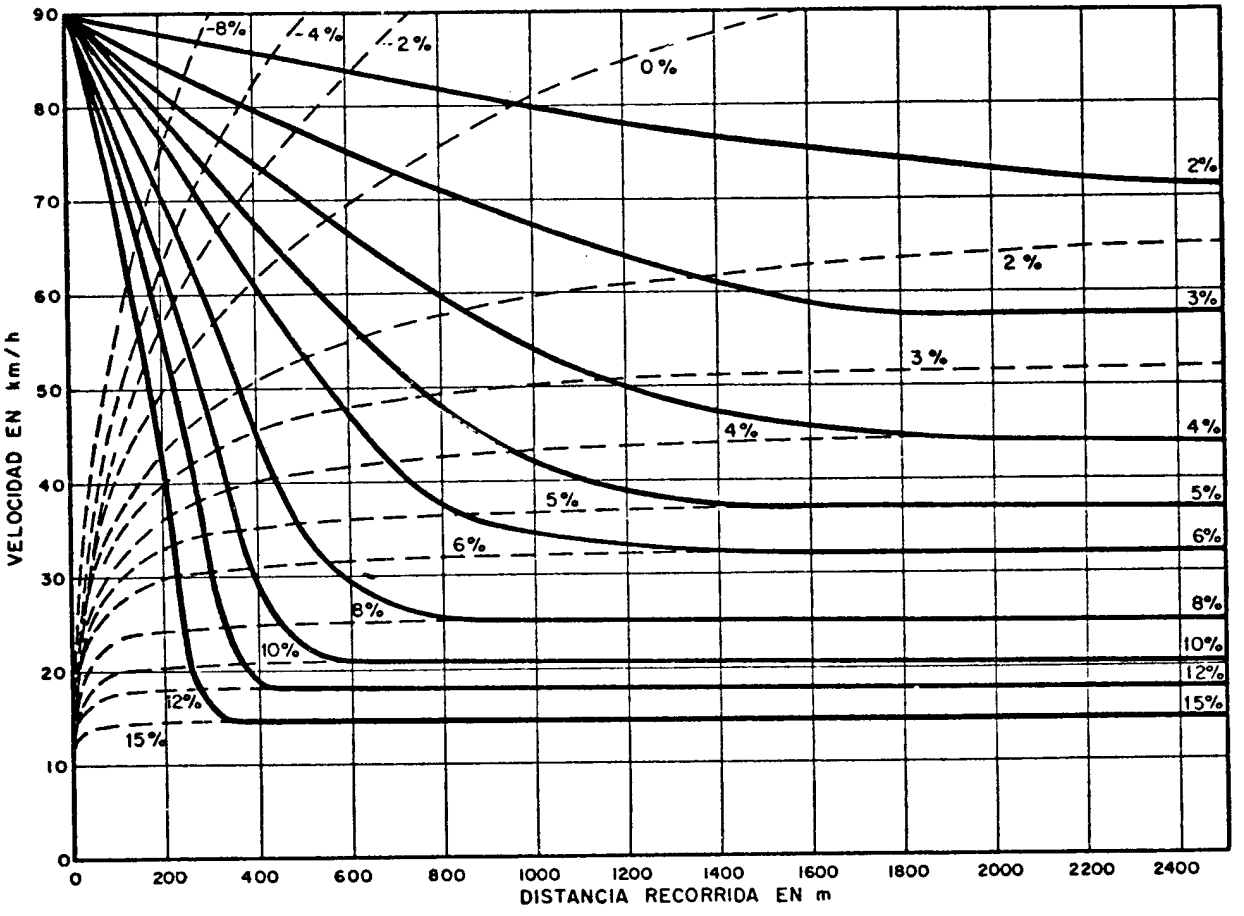


FIGURA 5.6. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 90 KG/HP

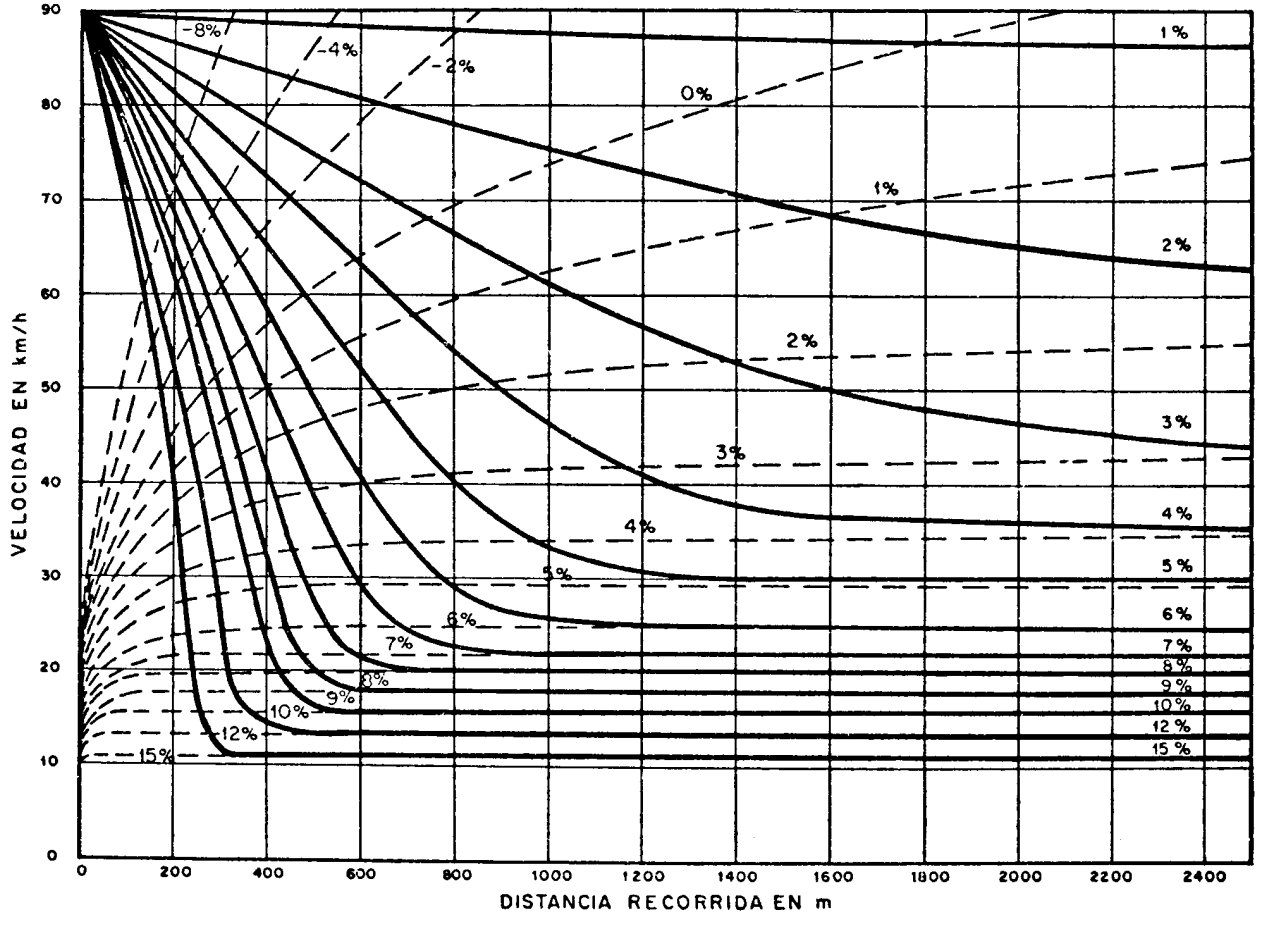


FIGURA 5.7. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 120 KG/HP

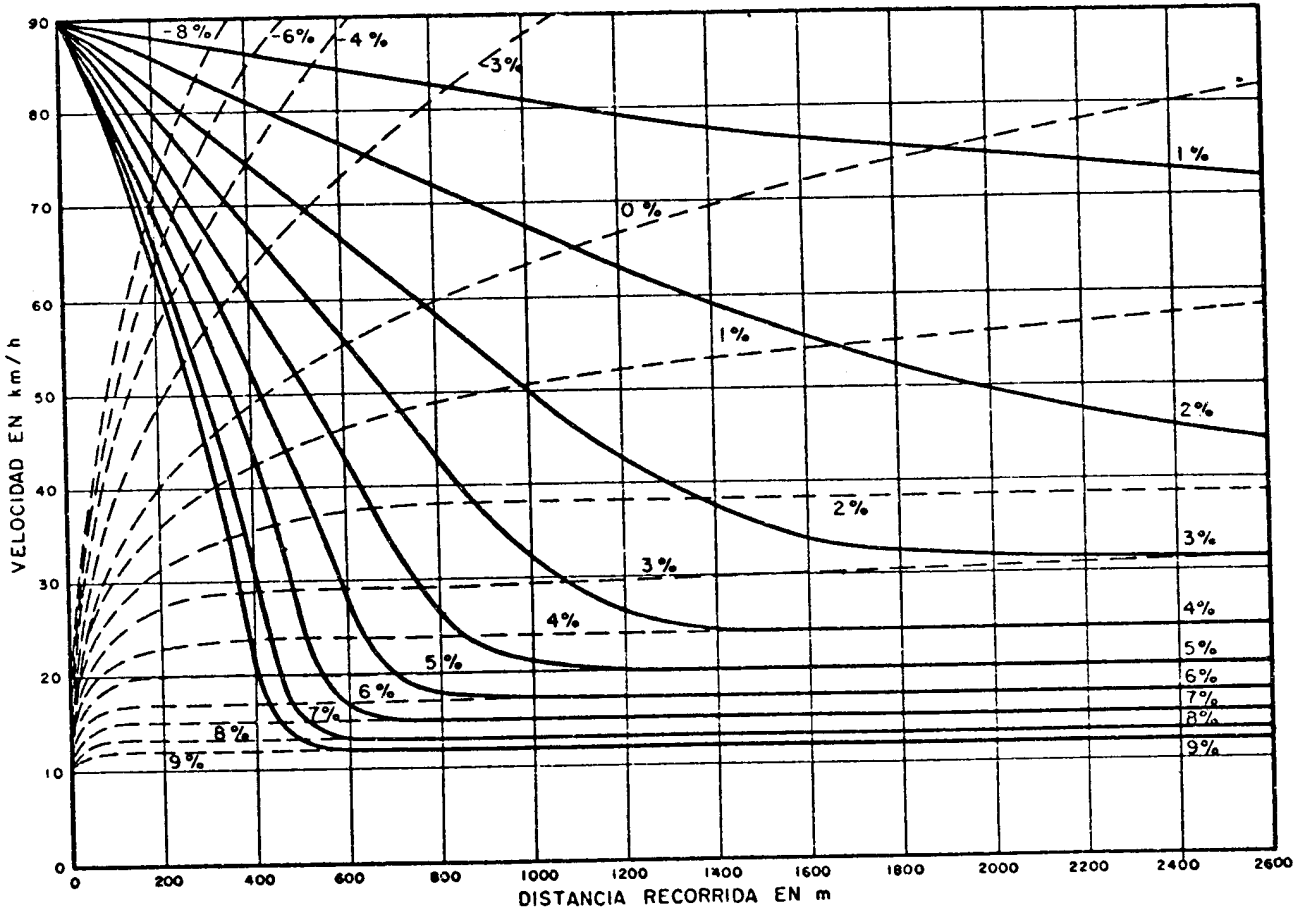


FIGURA 5.8. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 180 KG/HP

carga mal distribuida, neumáticos desinflados y mecanismos de suspensión defectuosos, o bien por la fuerza centrífuga que aparece cuando el vehículo describe una curva.

La inestabilidad debida a la fuerza centrífuga puede manifestarse de dos maneras: por deslizamiento o por volcamiento. Cuando las fuerzas que tienden a hacer deslizar el vehículo son mayores que las fuerzas que mantienen al vehículo en su trayectoria, el vehículo desliza; cuando la resultante de las fuerzas que actúan sobre el vehículo sale fuera del polígono formado por los puntos de contacto de las ruedas con el pavimento, el vehículo vuelca.

Considérese un vehículo que se mueve con una velocidad V (m/seg) sobre una curva circular horizontal de radio R (m) que forma un ángulo alfa con la horizontal (ver Figura 5.9). Las fuerzas que actúan sobre el vehículo, son el peso W (kg), la fuerza centrífuga F (kg) y la fuerza de fricción entre llantas y pavimento . (kg).

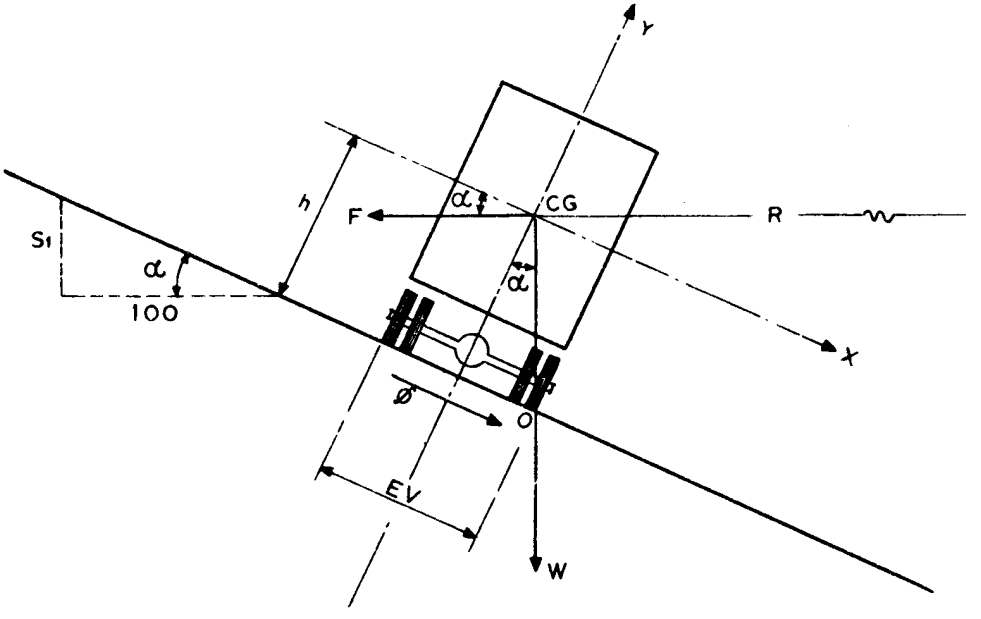


FIGURA 5.9. ESTABILIDAD DEL VEHICULO EN LAS CURVAS

La condición necesaria y suficiente para que no se produzca el vuelco es que el momento del peso respecto al eje en el punto O sea menor que el momento de la fuerza centrífuga respecto al mismo eje. Si el vehículo tiene una entrevía EV y la altura de su centro de gravedad es h, se tendrá:

$$F_x = W \operatorname{sen} \alpha - F \cos \alpha = (W \tan \alpha - F) \cos \alpha$$

$$F_y = - W \cos \alpha + F \operatorname{sen} \alpha = (- W + F \tan \alpha) \cos \alpha$$

$$\Sigma M_o = 0 = F_y \frac{EV}{2} + F_x h \; ; \; F_x h = - F_y \frac{EV}{2}$$

$$h(W \tan \alpha - F) = \frac{EV}{2} (W - \tan \alpha)$$

despejando:

$$\tan \alpha = \frac{W \dfrac{EV}{2} + h F}{h W + \dfrac{EV}{2} F}$$

como: $F = m a$; $a = \dfrac{V^2}{R}$; $m = \dfrac{W}{g}$;

y como: $\tan \alpha$ = sobreelevación

$$S = \frac{gR(EV) + 2hV^2}{2gRh + V^2(EV)}$$

Si el radio y la sobreelevación están fijos la velocidad máxima de seguridad para que no ocurra volcamiento, será:

$$V = \sqrt{\frac{gR(EV) - 2gRhS}{S(EV) - 2h}}$$

Este valor de la velocidad debe ser menor que el valor de la velocidad máxima de seguridad por deslizamiento.

La condición necesaria y suficiente para que el vehículo no deslice al transitar por la curva es:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$F_x + \phi = 0$$

En donde: $\phi = \mu W_y$

ó $\phi = \mu W \cos \alpha$

Siendo μ el coeficiente de fricción lateral.

Como el valor de F_x ya se definió, se tiene:

$$(W \tan \alpha - F) \cos \alpha + \mu W \cos \alpha = 0$$

pero

$$F = \frac{WV^2}{gR}$$

por lo cual:

$$W \tan \alpha - \frac{WV^2}{gR} + \mu W = 0$$

Si expresamos la velocidad en km/h y sustituimos g por su valor, se tiene:

$$S + \mu = 0.00785 \frac{V^2}{R}$$

Si el radio, la sobreelevación y el coeficiente de fricción lateral están fijos, la velocidad máxima segura para que no ocurra deslizamiento, será:

$$V = \sqrt{\frac{S + \mu}{0.00785} R}$$

De esta relación, puede encontrarse también el radio mínimo para que no ocurra deslizamiento de un vehículo, viajando por la curva a la velocidad V.

De las expresiones anteriores pueden extraerse las siguientes conclusiones generales:

1. Si: W sen $\alpha = F$ cos α, la resultante del peso y la fuerza centrífuga es perpendicular a la superficie de rodamiento y la fuerza centrífuga no es percibida por el conductor. La velocidad que produce este efecto se llama velocidad de equilibrio.

2. Si: W sen $\alpha > F$ cos α, la resultante se desplaza según el sentido negativo de la pendiente transversal del camino. El vehículo tiende a deslizar hacia el interior de la curva, siendo contrarrestada esta tendencia por una fuerza lateral de sentido opuesto, consecuencia de la fricción de las llantas con la superficie de rodamiento. Simultáneamente, se origina un momento que tiende a volcar el vehículo hacia adentro.

3. Si: W sen $\alpha < F$ cos α, la resultante se desplaza según el sentido positivo de la pendiente transversal del camino. Los efectos son opuestos a los descritos en el párrafo anterior. La fuerza de fricción actúa hacia adentro y el vehículo tiende a volcarse hacia el lado exterior de la curva.

Para fines de proyecto, es importante conocer el coeficiente de fricción lateral entre llanta y superficie de rodamiento. Se han efectuado un gran número de ensayos para determinar empíricamente este coeficiente. La AASHO, después del análisis de los estudios efectuados, ha propuesto para fines de proyecto, los coeficientes de fricción lateral que se muestran en la Figura 5.10. El coeficiente de fricción puede considerarse que sigue una variación lineal a velocidades de 70 km/h o mayores y elíptica para velocidades menores.

F) Costos de operación. Los costos de operación de un vehículo pueden dividirse en dos categorías: costos fijos y costos variables. Los costos fijos son aquellos que no dependen directamente de la distancia recorrida por el vehículo, tales como amortización, interés del capital, seguros e impuestos; usualmente se expresan por unidad de tiempo. Los costos variables dependen directamente de las distancias recorridas por el vehículo, tales como: consumos de combustibles, lubricantes y llantas y las reparaciones y servicios; usualmente se expresa por unidad de longitud.

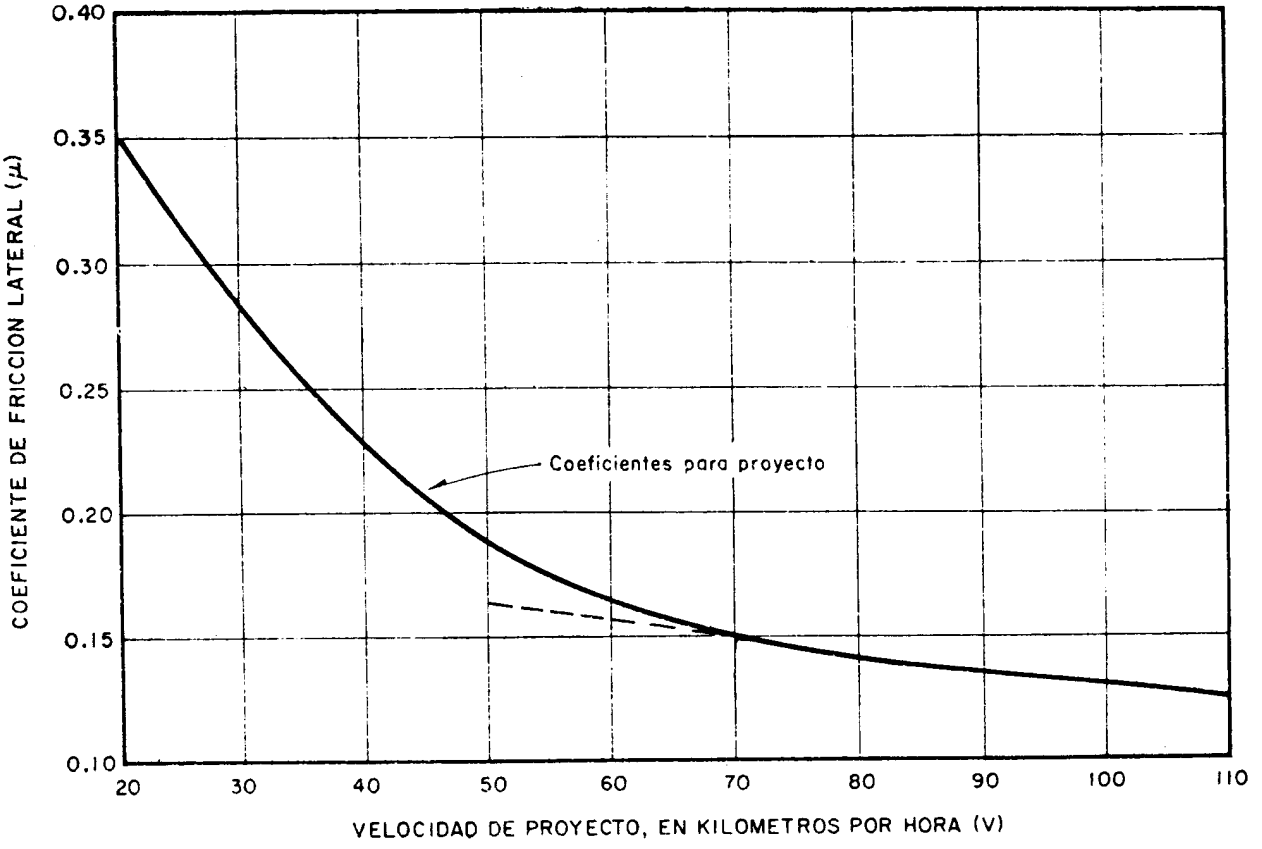


FIGURA 5.10. COEFICIENTES DE FRICCION LATERAL PARA PROYECTO A DIFERENTES VELOCIDADES

G) Tendencias. Como se dijo antes, en el proyecto de una carretera no solamente deben considerarse las dimensiones de los vehículos actuales, sino que también deben tomarse en cuenta las tendencias de esas características a través del tiempo, para prever hasta donde sea posible las modificaciones que puedan sufrir los vehículos durante el lapso de previsión del camino. Las características del vehículo que conviene analizar, son las que se refieren a las dimensiones, al radio de giro mínimo y a la relación peso/potencia.

En lo referente al radio de giro mínimo, se ha observado que en los vehículos tipo A_p, A_c, B, C_2 y C_3, prácticamente no ha cambiado durante los últimos años, por lo cual puede considerarse para proyecto, el radio de giro mínimo de los vehículos actuales.

En lo referente a las dimensiones, casi todas se han estabilizado en los últimos diez años; sin embargo, hay tres que han sufrido cambios substanciales. Una es el aumento de 0.15 m en el ancho de los vehículos ligeros. Otra es el aumento de la longitud total de camiones y remolques. Una tercera es la tendencia a aumentar la altura legal de los vehículos pesados. Estas tendencias se tienen en cuenta al fijar el vehículo de proyecto.

En lo referente a la relación peso/potencia, se ha observado una mejoría notable a través de los años, pues con el tiempo se van construyendo vehículos más eficientes y de mejores características de operación.

5.2.3 Vehículos de proyecto

Un vehículo de proyecto es un vehículo hipotético cuyas características se emplearán para establecer los lineamientos que regirán el proyecto geométrico de caminos e intersecciones.

El vehículo de proyecto debe seleccionarse de manera que represente un porcentaje significativo del tránsito que circulará por el camino, y las tendencias de los fabricantes a modificar las características de los vehículos.

La AASHO ha establecido cuatro tipos de vehículos para proyecto: Uno representativo de los vehículos tipo A_p y A_c, otro para representar los vehículos tipo B, C_2 y C_3, otro para representar a los vehículos tipo T_2-S_1 y T_2-S_2 y, finalmente, otro para representar los vehículos tipo T_3-S_2 y demás combinaciones de más de cinco ejes.

Estos vehículos de proyecto fueron elegidos con base a la distribución del tránsito por tipos de vehículo predominante en la mayor parte de las carreteras de Estados Unidos de América. En México, el 42% de los vehículos son vehículos pesados, de los cuales la mayor parte son camiones de dos ejes, contando también con un porcentaje considerable de autobuses suburbanos (ver tabla 5-B).

Considerando los hechos expuestos anteriormente y dado que en gran parte de la red nacional el volumen de tránsito es bajo, se ha optado por introducir un quinto vehículo de proyecto, representativo de los vehículos tipo C_2, el cual se emplearía en el proyecto de caminos secundarios que, por su composición del tránsito, no ameritan proyectarse para vehículos mayores.

En la tabla 5-E se resumen las características de los vehículos de proyecto. La denominación de estos vehículos está en función de la distancia entre ejes externos; así el vehículo DE-1525 representa un vehículo con una distancia entre sus ejes extremos de 15.25 m.

CARACTERISTICAS			VEHICULO DE PROYECTO				
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525
DIMENSIONES EN CM.	Longitud total del vehículo	L	580	730	915	1525	1678
	Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	335	450	610	1220	1525
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	—	—	—	397	915
	Distancia entre ejes del semiremolque	DES	—	—	—	762	610
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	183	61
	Distancia entre ejes tándem tractor	Tt	—	—	—	—	122
	Distancia entre ejes tándem semiremolque	Ts	—	—	—	122	122
	Distancia entre ejes interiores tractor	Dt	—	—	—	397	488
	Dist. entre ejes interiores tractor y semiremolque	Ds	—	—	—	701	793
	Ancho total del vehículo	A	214	244	259	259	259
	Entrevía del vehículo	EV	183	244	259	259	259
	Altura total del vehículo	Ht	167	214-412	214-412	214-412	214-412
	Altura de los ojos del conductor	Hc	114	114	114	114	114
	Altura de los faros delanteros	Hf	61	61	61	61	61
	Altura de los faros traseros	Hf	61	61	61	61	61
Angulo de desviación del haz de luz de los faros		α	1°	1°	1°	1°	1°
Radio de giro mínimo (cm)		Rg	732	1040	1281	1220*	1372*
Peso total (Kg)	Vehículo vacío	Wv	2500	4000	7000	11000	14000
	Vehículo cargado	Wc	5000	10000	17000	25000	30000
Relación Peso/Potencia (Kg/HP)		Wc/P	45	90	120	180	180
VEHICULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO			A_p y A_c	C2	B.-C3	T2 - S1 T2 - S2	T3 - S2 OTROS
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	99	100	100	100	100
		C2	30	90	99	100	100
		C3	10	75	99	100	100
		T2 - S1	0	0	1	80	99
		T2 - S2	0	0	1	93	78 100 98
		T3 - S2	0	0	1	18	90
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	98	100	100	100	100
		C2	62	98	100	100	100
		C3	20	82	100	100	100
		T2 - S1	6	85	100	100	100
		T2 - S2	6	42	98	98	98
		T3 - S2	2	35	80	80	80

TABLA 5-E. CARACTERISTICAS DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO

En las Figuras 5.11 a 5.15 se ilustran las principales dimensiones de los vehículos de proyecto, así como sus radios de giro mínimo y las trayectorias de las ruedas para esos radios en ángulos de vuelta de 180°.

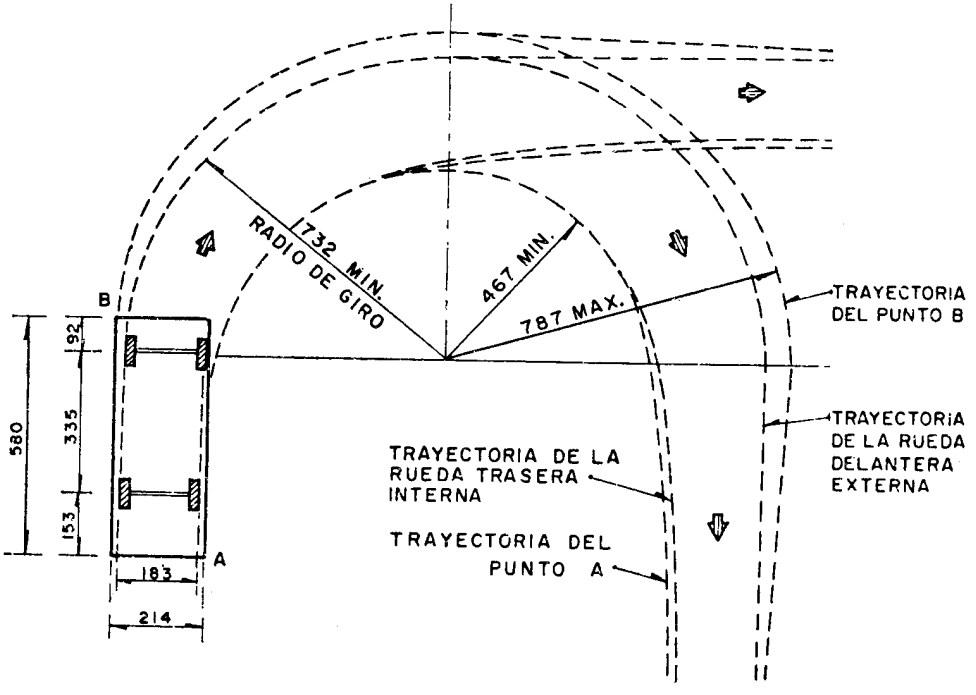


FIGURA 5.11. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-335

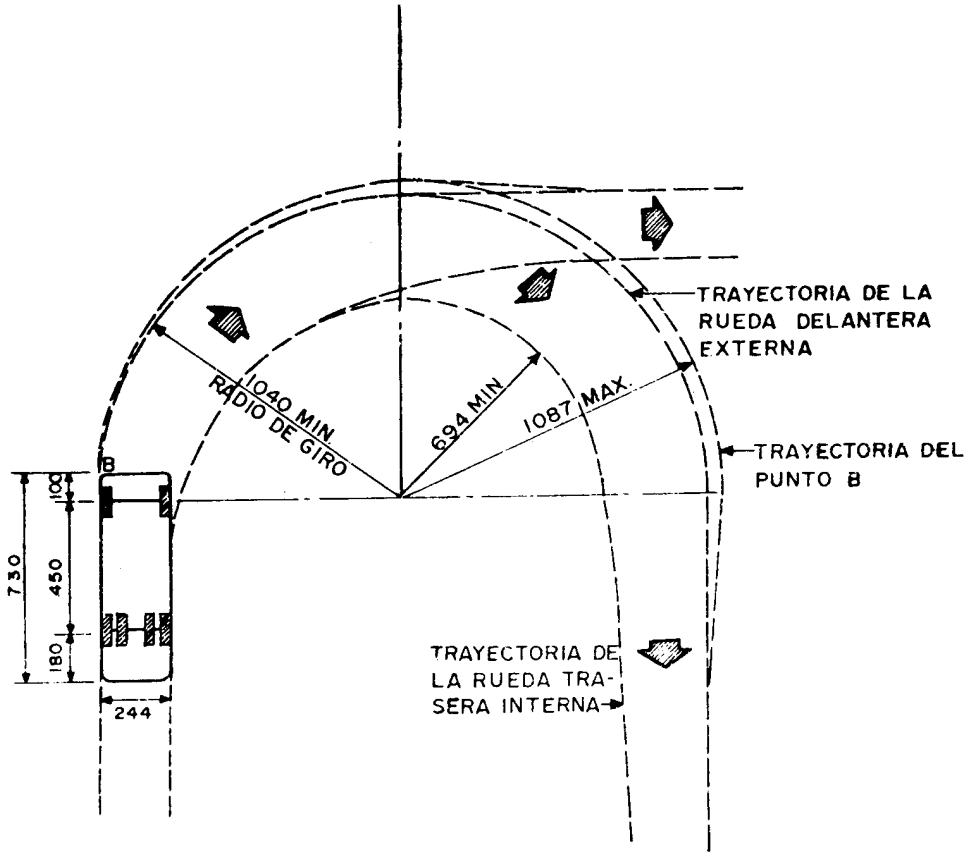


FIGURA 5.12. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-450

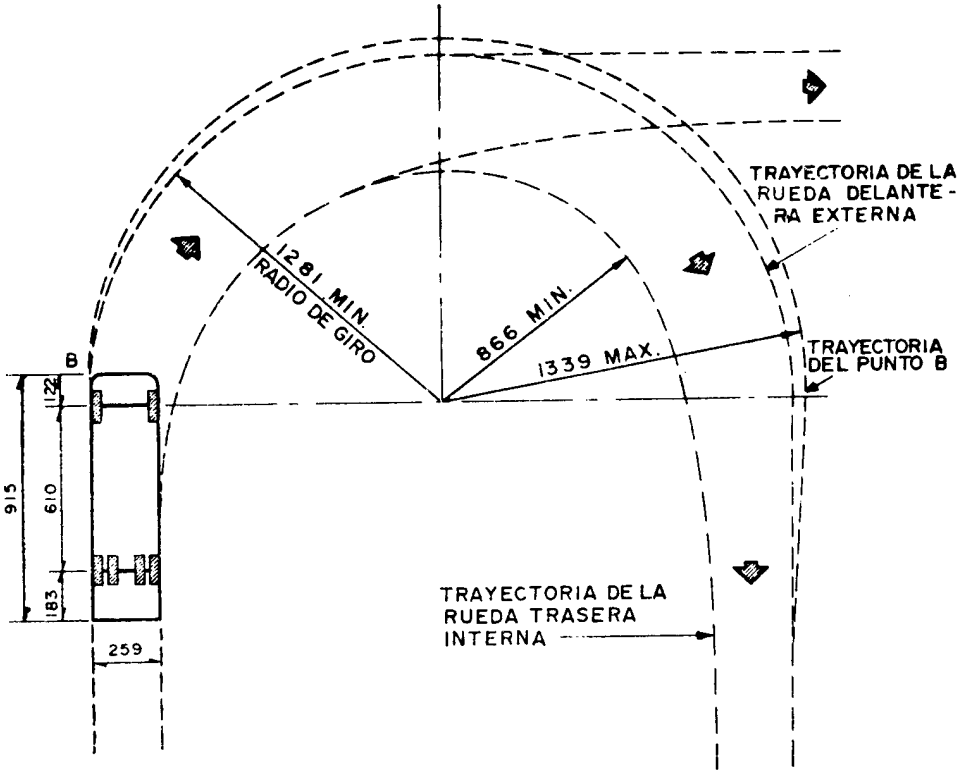


FIGURA 5.13. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-610

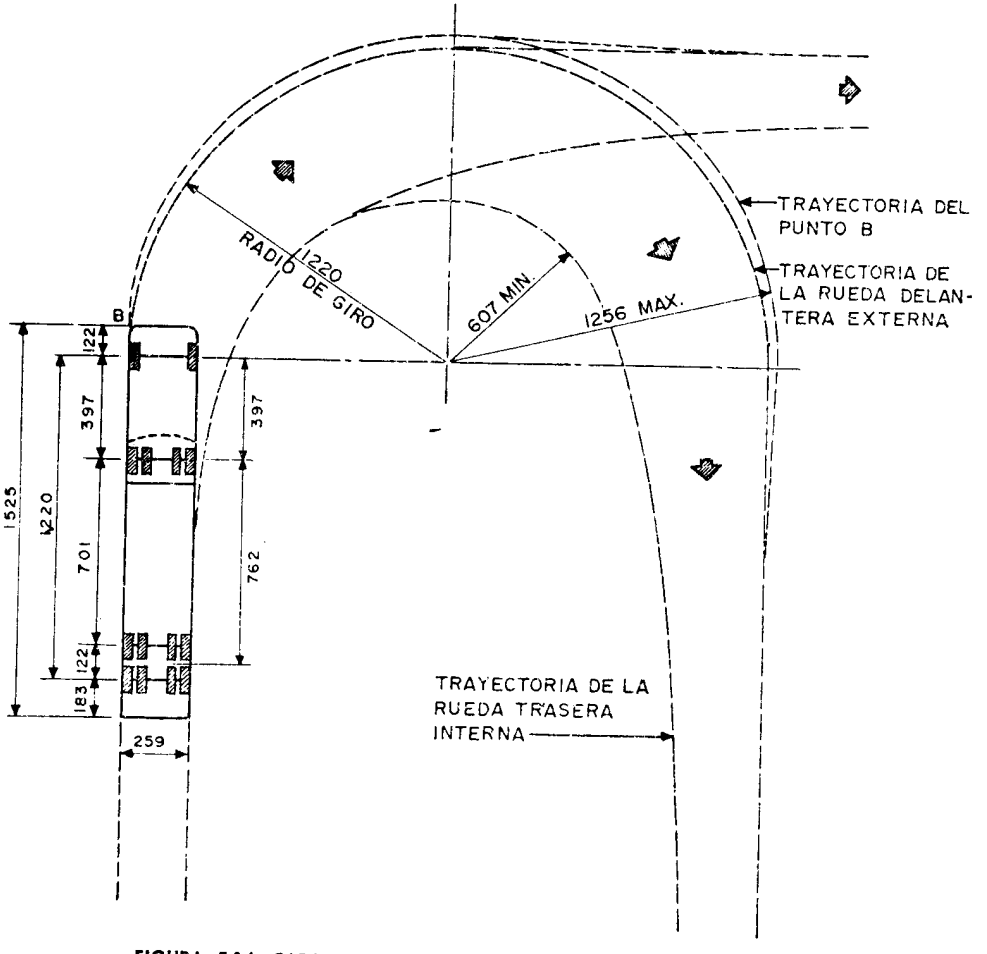


FIGURA 5.14. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-1220

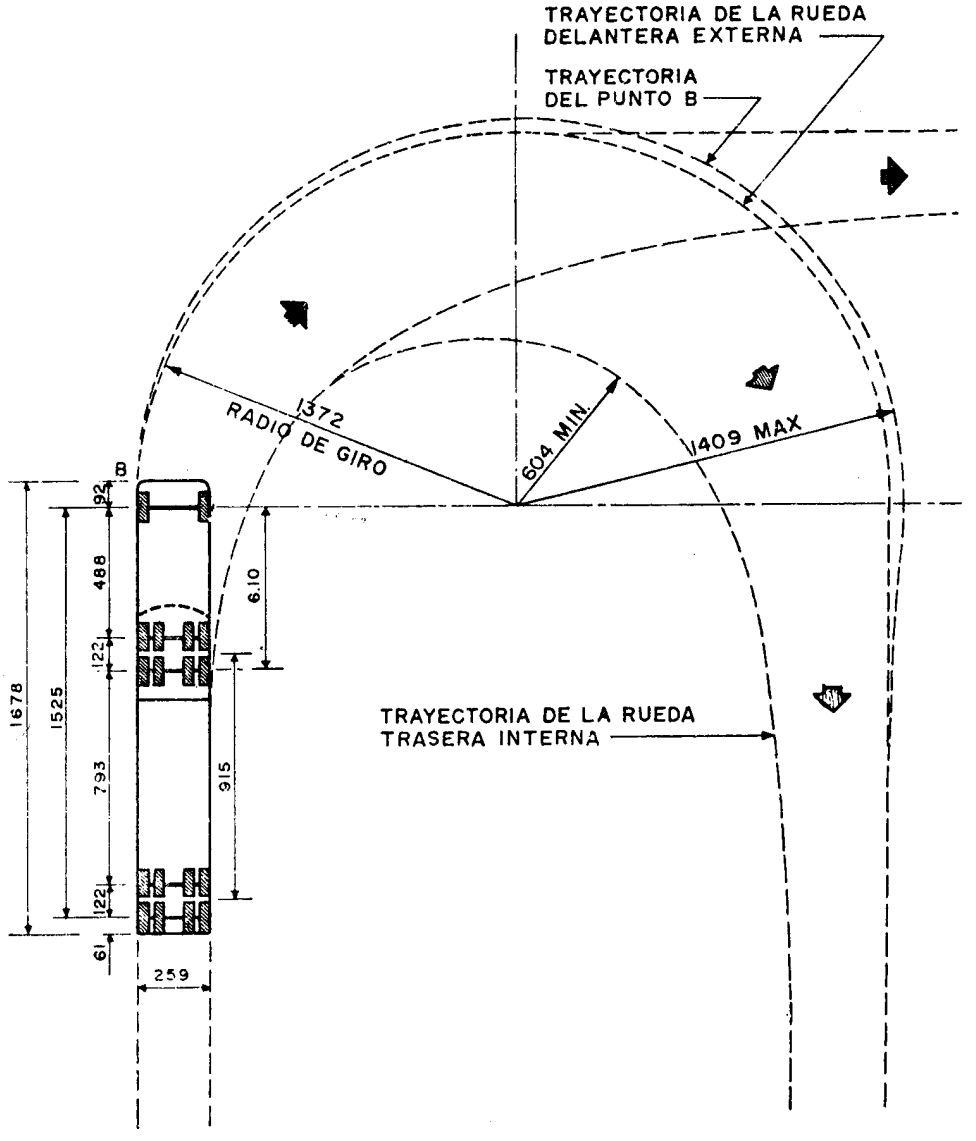


FIGURA 5.15. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-1525

En las gráficas de las Figuras 5.16 y 5.17 puede obtenerse el desplazamiento de la huella d y, por tanto, la distancia entre huellas externas U para los diferentes vehículos de proyecto, para diferentes radios de giro y para ángulos de vuelta de 90° y 270°. Estas gráficas están basadas en pruebas con modelos a escala.[44]

Las gráficas se usan como sigue:

A) Con el radio de giro R_G y la distancia entre ejes del camión o tractor (DE o DET), se obtiene un primer desplazamiento de la huella. El desplazamiento así obtenido será el total para los vehículos tipo DE-335, DE-450 y DE-610.

B) Si el vehículo es articulado, tal como el DE-1220 y el DE-1525, al desplazamiento anterior deberá sumársele el desplazamiento del semirremolque. Para encontrar este segundo desplazamiento se obtiene el radio de giro del semirremolque, que será el radio de giro del tractor menos el desplazamiento calculado en el inciso A). Con este radio de giro y la distancia entre ejes del semirremolque (DES), se entra a la gráfica y se encuentra el desplazamiento de la unidad articulada.

Para ilustrar el uso de las gráficas, supóngase que se quiere encontrar la distancia entre huellas externas del vehículo DE-1525 cuando efectúa una vuelta de 270° con un radio de giro de 39 m.

De la Figura 5.17 entrando con 39 m, que es el radio de giro del tractor, intersectando la curva DET-610 se obtiene que el primer desplazamiento de la huella es igual a 0.48 m.

El radio de giro del semirremolque es igual a la diferencia entre el radio de giro del tractor y el primer desplazamiento de la huella, es decir, 39.00 - 0.48 = 38.52 m.

En la misma figura, entrando con el radio de giro del semirremolque e intersectando la curva DES-915, se obtiene que el desplazamiento de la huella del semirremolque es igual a 1.12 m. El desplazamiento total de la huella será:

$$0.48 + 1.12 = 1.60 \text{ m}$$

La distancia entre huellas externas será:

$$U = d + EV = 1.60 + 2.59 = 4.19 \text{ m}$$

5.3 TRANSITO

Al proyectar una carretera, la selección del tipo de camino, las intersecciones, los accesos y los servicios, dependen fundamentalmente de la demanda, es decir, del volumen de tránsito que circulará en un intervalo de tiempo dado, su variación, su tasa de crecimiento y su composición.

Un error en la determinación de estos datos ocasionará que la carretera funcione durante el período de previsión, bien con volúmenes de tránsito muy inferiores a aquellos para los que se proyectó o que se presenten problemas de congestionamiento.

[44] Stevens, Tignor y Lojacono: *Offtracking calculation charts for trailer combinations*. Highway Research Road N° 159, Wáshington, D.C., 1967.

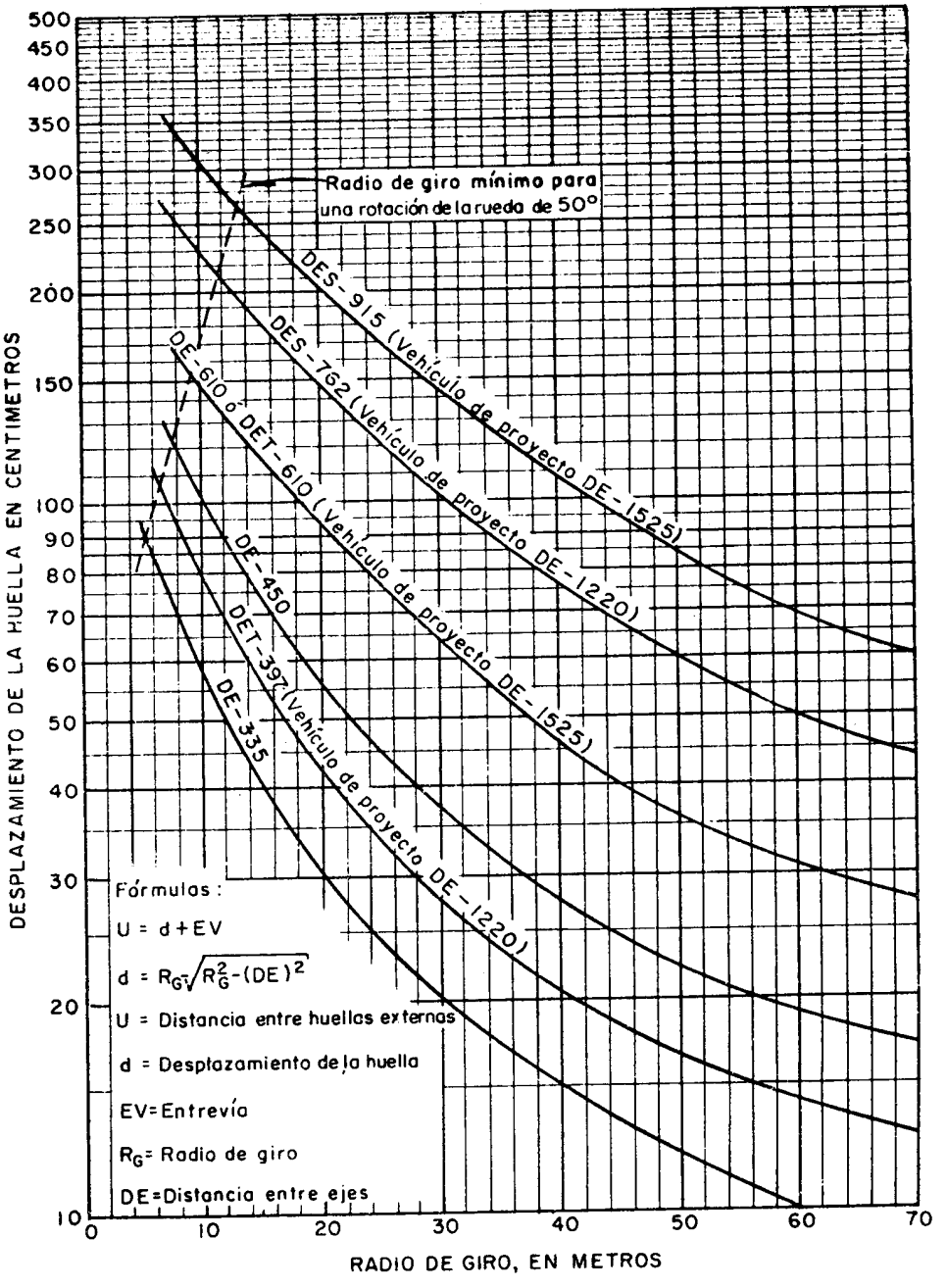


FIGURA 5.16. DESPLAZAMIENTO DE LA HUELLA DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO, PARA UN ANGULO DE VUELTA DE 90°

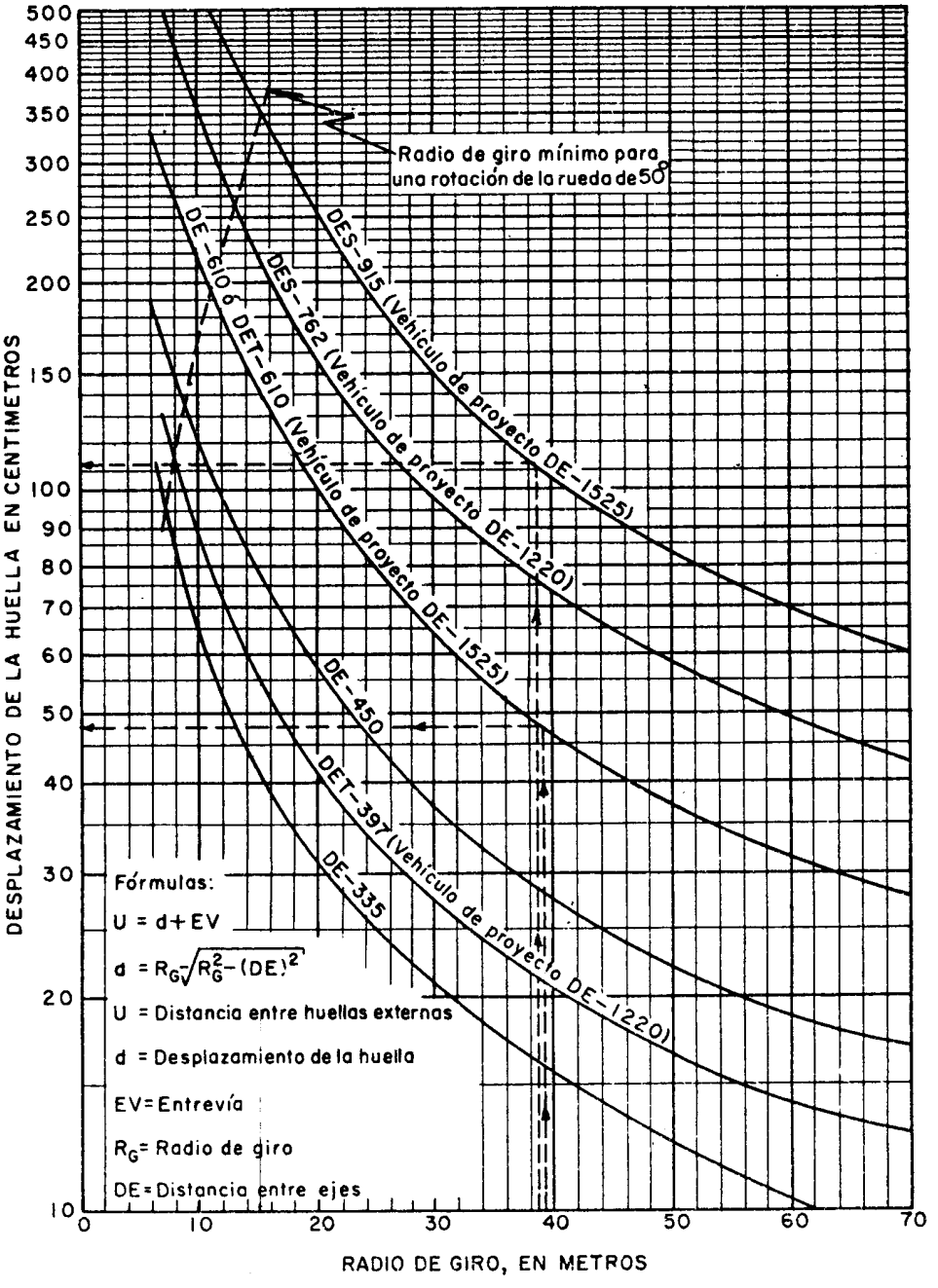


FIGURA 5.17. DESPLAZAMIENTO DE LA HUELLA DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO, PARA UN ANGULO DE VUELTA DE 270°

5.3.1 Definiciones

Volumen de tránsito. Es el número de vehículos que pasan por un tramo de la carretera en un intervalo de tiempo dado; los intervalos más usuales son la hora y el día y se tiene el tránsito horario *TH* y el tránsito diario *TD*.

Densidad de tránsito. Es el número de vehículos que se encuentran en una cierta longitud de camino en un instante dado.

Tránsito promedio diario. Es el promedio de los volúmenes diarios registrados en un determinado período. Los más usuales son el tránsito promedio diario semanal *TPDS* y el tránsito promedio diario anual *TPDA*.

Tránsito máximo horario. Es el máximo número de vehículos que pasan en un tramo del camino durante una hora, para un lapso establecido de observación, normalmente un año.

Volumen horario de proyecto. Volumen horario de tránsito que servirá para determinar las características geométricas del camino. Se representa como *VHP*.

Tránsito generado. Es el volumen de tránsito que se origina por la construcción o mejoramiento de la carretera y/o por el desarrollo de la zona por donde cruza.

Tránsito desviado o inducido. Es la parte del volumen de tránsito que circulaba antes por otra carretera y cambia su itinerario para pasar por la que se construye o se mejora.

5.3.2 Determinación del volumen de tránsito

Para conocer los volúmenes de tránsito en los diferentes tramos de una carretera, se utilizan como fuentes los datos obtenidos de los estudios de origen y destino, los aforos por muestreo y los aforos continuos en estaciones permanentes.

A) Estudios de origen y destino. Su objetivo primordial es conocer el movimiento del tránsito en cuanto a los puntos de partida y de términos de los viajes; adicionalmente se obtienen datos del comportamiento del tránsito, tanto en lo que se refiere a su magnitud y composición como a los diversos tipos de productos que se transportan. Esto último con miras a determinar el grado de desarrollo de los sectores que integran la vida económica y social y la localización de los centros productores y consumidores, indicando la importancia que éstos guardan dentro de la economía.

El método más apropiado para estudios en carreteras es el de las entrevistas directas, ya que se obtiene en forma rápida y eficiente el origen, destino y un punto intermedio del viaje de cada conductor entrevistado, que es precisamente la estación. La duración de cada uno de estos estudios es variable, dependiendo del grado de confianza requerido.

En estos estudios se registran las rutas de los diferentes tipos de vehículos y los productos o pasajeros que transportan por cada sentido, así como las longitudes de recorrido. Se incluyen los volúmenes horarios de los diferentes tipos de vehículos registrados, por sentidos de circulación.

En los estudios recientes se han registrado, además, modelos y marcas de los vehículos. Esto ha sido una consecuencia de la necesidad de conocer con más detalle, los tipos de vehículos que transitan por las carreteras.

B) Muestreos del tránsito. El crecimiento de los volúmenes de tránsito en la red de carreteras, así como la variación de las composiciones de tránsito, ha conducido a que se instalen estaciones de aforo en toda la red, procurando que éstas capten el tránsito representativo de cada tramo, sin influencia apreciable de viajes suburbanos o de itinerarios muy cortos, y a su vez registren un tránsito promedio diario con base al período de una semana, el cual, correlacionado con estaciones maestras, dará como resultado un muestreo razonablemente cercano al tránsito promedio diario anual. Estas previsiones tienden a reducir las correcciones ocasionadas por las variaciones estacionales.

El conteo de los vehículos se realiza por medio de contadores manuales o electromecánicos, registrando estos volúmenes cada hora, clasificándolos en (A) Vehículos ligeros, (B) Autobuses y (C) Vehículos pesados.

C) Estaciones maestras. Con el objeto de complementar, tanto los muestreos de tránsito como los estudios de origen y destino, se han instalado en diversos tramos de la red estaciones permanentes, provistas de contadores automáticos, cuya finalidad es registrar las variaciones y comportamiento de las corrientes de tránsito durante todo el año. Desde el punto de vista estadístico, se ha zonificado la red nacional de carreteras, en tal forma que cada estación permanente tenga funciones de correlación con otras estaciones de muestreo.

Se están utilizando en la Secretaría de Obras Públicas, dos tipos de contadores: Los neumáticos que detectan el número de ejes que pasan y cuyas lecturas se llevan a cabo cada 24 horas, y los eléctricos que registran, durante lapsos de una hora, el número de vehículos que cruzan por la estación. Mediante un muestreo se obtiene la composición del tránsito, lo que así permite obtener la equivalencia entre el número de vehículos y los ejes registrados por los contadores neumáticos.

Las casetas de cobro del organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos funcionan como estaciones maestras, ya que registran los volúmenes de tránsito, así como su composición, en forma continua, permitiendo conocer las variaciones estacionales.

El análisis de los datos obtenidos para estimar el volumen de tránsito, tanto para carreteras nuevas como para el mejoramiento de las existentes es, en general, privativo de cada proyecto; sin embargo, se presentarán algunos de sus aspectos más comunes con objeto de sentar sus antecedentes:

1. Obtención del tránsito actual. El tránsito promedio diario semanal obtenido de la estación de muestreo debe corregirse, para hacerlo representativo del *TPDA,* para lo cual se seleccionará una estación maestra con la cual existe una correlación aceptable; es decir, que el comportamiento del tránsito en ambas estaciones sea similar.

Con base en la variación del tránsito en la estación maestra se lleva a cabo la corrección de los datos del muestreo, para obtener el tránsito promedio diario anual.

2. Cálculo del tránsito desviado o inducido. De los estudios de origen y destino se puede obtener el tránsito desviado probable, que dependerá del ahorro que represente para los usuarios, el empleo del camino en estudio, por concepto de costos, longitud y tiempo de recorrido.

En virtud de que los estudios de origen y destino son semanales, se deberá hacer la misma corrección que se trató en el inciso anterior.

3. La obtención del tránsito generado se puede hacer por medio de modelos matemáticos de tipo gravitatorio, que consideren la distancia y costo de transporte entre las localidades y las características de la zona de influencia de éstas, tales como habitantes y producción.

5.3.3 Composición y distribución del tránsito por sentidos

Para determinar las características geométricas de un proyecto carretero, es necesario analizar, de acuerdo con el nivel de servicio que se pretenda que debe proporcionar el camino, durante el período de previsión, la composición y distribución del tránsito por sentidos.

La fluidez del tránsito depende, además del volumen de tránsito, del porcentaje relativo de vehículos con características diferentes y de su distribución por sentidos.

La composición de tránsito puede estimarse con base en los datos registrados en los muestreos, estudios de origen y destino y en los proporcionados por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos.

La distribución del tránsito por sentidos de circulación, es fundamental en el proyecto de carreteras de dos o más carriles, ya que puede obligar a prever una capacidad mayor y puede estimarse con base en los estudios de origen y destino o por los proporcionados por una estación maestra.

5.3.4 Predicción del tránsito

La predicción del tránsito es una estimación del tránsito futuro.

Para hacer la predicción del tránsito existen diferentes métodos estadísticos:

A) Con base en la extrapolación de la tendencia media, ajustando una curva de regresión a la tendencia histórica del crecimiento del volumen de tránsito y extrapolando dicha tendencia para obtener los valores futuros y los intervalos de confianza de esas predicciones.

B) Realizando un estudio de regresión múltiple entre el volumen de tránsito y otros elementos, como pueden ser el consumo de gasolina, el registro de vehículos y Producto Nacional Bruto, extrapolando el crecimiento de los tres últimos, para obtener el volumen de tránsito futuro.

En virtud de que en muchas ocasiones la falta de datos impide aplicar los métodos mencionados anteriormente, es necesario estimar en forma empírica, hipótesis de crecimiento pesimista, normal y optimista, para diferentes rangos de volúmenes de tránsito. Estas tasas de crecimiento se obtienen de la observación del incremento de tránsito en carreteras con varios años de operación.

La selección de la hipótesis queda al criterio de las personas que realizan la planeación o el proyecto, quienes deberán analizar previamente, el desarrollo socioeconómico actual y potencial de la zona.

5.4 VELOCIDAD

La velocidad es un factor muy importante en todo proyecto y factor definitivo al calificar la calidad del flujo del tránsito. Su importancia, como elemento básico para el proyecto, queda establecida por ser un parámetro en el cálculo de la mayoría de los demás elementos de proyecto.

Con excepción de una condición de flujo forzado, normalmente existe una diferencia significativa entre las velocidades a que viajan los diferentes vehículos dentro de la corriente de tránsito. Ello es consecuencia del sinnúmero de factores que afectan la velocidad, como lo son las limitaciones del conductor, las características de operación del vehículo, la presencia de otros vehículos, las condiciones ambientales, y las limitaciones de velocidad establecidas por dispositivos de control. Estos mismos factores hacen que la velocidad de cada uno de los vehículos varíe a lo largo del camino. Esta disparidad en la velocidad ha conducido al uso de velocidades representativas; frecuentemente la velocidad representativa es la velocidad media.

La velocidad media puede definirse con respecto al tiempo o a la distancia.

La velocidad media con respecto al tiempo está definida como la suma de velocidades dividida entre el número total de velocidades consideradas:

$$\overline{V}_t = \frac{\sum_{i=1}^{N} d/t_i}{N} = \frac{\sum_{i=1}^{N} v_i}{N}$$

En donde:

$\overline{V}_t$ = Velocidad media con respecto al tiempo.
d = Distancia recorrida.
t_i = Tiempo de recorrido para el vehículo i.
N = Número total de vehículos observados.
v_i = Velocidad del vehículo i.

La velocidad media con respecto a la distancia es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el promedio de los tiempos de recorrido:

$$\overline{V}_d = \frac{d}{\frac{\sum_{i=1}^{N} t_i}{N}} = \frac{Nd}{\sum_{i=1}^{N} t_i}$$

En donde:

$\overline{V}_d$ = Velocidad media con respecto a la distancia.
d = Distancia recorrida.
t_i = Tiempo de recorrido del vehículo i.
N = Número total de vehículos observados.

Puesto que existe una diferencia numérica entre ambas, es necesario establecerla, debiendo especificarse cuál de ellas se usó para un determinado estudio.

La velocidad media con respecto al tiempo es siempre mayor que la

A) Influencia del usuario en la velocidad de punto. Bajo condiciones normales de flujo libre, el conductor puede escoger su velocidad de operación libremente, influido por factores tales como la longitud del viaje y la presencia de pasajeros en el vehículo.

Según experiencias realizadas, a mayor longitud de viaje mayor velocidad de operación. El incremento en velocidades para viajes largos, de más de 150 kilómetros, es del orden del 10% al 30%, de la velocidad empleada en viajes cortos.

El conductor que viaja solo, tiende a manejar a velocidades mayores que cuando lo hace acompañado, siendo esta velocidad de 3 a 5 km/h, mayor.

Las mujeres conductoras tienden a viajar a la misma velocidad o un poco menor que la de los hombres.

B) Influencia del vehículo en la velocidad de punto. Los automóviles transitan a mayor velocidad que los autobuses, y éstos más aprisa que los camiones, observándose, además, un decremento promedio en la velocidad de 2.5 kilómetros por hora para cada año adicional en la edad del vehículo.[45]

C) Se ha encontrado que la diferencia en la velocidad para caminos pavimentados con diferentes materiales, es de 5 a 6 kilómetros por hora; sin embargo, la diferencia de velocidades entre un camino revestido y uno pavimentado, es del orden de los 15 kilómetros por hora.

Las velocidades en los puentes son generalmente menores que en tangentes a nivel; en los puentes con ancho de calzada de 7.30 m o mayor, generalmente no se registra ninguna diferencia en la velocidad, cuando el parapeto es de poca altura.

Cuando el puente es una estructura de armaduras de paso inferior, aun cuando tenga 7.30 m de ancho, ocasiona reducciones en la velocidad, del orden de 10 kilómetros por hora.

En pendientes de 7% a 8% sostenidas en un tramo largo, las velocidades varían según la dirección en que los vehículos circulen, siendo más dispersas en descenso, comparándolas con los valores en tangente. Las velocidades en descenso son de 3 a 10 km/h mayores que en ascenso.

A un mayor número de intersecciones por unidad de tiempo o de distancia, habrá un mayor decremento en la velocidad: las velocidades de punto para zonas urbanas varían de 40 a 50 km/h, mientras que en zonas rurales esa variación es de 65 a 80 km/h.

La curvatura en el alineamiento horizontal no produce una reducción de velocidad, hasta que la fuerza requerida para balancear la fuerza centrífuga se aproxima a un valor de 0.16 del peso del vehículo.

D) Efecto del volumen de tránsito en la velocidad de punto. En términos generales puede establecerse que la velocidad media de punto disminuye al aumentar el volumen de tránsito; esta relación deja de cumplirse al llegar el volumen de tránsito a ser la capacidad de la vía, ya que a partir de ese punto ambos disminuyen el volumen y la velocidad, en una manera más o menos predecible.

El rango de variación de la velocidad de punto es mayor cuando el volumen es bajo y disminuye a medida que el volumen aumenta, debido principalmente a la dificultad para rebasar a los vehículos más lentos.

[45] Matson, Smith and Hurd; *Traffic Engineering*, 1955, pág. 57.

velocidad media con respecto a la distancia. Estas velocidades están relacionadas por la siguiente ecuación:

$$\overline{V}_t = \overline{V}_d + \frac{\sigma_d^2}{V_d}$$

En donde:

σ_d = Desviación estándar de la distribución de velocidades con respecto a la distancia.

5.4.1 Definiciones

Existen varias definiciones a las que se ha tenido necesidad de recurrir, para mayor claridad cuando se habla del proyecto geométrico de carreteras. Las siguientes definiciones corresponden a las más frecuentes empleadas.

A) Velocidad de punto. Es la velocidad de un vehículo a su paso por un punto de un camino. Los valores usuales para estimarla, son el promedio de las velocidades en un punto de todos los vehículos, o de una clase establecida de vehículos.

B) Velocidad de marcha. Es la velocidad de un vehículo en un tramo de un camino, obtenida al dividir la distancia del recorrido entre el tiempo en el cual el vehículo estuvo en movimiento. Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de tiempos correspondientes.

C) Velocidad de operación. Es la máxima velocidad a la cual un vehículo puede viajar en un tramo de un camino, bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y bajo condiciones atmosféricas favorables, sin rebasar en ningún caso la velocidad de proyecto del tramo.

D) Velocidad global. Es el resultado de dividir la distancia recorrida por un vehículo entre el tiempo total de viaje. En este tiempo total van incluidas todas aquellas demoras por paradas y reducciones de velocidad provocadas por el tránsito y el camino. No incluye aquellas demoras fuera del camino, como pueden ser las correspondientes a gasolineras, restaurantes y recreación.

Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de tiempos totales de viaje.

E) Velocidad de proyecto. Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino y se utiliza para determinar los elementos geométricos del mismo.

F) Velocidad de proyecto ponderada. Cuando dentro de un tramo bajo estudio existen subtramos con diferentes velocidades de proyecto, la velocidad representativa del tramo será el promedio ponderado de las diferentes velocidades de proyecto.

5.4.2 Velocidad de punto

En la velocidad de punto influye el usuario, el vehículo, el camino, el volumen de tránsito, la velocidad permitida y las condiciones prevalecientes.

El efecto del volumen de tránsito en la velocidad de punto es mayor en los caminos de dos carriles, aunque su influencia es marcada para todo tipo de caminos. Hay ciertos factores que hacen variar el efecto del volumen en la velocidad para un mismo tipo de camino, como son los alineamientos horizontal y vertical.

E) Efecto de la velocidad permitida en la velocidad de punto. Al establecer las medidas de control para regular la velocidad de operación del camino, debe tenerse cuidado en la determinación del límite de velocidad para los diferentes tramos del camino, procurando obtener las velocidades de punto de aquellos vehículos de la corriente del tránsito que se están moviendo bajo condiciones de flujo libre, sin ser afectados por los demás vehículos.

Para cada camino hay un límite de velocidad óptimo, el cual generalmente se encuentra entre el 80 y el 90 porcentual de la velocidad de los vehículos bajo condiciones de movimiento libre.

F) Efecto de las condiciones prevalecientes en la velocidad de punto. La diferencia de la velocidad media de punto entre las horas de luz y de oscuridad, es pequeña. La velocidad de punto, bajo condición de movimiento libre, regularmente no cambia con el día de la semana; muchos caminos muestran menores velocidades bajo condiciones de congestionamiento durante los fines de semana; pero las velocidades en condiciones de movimiento libre aparentemente no están afectadas durante los domingos o días de fiesta. Existe, sin embargo, una diferencia a lo largo del año; bajo buenas condiciones atmosféricas la velocidad de punto durante el verano es de 2.5 a 6 km/h menor que en el invierno.

Las condiciones del clima pueden influir las velocidades de punto, a través de reducciones en la visibilidad, de condiciones especiales de la superficie de rodamiento, o a través de efectos psicológicos en el conductor. Se han encontrado reducciones que varían desde el 4% hasta el 37%, debido a las condiciones del clima. Malas condiciones de la superficie de rodamiento, provocan mayores reducciones en la velocidad que condiciones pobres de visibilidad.

5.4.3 Velocidad de marcha

La velocidad de marcha se obtiene dividiendo la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de los tiempos de recorrido correspondientes.

La velocidad de marcha a la que circulan los vehículos en un camino, es una medida de la calidad del servicio que el camino proporciona a los usuarios; por lo tanto, para fines de proyecto, es necesario conocer las velocidades de los vehículos que se espera circulen por el camino para diferentes volúmenes de tránsito.

Una forma de obtener la velocidad de marcha en un camino cuya circulación sea casi continua, es medir la velocidad de punto. Para tramos cortos de un camino, en el que las características que influyen en la velocidad no varían apreciablemente, la velocidad de punto puede considerarse como representativa de la velocidad de marcha. En tramos más largos de camino, la velocidad representativa de la velocidad de marcha puede obtenerse promediando las velocidades de punto medidas en varios sitios representativos de cada subtramo en que se subdivide todo el tramo, tomando en cuenta la longitud de cada uno de ellos.

La curvatura horizontal es el principal factor relacionado con la velocidad en caminos abiertos. La experiencia demuestra que las velocidades en curvas horizontales son menores que en tangentes y que la diferencia entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto en tales curvas, es menor conforme aumenta el grado de curvatura.

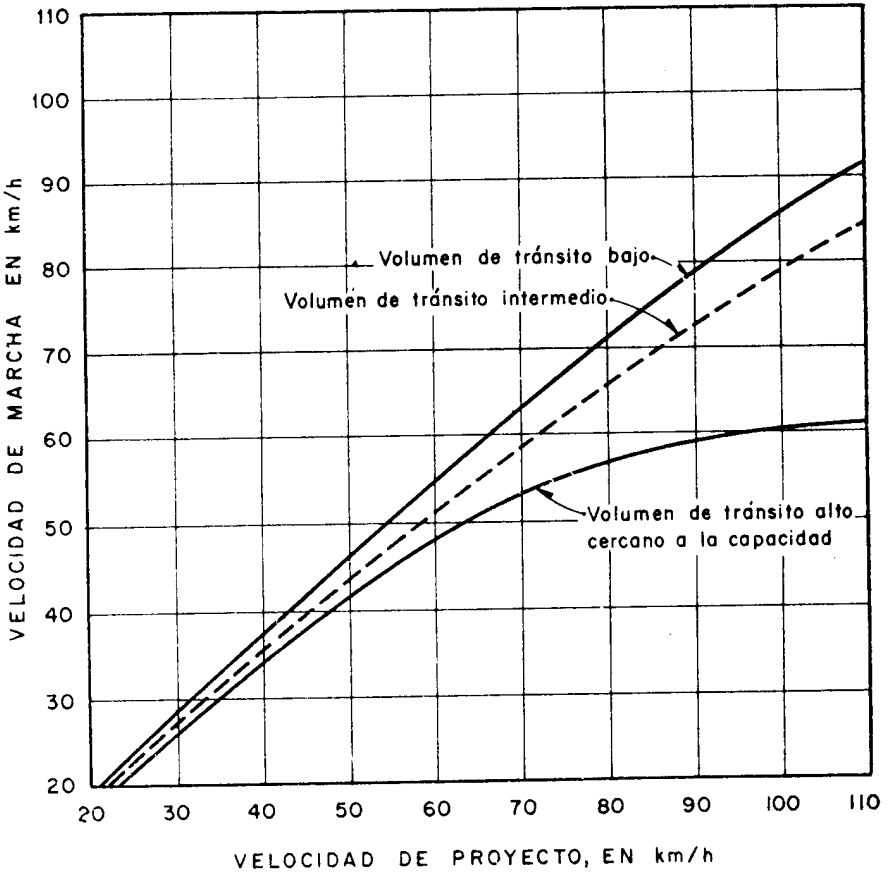
Las observaciones efectuadas en curvas horizontales indican que aquellas curvas con velocidades de proyecto bajas, producen velocidades de marcha muy próximas a la velocidad de proyecto. En curvas con velocidad de proyecto alta, la velocidad de marcha es apreciablemente menor que la velocidad de proyecto, acercándose a la velocidad de marcha medida en tangentes largas.

Como la curvatura horizontal es el principal factor relacionado con la velocidad en caminos abiertos y teniendo en cuenta que en estos casos, la velocidad de marcha es aproximadamente igual a la velocidad de punto, ha sido posible establecer experimentalmente una relación entre aquélla y la velocidad de proyecto. Comparando las velocidades observadas con las velocidades de proyecto, se ha encontrado que en caminos con una velocidad de proyecto de 50 km/h, la velocidad de marcha es aproximadamente el 90% de la velocidad de proyecto. Esta relación disminuye gradualmente hasta el 80%, para caminos con una velocidad de proyecto de 110 km/h.

La relación general entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto se ilustra en la Figura 5.18. La curva superior representa las condiciones para volúmenes de tránsito bajos. Conforme el volumen de tránsito aumenta, la velocidad de marcha disminuye debido a la interferencia entre los vehículos. La curva correspondiente a volúmenes intermedios, representa la relación entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto, cuando el volumen se aproxima al volumen de servicio utilizado para proyecto. Si el volumen excede el nivel intermedio, la velocidad de marcha disminuye todavía más y en el caso extremo, es decir, cuando el volumen es igual a la capacidad del camino, la velocidad de los vehículos está determinada más por el grado de saturación del tránsito que por la velocidad de proyecto, especialmente cuando ésta es superior a 80 km/h. La relación entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto, para volúmenes de tránsito muy altos, se indica con la curva inferior de la misma figura. La curva establece el límite de esta relación y no se utiliza para fines de proyecto, siendo solamente de carácter ilustrativo. Todo camino debe proyectarse para que circulen por él volúmenes de tránsito que no están sujetos al grado de saturación que representa esta curva.

En la tabla de la Fig. 5.18 se muestran los valores redondeados de la velocidad de marcha en relación con la velocidad de proyecto, para los tres casos de volumen de tránsito. El caso de bajo volumen de tránsito es el más importante. Un proyecto que satisfaga los requisitos para la velocidad de marcha con volúmenes bajos, será también adecuado para el tránsito que use el camino cuando los volúmenes sean mayores y las velocidades menores. Los valores de la tabla 5.18 para bajos volúmenes constituyen el factor más importante que gobierna ciertos elementos de proyecto, tales como la sobreelevación, las curvas en entronques y los carriles de cambio de velocidad.

La velocidad de marcha en un camino sufre variaciones durante el día, dependiendo principalmente esta variación del volumen de tránsito. Por lo tanto, cuando se utilice la velocidad de marcha debe especificarse claramente si corresponde a la hora de máxima demanda o a otra hora, o bien



VELOCIDAD DE PROYECTO EN km/h	VELOCIDAD DE MARCHA, EN km/h		
	VOLUMEN DE TRANSITO BAJO	VOLUMEN DE TRANSITO INTERMEDIO	VOLUMEN DE TRANSITO ALTO
25	24	23	22
30	28	27	26
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	51	48
70	63	59	53
80	71	66	57
90	79	73	59
100	86	79	60
110	92	85	61

FIGURA 5.18. RELACIONES ENTRE VELOCIDADES DE MARCHA Y DE PROYECTO

si es un promedio de las velocidades de todo el día. Las dos primeras se utilizan para fines de proyecto y operación y la última para análisis económicos.

5.4.4 Velocidad de operación

Velocidad de operación es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular en un tramo de un camino, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito y bajo condiciones atmosféricas favorables, sin rebasar en ningún caso, la velocidad de proyecto del tramo.

En la Figura 5.19 se muestra la relación entre las velocidades de operación y los volúmenes horarios de tránsito. Cuando no hay límite de velocidad y la única variable es el volumen de tránsito, la velocidad de operación disminuye según una variación lineal conforme el volumen aumenta. La línea *F* es la relación entre las velocidades y los volúmenes en caminos de velocidad excepcionalmente alta en condiciones casi ideales y con poca o ninguna restriccion en la velocidad. En otras condiciones que no sean las ideales, las velocidades de operación son menores, como se indica mediante la línea *E*. El volumen límite a la derecha de la figura, representa la capacidad a la velocidad óptima. Para velocidades menores, a pesar de que la densidad aumenta el volumen disminuye, como se ilustra por la línea interrumpida en la parte interior de la figura.[46]

Las líneas de puntos muestran el efecto en la relación velocidad de operación volumen de tránsito, cuando se establece un límite a la velocidad de los vehículos en el caso *F*. Para el caso *E*, limitar la velocidad tiene poco efecto en dicha relación y no se muestra en la figura.

Todo el espacio comprendido entre las líneas llenas y la línea interrumpida de la figura, muestra el campo de operación normal en caminos rurales de alta velocidad de proyecto. Conforme las líneas llenas y la interrumpida se acercan a su punto de intersección, el volumen se aproxima a la capacidad del camino. El rango de velocidades disminuye y cualquier interferencia que cause una ligera reducción en la velocidad, puede provocar graves congestiones e inclusive una paralización total del tránsito. Es por esto que no debe tomarse un volumen cercano a la capacidad, para fijar la velocidad de proyecto.

5.4.5 Velocidad de proyecto

Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino, cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son favorables.

La selección de la velocidad de proyecto está influida principalmente por la configuración topográfica del terreno, el tipo de camino, los volúmenes de tránsito y el uso de la tierra. Una vez seleccionada, todas las características propias del camino se deben condicionar a ella, para obtener un proyecto equilibrado. Un camino en terreno plano o con lomerío suave justifica una velocidad de proyecto mayor que la correspondiente a la de un camino en terreno montañoso. Un camino que cruce una región poco habitada justifica una velocidad de proyecto mayor que otro situado en una región poblada. Cuando el usuario se da cuenta de que la localización del camino es difícil por condiciones especiales, acepta con buena

[46] Highway Research Board. Vol. 167.

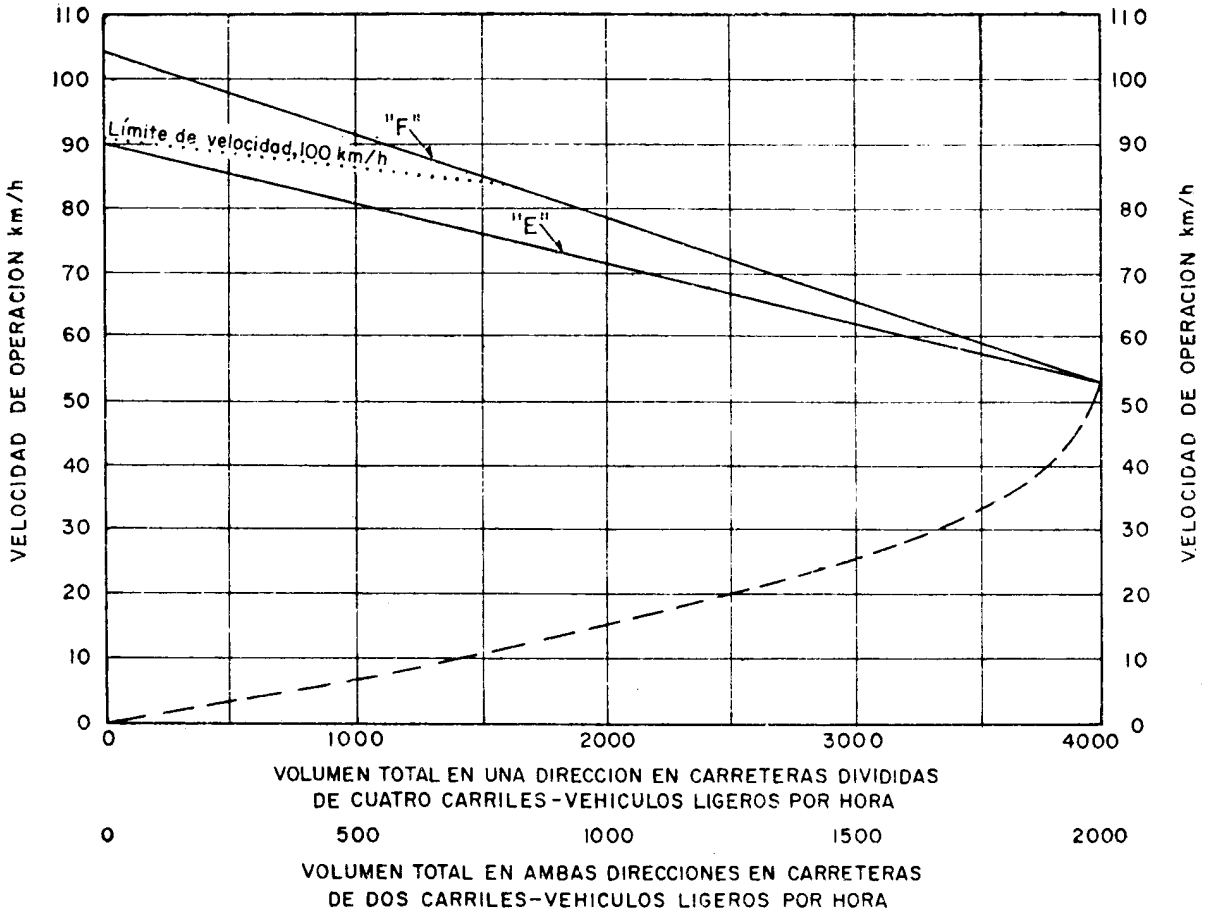


FIGURA 5.19. RELACION ENTRE VELOCIDAD DE OPERACION Y VOLUMEN DE TRANSITO EN CARRETERAS RURALES

disposición velocidades bajas, cosa que no admite cuando no ve razón para ello. Un camino que tiene un gran volumen de tránsito puede justificar una velocidad de proyecto mayor que otro de menos volumen, en una topografía semejante, principalmente cuando la economía en la operación de vehículos es grande, comparada con el aumento de costo por la construcción. Sin embargo, no se debe suponer una velocidad baja de proyecto para un camino secundario, cuando la topografía del camino sea tal, que los conductores puedan transitar a gran velocidad. Los conductores no ajustan sus velocidades a la importancia del camino, sino a las limitaciones físicas o de los volúmenes de tránsito que se presenten. En algunos casos, los conductores se muestran renuentes a cambiar la velocidad que ellos creen conveniente, a aquella de seguridad y tratan de viajar con una velocidad alta, que no está de acuerdo con el camino y las condiciones predominantes.

Al proyectar un tramo de un camino, es conveniente, aunque no siempre factible, suponer un valor constante para la velocidad de proyecto. Los cambios en la topografía pueden obligar a hacer cambios en la velocidad de proyecto en determinados tramos. Cuando éste sea el caso, la introducción de una velocidad de proyecto mayor o menor no se debe efectuar repentinamente, sino sobre una distancia suficiente para permitir a los conductores cambiar su velocidad gradualmente, antes de llegar al tramo del camino con distinta velocidad de proyecto.

En la mayoría de los Departamentos de Caminos de los diferentes Estados de la Unión Americana, se ha adoptado como velocidad de proyecto límite superior 112 km/h. Existen, sin embargo, casos en donde la velocidad máxima permitida es de 128 km/h.

En Europa, en lo que respecta al valor numérico de la velocidad de proyecto comúnmente empleado por los diferentes países, la primera observación es que existe una tendencia contraria a valores muy altos, los cuales fueron considerados adecuados hace algún tiempo. Italia es un ejemplo: hace 10 años, velocidades de proyecto tan grandes como 160 km/h fueron considerados como muy posibles, mientras que en la actualidad, la velocidad de proyecto más alta indicada en las normas oficiales para caminos es de 120 km/h. Similarmente, Francia y Alemania han reducido los valores más altos para velocidad de proyecto, aunque aún aceptan valores numéricos un poco mayores (140 km/h), mientras que el resto de los países europeos no van más allá de los 120 km/h.

Esta tendencia en los países europeos, a disminuir los valores numéricos en la velocidad de proyecto, se debe principalmente al reconocimiento de que los valores extremadamente altos para la velocidad de proyecto son en parte ilusorios, porque muchos elementos del camino no pueden ser proyectados para tales velocidades, ya que ellas no son obtenibles por la combinación vehículo-conductor y porque tienen poca influencia en la velocidad de marcha, en el momento en que los caminos transportan una cantidad razonable de tránsito.[47]

La mayoría de los caminos son diseñados para satisfacer las necesidades del tránsito, dentro de un período hasta de 20 años adelante del año en que se hace el proyecto.

Sin embargo, los elementos del alineamiento horizotnal y del vertical que están relacionados directamente a la velocidad de proyecto, normal-

[47] Pellegrini Giorgio, Rural Motorway Geometric Design in Europe, Proceedings 1965, Institute of Traffic Engineers, p. 160.

mente se determinan bajo la base de un tiempo de duración mayor, si no es que permanente. Si se planea adecuadamente, los elementos de la sección transversal de un camino pueden alterarse en el futuro sin mucha dificultad, mientras que los cambios en los alineamientos horizontal y vertical incluyen gastos y consideraciones de gran envergadura. Una pregunta a contestar es si se deben usar o no velocidades de proyecto mayores de 110 km/h, para permitir un incremento probable de la velocidad límite superior en un tiempo futuro. La mayoría de los vehículos actuales pueden obtener velocidades de operación mayores de los 160 km/h y son capaces de sostener velocidades del orden de los 130 km/h. Puede esperarse que la velocidad promedio en los caminos principales continuará aumentando gradualmente. Esto será posible al reducir el número de vehículos que viajen a velocidades menores y al proporcionar mejores caminos y demás elementos viales, incluyendo mejor control del tránsito. No es probable, sin embargo, que haya incrementos radicales en las máximas velocidades. Además, un vehículo puede viajar a mayor velocidad que la supuesta para el proyecto, con algún grado de seguridad cuando las condiciones son favorables y el conductor es hábil.

Con los datos anteriores, se llega a la conclusión de que donde los elementos físicos del camino son el principal control de la velocidad y donde la mayoría de los conductores estén condicionados a operar casi todo el tiempo bajo los límites de velocidad comunes en nuestros días, una velocidad límite de 110 km/h satisfará un porcentual de velocidad, únicamente un pequeño porcentaje de los conductores operarán sus vehículos a velocidades mayores, cuando el volumen es bajo y todas las demás condiciones son favorables.

Basándose en los datos anteriores y a la topografía de México, se pueden establecer, como límites para la velocidad de proyecto, 30 km/h y 110 km/h. Asimismo, la variación recomendada para la velocidad de proyecto de diferentes caminos, debe estar basada en incrementos de 10 km/h. Incrementos menores que el anterior indicarán poca variación en los elementos del proyecto e incrementos mayores de velocidad causarían una diferencia muy grande en los elementos de proyecto. El uso de incrementos de 10 km/h en la velocidad de proyecto, no excluye el uso de valores intermedios para propósitos de control del tránsito, tales como avisos de velocidad en los diferentes tramos.

5.5 RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

En la operación de un camino, el volumen, la velocidad y la densidad de tránsito, están íntimamente relacionados. Para comprender mejor el comportamiento del tránsito sobre el camino, en este punto se analizará cualitativamente, la relación que existe entre volumen, densidad y velocidad.

Teóricamente para esta relación debe usarse la velocidad media con respecto a la distancia, ya que Wardrop [48] demostró que únicamente usando esta velocidad se cumple. Sin embargo Drake, Schofer y May,[49] encon-

[48] Charles Wardrop: *Some theoretical aspects of road traffic research.* Procedimientos Instituto de Ingenieros Civiles (Londres) 1,325-362. 1952.

[49] Joseph S. Drake, Joseph L. Schofer y Adolf D. May, Jr.: *A Statistical Analysis of Speed Density Hipotheses.* Expressway Surveillance Projet, State of Illinois, mayo, 1965.

traron que aunque existe una diferencia entre la velocidad media con respecto a la distancia y la velocidad media con respecto al tiempo, para esta clase de estudios es despreciable. Por lo tanto, deberá probarse para cada estudio, que la variación es despreciable o bien usar la velocidad media con respecto a la distancia.

Aunque muchas veces se les confunde, los términos volumen y densidad expresan conceptos diferentes. Volumen es el número de vehículos que pasan por un tramo de un camino en una unidad de tiempo; en cambio, densidad es el número de vehículos que permanecen en el tramo por unidad de longitud en un momento dado.

Dimensionalmente, el volumen de tránsito es igual a la densidad por la velocidad, esto es:

$$T = VD$$

En donde:

T = Volumen de tránsito, en vehículos/hora.
V = Velocidad del tránsito.
D = Densidad de tránsito, en vehículos/kilómetro.

La expresión anterior nos indica que si la velocidad permanece constante, el volumen y la densidad están relacionados linealmente, esto es, que a incrementos iguales de densidad corresponden incrementos iguales de volumen; sin embargo, lo que en realidad ocurre es que al incrementarse la densidad, la velocidad ya no permanece constante, sino que se reduce y al ocurrir esto, la relación entre densidad y volumen no es lineal.

En la Figura 5.20 se ilustra cualitativamente, la relación entre el volumen, la velocidad y la densidad de tránsito, partiendo de la hipótesis de una relación lineal entre la velocidad y la densidad. En la figura, para una densidad muy chica, la velocidad es V_m y el volumen de tránsito es bajo. Cuando aumenta el volumen a T_1 y por tanto la densidad a D_1, la velocidad disminuye a V_1. Si la densidad sigue aumentando hasta llegar a ser crítica D_o, el volumen de tránsito llega a su máximo T_o, alcanzando la capacidad del camino C, y la velocidad es óptima V_o. Si se sigue aumentando la densidad a D_2 la velocidad disminuye a V_2 y el volumen será otra vez T_1. Si se sigue incrementando la densidad, hasta su valor máximo D_m, la velocidad y el volumen caen a cero, produciéndose el congestionamiento total.

Bajo la hipótesis de una variación lineal de la velocidad, pueden establecerse las siguientes relaciones:

$$V = V_m - \left(\frac{V_m}{D_m}\right) D \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

$$T = VD = V_m D - \left(\frac{V_m}{D_m}\right) D^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Cuando el volumen es máximo $T_o = C$

$$\frac{dT}{dD} = O = V_m - 2\left(\frac{V_m}{D_m}\right) D_o \therefore D_o = \frac{D_m}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

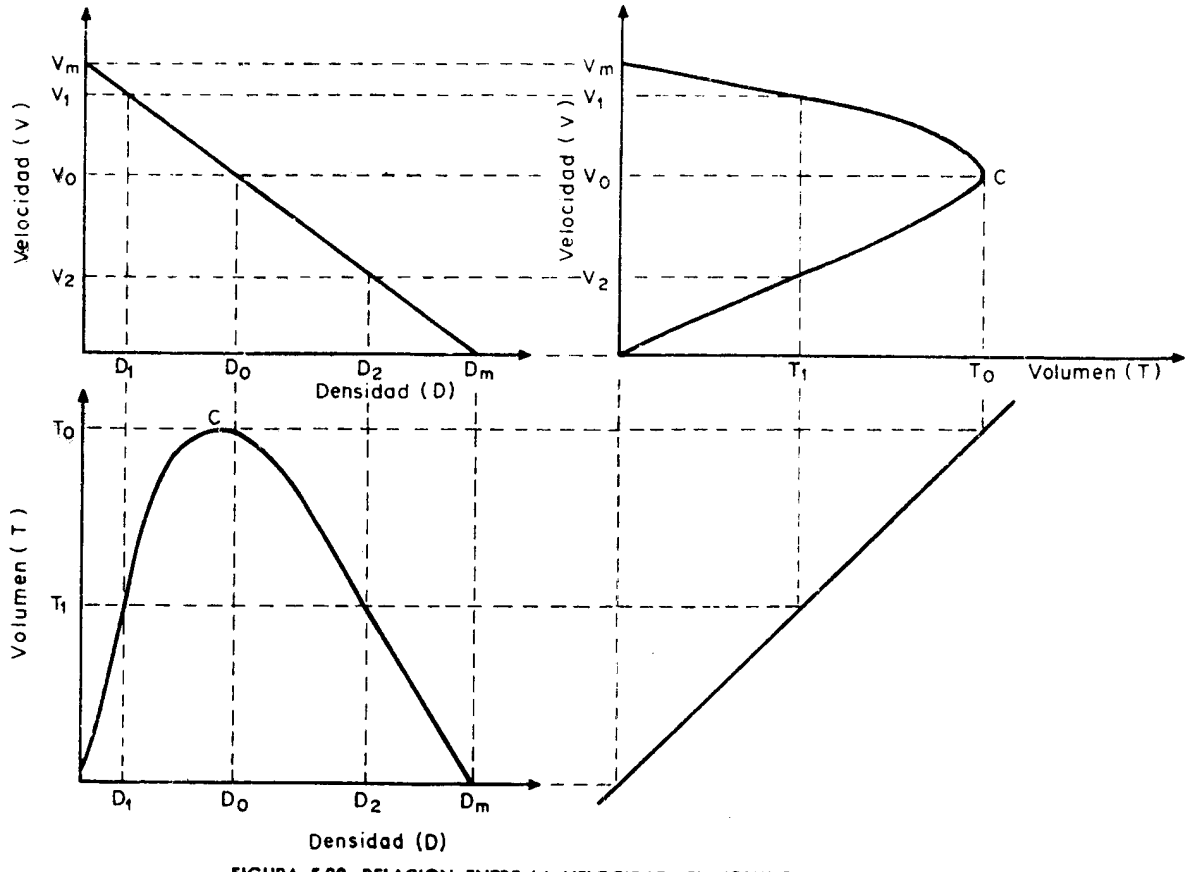


FIGURA 5.20. RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

y sustituyendo en (1)

$$V_o = V_m - \frac{V_m}{D_m}\left(\frac{D_m}{2}\right)$$

$$V_o = \frac{V_m}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Sustituyendo (3) y (4) en (2)

$$C = \frac{D_m V_m}{4}$$

En las relaciones anteriores:

C = Capacidad (veh/hora).

V_m = Velocidad a bajo volumen (km/h).

D_o = Densidad crítica (veh/km).

D_m = Densidad en congestionamiento (veh/km).

V_o = Velocidad óptima (km/h).

5.6 DISTANCIA DE VISIBILIDAD

A la longitud de carretera que un conductor ve continuamente delante de él, cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son favorables, se le llama distancia de visibilidad. En general, se consideran dos distancias de visibilidad: la distancia de visibilidad de parada y la distancia de visibilidad de rebase.

5.6.1 Distancia de visibilidad de parada

La distancia de visibilidad de parada es la distancia de visibilidad mínima necesaria para que un conductor que transita a, o cerca de la velocidad de proyecto, vea un objeto en su trayectoria y pueda parar su vehículo antes de llegar a él. Es la mínima distancia de visibilidad que debe proporcionarse en cualquier punto de la carretera.

La distancia de visibilidad de parada está formada por la suma de dos distancias: la distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el conductor ve el objeto hasta que coloca su pie en el pedal del freno y la distancia recorrida por el vehículo durante la aplicación de los frenos. A la primera se le llama distancia de reacción y a la segunda, distancia de frenado.

Lo anterior, expresado en forma de ecuación queda:

$$D_p = d + d'$$

En donde:

D_p = Distancia de visibilidad de parada.
d = Distancia de reacción.
d' = Distancia de frenado.

La distancia de reacción se calcula mediante la expresión:

$$d = Kvt$$

En donde:

d = Distancia de reacción (m).
t = Tiempo de reacción (seg).
v = Velocidad del vehículo (km/h).
K = Factor de conversión de km/h a m/seg, igual a 0.278.

La distancia de frenado se calcula igualando la energía cinética del vehículo con el trabajo que realiza la fuerza para detenerlo, esto es:

$$\frac{1}{2} mV^2 = Wfd' + Wpd$$

En donde:

m = Masa del vehículo $\left(m = \frac{W}{g}\right)$

V = Velocidad del vehículo (m/seg).
W = Peso del vehículo.
f = Coeficiente de fricción longitudinal.
p = Pendiente de la carretera.
g = Aceleración de la gravedad ($g = 9.81$ m/seg^2).
d' = Distancia de frenado.

Expresando la velocidad en kilómetros por hora y sustituyendo a m por su valor, la expresión anterior queda:

$$(0.278V)^2 \frac{W}{2 \times 9.81} = Wfd' + Wpd'$$

y simplificando:

$$d' = \frac{V^2}{254\,(f + p)}$$

Sumando la distancia de reacción y la distancia de frenado, se obtendrá la distancia de visibilidad de parada expresada por:

$$D_p = 0.278Vt + \frac{V^2}{254\,(f + p)}$$

En la deducción de la expresión anterior, se ha considerado que la velocidad del vehículo es constante durante el tiempo de reacción. Además, se ha supuesto que el vehículo se detiene por la sola aplicación de los frenos, despreciando la inercia de las partes móviles, las resistencias internas, la resistencia al rodamiento, la resistencia del aire y la variación en la eficiencia de los frenos.

Las variables no consideradas están involucradas implícitamente en el tiempo de reacción y en el coeficiente de fricción longitudinal. Este coeficiente varía a su vez, con la velocidad, con la presión, tipo y estado de las llantas, y con el tipo y estado de la superficie de rodamiento.

El coeficiente de fricción y el tiempo de reacción deben establecerse experimentalmente. Después de numerosas experiencias, la AASHO ha determinado que para proyecto, debe emplearse un tiempo de reacción de 2.5 segundos. El coeficiente de fricción longitudinal para proyecto varía entre 0.40 para una velocidad de 30 kilómetros por hora, hasta 0.29 para 110 kilómetros por hora. Estos coeficientes corresponden a pavimentos mojados y, por tanto, la velocidad de los vehículos en esta condición es inferior a la de proyecto y se aproxima a la velocidad de marcha, para bajos volúmenes de tránsito.

En la tabla 5-F se muestra la distancia de visibilidad de parada para diferentes velocidades de proyecto, condiciones de pavimento mojado y a nivel.

Vel. de proyecto — km/h	Velocidad de marcha — km/h	Reacción		Coeficiente de fricción	Dist. de frenado — m	Distancia de visibilidad	
		Tiempo seg	Distancia m			Calculada m	Redondeada m
30	28	2.5	19.44	0.400	7.72	27.16	25
40	37	2.5	25.69	0.380	14.18	39.87	40
50	46	2.5	31.94	0.360	23.14	55.08	55
60	55	2.5	38.19	0.340	35.03	73.22	75
70	63	2.5	43.75	0.325	48.08	91.83	90
80	71	2.5	49.30	0.310	64.02	113.32	115
90	79	2.5	54.86	0.305	80.56	135.42	135
100	86	2.5	59.72	0.300	97.06	156.78	155
110	92	2.5	63.88	0.295	112.95	176.83	175

TABLA 5-F. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

Las distancias de visibilidad de parada de la tabla 5-F se calcularon de acuerdo a las características de operación de los vehículos ligeros y, por lo tanto, su aplicación a vehículos pesados puede dar origen a dudas. Evidentemente los camiones, especialmente los grandes y pesados, requieren mayores distancias de visibilidad de parada que un vehículo ligero, cuando circula a la misma velocidad. Sin embargo, en la operación esta diferencia se compensa, porque en los camiones el conductor está situado a una altura tal, que ve el obstáculo antes que el automovilista y dispone de mayor tiempo para frenar; además, su velocidad es casi siempre menor a la del automóvil. Estos dos factores explican la razón de que no se consideren separadamente distancias de visibilidad de parada, para vehículos ligeros y vehículos pesados. No obstante, esta situación debe examinarse con cautela en algunas situaciones particulares del proyecto, por ejemplo

cuando hay una restricción o la distancia de visibilidad, causada por una curva horizontal al final de una tangente larga con fuerte pendiente descendente. En esta situación, la mayor altura del ojo del conductor del camión no le reporta ninguna ventaja y, por otra parte, la velocidad del camión se ha incrementado por efecto de la pendiente, hasta igualar la de los vehículos ligeros, por lo cual la distancia de visibilidad de parada tendrá que ser necesariamente más larga, aun haciendo la consideración de que los conductores de los camiones están mejor entrenados que los de los vehículos ligeros, y reconocen más rápidamente las situaciones peligrosas.

Al calcular las distancias de visibilidad de parada en la tabla 5-F, no se tomó en cuenta la pendiente; esto introduce un error, que para pendientes fuertes y altas velocidades puede ser relativamente grande, por lo que habrá que corregir la distancia de visibilidad de parada. El valor de la corrección $\triangle D_p$ vale:

$$\Delta D_p = \frac{V^2}{254\ (f \pm p)} - \frac{V^2}{254 f}$$

Si se usan coeficientes de fricción para pavimento seco en vez de utilizar para la condición de pavimento mojado y la velocidad de proyecto en vez de la velocidad de marcha, las correcciones correspondientes se reducen hasta en dos terceras partes; estas correcciones más pequeñas aplicadas a las distancias de visibilidad de parada en pavimento seco, dan como resultado valores menores que los calculados para pavimentos mojados y, por tanto, siempre debe considerarse esta última condición, para efecto de corrección por pendiente.

En casi todos los caminos, una tangente en pendiente es recorrida por los vehículos en ambas direcciones; sin embargo, la distancia de visibilidad es diferente en cada dirección, particularmente en terreno en lomerío. Por lo general, todas las tangentes en pendiente tienen mayor distancia de visibilidad en el sentido descendente que en el ascendente, por lo cual, la corrección a la distancia de visibilidad de parada por efecto de la pendiente, se efectúa más o menos automáticamente. Esta circunstancia explica porqué los proyectistas utilizan la distancia de visibilidad de parada calculada para terreno plano y la aplican, sin corrección, para terrenos montañosos o en lomerío. La excepción a este criterio se presenta en carreteras divididas, en donde los carriles para cada sentido se proyectan por separado, debiéndose hacer la corrección por pendiente en cada cuerpo del camino.

5.6.2 Distancia de visibilidad de rebase

Se dice que un tramo de carretera tiene distancia de visibilidad de rebase, cuando la distancia de visibilidad en ese tramo es suficiente para que el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciarse la maniobra.

La distancia de visibilidad de rebase se aplica a carreteras de dos carriles; en carreteras de cuatro o más carriles, la maniobra de rebase se efectúa en carriles con la misma dirección de tránsito, por lo que no hay

peligro de interferir con el tránsito de sentido opuesto; las maniobras de rebase que requieran cruzar el eje de un camino de cuatro o más carriles sin faja separadora central, son tan peligrosas que no deben permitirse.

No es posible establecer criterios rígidos para determinar la frecuencia y longitud de los tramos de rebase que debe tener una carretera de dos carriles, ya que depende de variables, tales como el volumen de tránsito, la configuración topográfica, la velocidad de proyecto, el costo y el nivel de servicio deseado; sin embargo, es aconsejable proporcionar tantos tramos de rebase como sea económicamente posible. En gran parte de los caminos, los tramos de rebase se incluyen de manera natural en el desarrollo del proyecto y como consecuencia lógica de la configuración topográfica; estos tramos de rebase son suficientes cuando el volumen de tránsito es bajo o muy bajo; sin embargo, conforme el volumen de tránsito se acerca a la capacidad, es esencial proyectar tramos de rebase más largos y más frecuentes, para evitar que se formen filas de vehículos detrás de los vehículos lentos.

En pendientes descendentes fuertes, la distancia de visibilidad de rebase generalmente es menor que en terreno plano, puesto que el vehículo que va a rebasar puede acelerar más rápidamente y reducir el tiempo de maniobra; los vehículos rebasados generalmente son pesados y normalmente evitan acelerar en pendientes descendentes para un mejor control del vehículo, facilitando así que sea rebasado.

En pendientes ascendentes fuertes, la distancia de visibilidad de rebase es mayor que en terreno plano, debido a la reducción en el poder de aceleración de los vehículos que van a rebasar y a la mayor velocidad de los vehículos que vienen en sentido opuesto; esto queda compensado en parte, por la baja velocidad del vehículo que se quiere rebasar. Sin embargo, si se quiere que la maniobra de rebase se efectúe con gran seguridad, la distancia de visibilidad de rebase debe ser mayor que en terreno plano; a la fecha no hay un criterio establecido para calcular ese aumento, pero el proyectista debe reconocer que esos aumentos son deseables.

La distancia de visibilidad de rebase mínima es suficiente para rebasar un solo vehículo, por lo que el proyecto de tramos con esa distancia mínima no garantiza totalmente la seguridad del camino, aun con bajos volúmenes de tránsito.

Para definir la distancia mínima de visibilidad de rebase, la AASHO efectuó estudios que permitieron formular algunas hipótesis sobre el comportamiento de los conductores en las maniobras de rebase; estas hipótesis son:

1. El vehículo que va a ser rebasado circula a velocidad uniforme, de magnitud semejante a la que adoptan los conductores en caminos con volúmenes de tránsito intermedios.

2. El vehículo que va a rebasar alcanza al vehículo que va a ser rebasado y circulan a la misma velocidad, hasta que inicia la maniobra de rebase.

3. Cuando se llega al tramo de rebase, el conductor del vehículo que va a rebasar después de un tiempo para percibir la nueva condición, reacciona acelerando su vehículo para iniciar el rebase.

4. El rebase se realiza bajo lo que puede llamarse maniobra de arranque demorado y retorno apresurado, pues cuando se ocupa el carril izquierdo para iniciar el rebase, se presenta un vehículo en sentido contrario

con igual velocidad que el vehículo rebasante. Aunque el rebase se realiza acelerando durante toda la maniobra, se considera que la velocidad del vehículo rebasante mientras ocupa el carril izquierdo, es constante y tiene un valor de 15 km/h mayor que la del vehículo rebasado.

5. Cuando el vehículo rebasante regresa a su carril, hay suficiente distancia entre él y el vehículo que viene en sentido contrario, para lo cual se considera que el vehículo que viene en sentido contrario, viaja a la misma velocidad que el vehículo que está rebasando, y la distancia que recorre es dos tercios de la distancia que ocupa el vehículo rebasante en el carril izquierdo.

En la Figura 5.21 se ilustra la forma en que se efectúa la maniobra de rebase, según las hipótesis anteriores. Se muestra también una gráfica con el resultado de los estudios realizados, donde se aprecian los valores de las diferentes distancias parciales y la suma de ellas que corresponde a la distancia de visibilidad de rebase. Puede observarse que la distancia de visibilidad de rebase es casi siete veces la velocidad de proyecto en km/h, dando valores sumamente altos, razón por la cual en México se considera que los conductores efectúan sus maniobras de rebase en forma menos conservadora que la representada por el modelo establecido por la AASHO. En 1958, la Secretaría de Obras Públicas, basada en un número limitado de observaciones, recomendó 500 metros como límite para la distancia de visibilidad de rebase, a velocidad de proyecto de 110 km/h. Por otra parte, el Manual de Capacidad de Carreteras de 1965, establece una distancia de visibilidad de rebase de 458 m (1 500') independientemente de la velocidad de proyecto, y las Especificaciones Inglesas consideran que la distancia de visibilidad de rebase no debe ser menor que la distancia recorrida por un vehículo a la velocidad de proyecto en 16 segundos, lo cual significa que para 110 km/h se tendrá una distancia de visibilidad de rebase de 490 m.

Para velocidades menores de 110 km/h las distancias de visibilidad de rebase se reducirán proporcionalmente, esto es:

$$D_R = \frac{500}{110} V = 4.545V$$

Esta expresión coincide notablemente con la recomendada por las normas inglesas, que es:

$$D_R = 4.445V$$

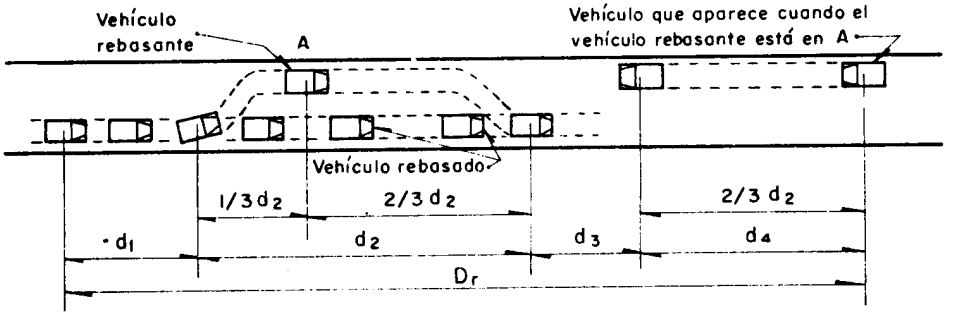
Para proyecto, la expresión para calcular la distancia de visibilidad de rebase mínima es:

$$D_R = 4.5V$$

en donde D_R es la distancia mínima de visibilidad de rebase en metros y V la velocidad de proyecto en km/h.

5.6.3 Medida y registro de la distancia de visibilidad

La distancia de visibilidad es un elemento que debe tenerse presente desde las etapas preliminares del proyecto. Determinando gráficamente



d_1 – Distancia recorrida durante el tiempo de reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto en donde el vehículo rebasante invade el carril izquierdo.

d_2 – Distancia recorrida por el vehículo rebasante desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa a su carril.

d_3 – Distancia entre el vehículo rebasante al terminar su maniobra y el vehículo que viene en sentido opuesto.

d_4 – Distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto.

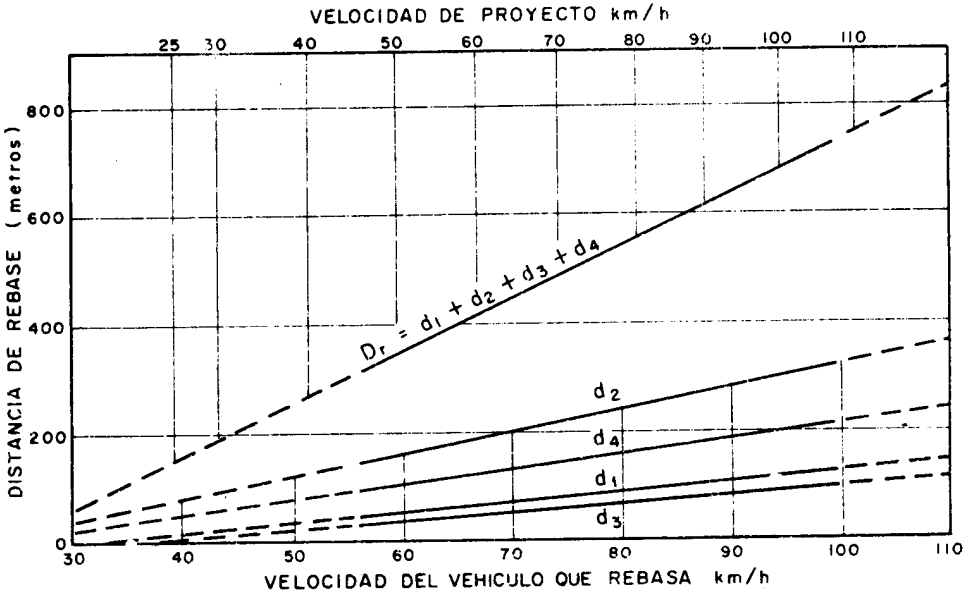


Fig. 5.21 Maniobra de rebase según AASHO

sobre los planos las distancias de visibilidad y anotándolas a intervalos frecuentes, el proyectista puede apreciar de conjunto todo el trazo y realizar un proyecto más equilibrado, con un mínimo de correcciones en la planta y el perfil.

Puesto que la distancia de visibilidad en el camino cambiará rápidamente en tramos cortos, se debe medir la distancia de visibilidad en los alineamientos horizontal y vertical, anotando la menor. En caminos de dos carriles deben medirse las distancias de visibilidad de parada y rebase; en caminos de carriles múltiples, únicamente la distancia de visibilidad de parada.

Para medir la distancia de visibilidad se considera la altura de los ojos del conductor sobre el pavimento, de 1.14 m. Para medir la distancia de visibilidad de parada, la altura del objeto que debe ver el conductor, es de 0.15 m. Para medir la distancia de visibilidad de rebase, se fijó una altura de objeto de 1.37 m, con la cual se cubre la altura de la mayoría de los automóviles.

Durante la noche, la distancia de visibilidad queda condicionada por la zona iluminada por los faros del vehículo. Para fines de proyecto de curvas verticales en columpio, se considera que los faros del vehículo están a 0.61 m sobre el pavimento y los rayos luminosos del cono proyectado forman un ángulo de 1°, con la prolongación del eje longitudinal del vehículo.

La distancia de visibilidad del alineamiento vertical se mide en el perfil de la carretera, como se ilustra en la Figura 5.22. Se usa una regla transparente de aristas paralelas de 1.37 m de ancho a la escala vertical del perfil; a la misma escala se marcan dos líneas paralelas, a 0.15 y 1.14 m de la arista superior. Haciendo coincidir la línea a 1.14 m de la arista superior con un punto del camino y haciendo tangente esta arista al perfil, la distancia entre el punto considerado y la intersección del perfil con la línea a 0.15 m de la arista superior, nos da la distancia de visibilidad de parada de ese punto; la distancia entre el punto considerado y la intersección del perfil con la arista inferior de la recta, nos da la distancia de visibilidad de rebase. Las distancias se miden horizontalmente.

En la parte inferior de la Figura 5.22 se muestra un registro tipo de las distancias de visibilidad en cada dirección, usando cifras y flechas. Este registro debe aparecer en los planos del alineamiento vertical. Para evitar medir distancias de visibilidad muy largas, se puede anotar un valor máximo seleccionado. En el ejemplo, las distancias de visibilidad mayores de 500 metros, se anotan como 500 +; la aproximación requerid: en las mediciones es de diez metros.

Los registros de distancias de visibilidad son muy útiles para calcular la capacidad y/o nivel de servicio, facilitan la verificación y revisión del proyecto y sirven de guía para señalar las zonas en donde debe prohibirse rebasar.

5.6.4 Distancia de visibilidad en curvas horizontales

En las curvas horizontales, la altura del objeto no es un factor determinante en la distancia de visibilidad de parada. Cuando existe un obstáculo lateral, si el paramento del obstáculo es vertical, todos los objetos de cualquier altura sobre la superficie del camino, se pueden ver a la misma distancia. Cuando el obstáculo es el talud de un corte, la distancia de

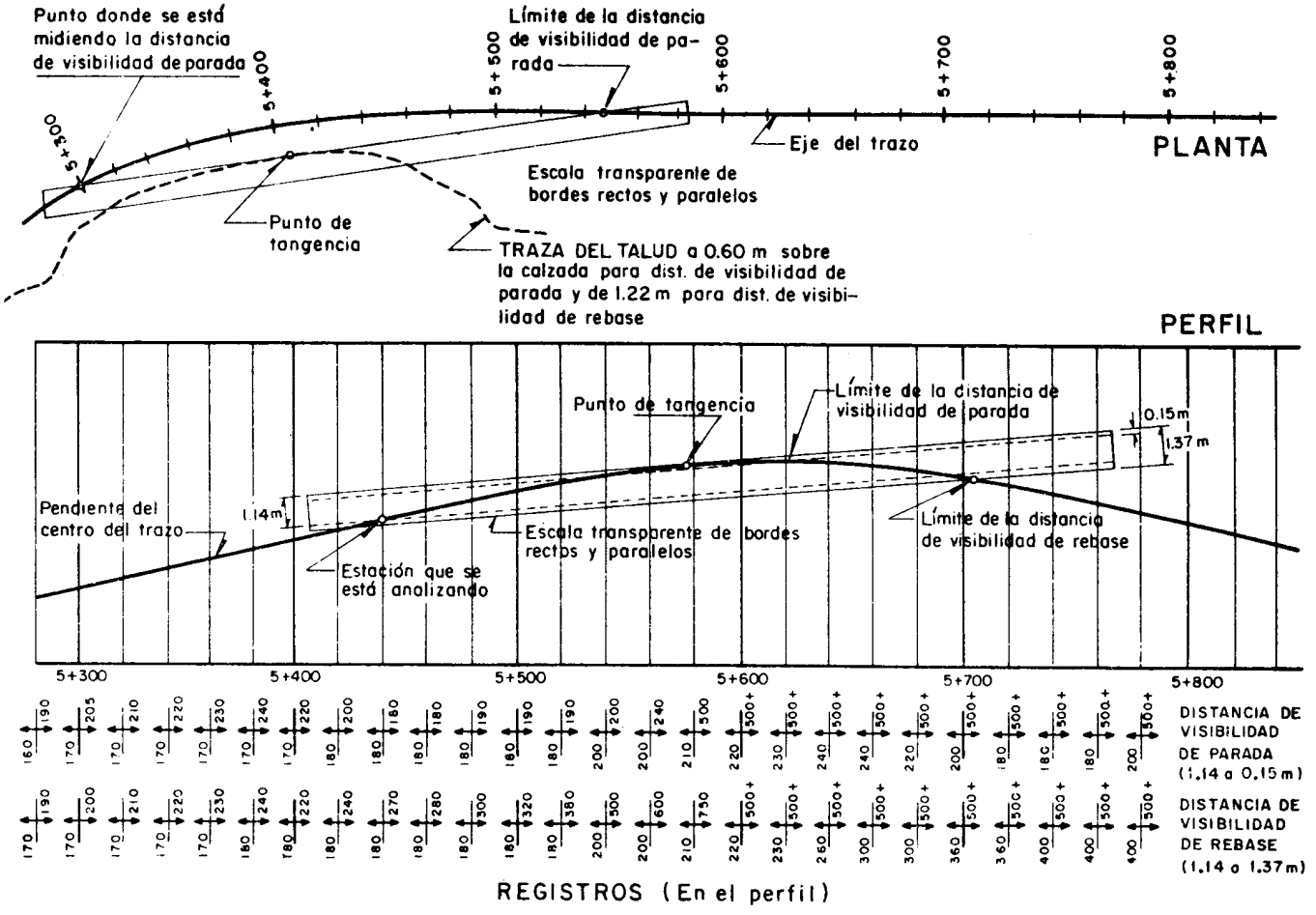


FIGURA 5.22. MEDIDA Y REGISTRO DE LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD SOBRE LOS PLANOS

visibilidad se ve afectada por la altura del objeto, pero este efecto es tan pequeño para el rango de alturas considerado que podría despreciarse. Para ser consistentes con lo expresado anteriormente, la altura del ojo debe considerarse a 1.14 m sobre el pavimento y la altura del objeto a 0.15 m. En los cortes, la visual es tangente al talud del corte a una altura de 0.60 m ó 1.20 m, según se trate de analizar la distancia de visibilidad de parada o la de rebase.

En la Figura 5.23 se ilustra la razón para proyectar de tal manera que los obstáculos laterales estén lo suficientemente alejados de la orilla de la calzada. Esa distancia al obstáculo lateral puede calcularse fácilmente.

Llamemos:

a = Ancho de calzada en tangente (m).
A = Ampliación de la calzada en curva (m).
R_1 = Radio de la trayectoria del conductor (m).
m = Distancia del obstáculo al eje de la trayectoria del conductor (m).
P = Distancia del obstáculo a la orilla de la calzada (m).
D = Distancia de visibilidad de parada o de rebase (m).

De la Figura 5.23, puede establecerse:

$$m = R_1 - R_1 \cos \Delta$$

pero:

$$2\Delta = \frac{D}{R_1} \quad \therefore \quad \Delta = \frac{D}{2R_1}$$

Sustituyendo en la primera ecuación el valor Δ y desarrollando en serie el coseno:

$$m = R_1 - R_1\left(1 - \frac{D^2}{8{R_1}^2} + \ldots\right) \doteq \frac{D^2}{8R_1}$$

$$P = \frac{D^2}{8R_1} - \frac{a + A}{4}$$

En donde:

$$R_1 = R - \frac{a + 3A}{4}$$

La distancia de visibilidad en la parte interior de la curva está limitada por obstrucciones, tales como edificios, cercas, bosques y taludes. Estos obstáculos deben ubicarse perfectamente en los planos. La visibilidad horizontal se mide con una regla transparente, como se muestra en la parte superior de la Figura 5.22.

La visual del conductor es tangente al obstáculo lateral; cuando ese obstáculo sea el talud de un corte, la visual es tangente a la intersección o traza de la superficie del talud con un plano paralelo a la corona y si-

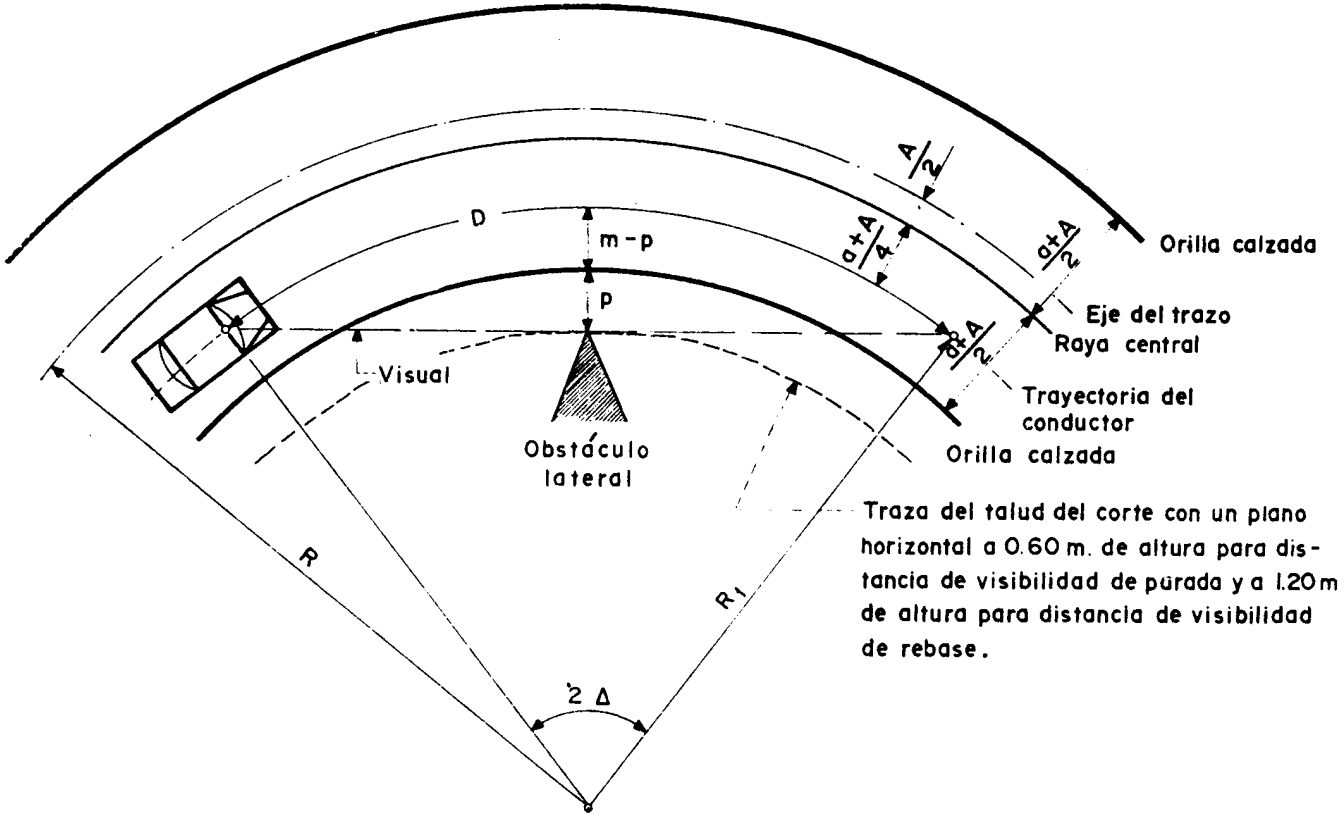


FIGURA 5.23. DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES EN CURVAS HORIZONTALES

tuado a cierta altura sobre ella. Esta altura se considera de 0.60 m para medir distancia de visibilidad de parada y 1.20 m para medir distancia de visibilidad de rebase. Estas cifras representan aproximadamente la altura media entre la altura del ojo del conductor y la altura del obstáculo. Preferentemente, la distancia de visibilidad debe medirse entre puntos del eje del carril interior de la curva; sin embargo, en carreteras de dos carriles basta medirla sobre el eje del camino.

5.6.5 Aplicaciones

Un camino debe tener en toda su longitud una distancia de visibilidad por lo menos igual a la distancia de visibilidad de parada. Si el camino es de dos carriles y se desea un buen nivel de servicio, además de la visibilidad de parada, es necesario proyectar suficientes tramos con visibilidad de rebase. En consecuencia, los diferentes elementos geométricos del camino deben proyectarse de manera que cumplan con los requisitos de visibilidad.

Los elementos del alineamiento horizontal y vertical que interfieren con la visual del conductor son, respectivamente, las curvas horizontales y las curvas verticales.

Una aplicación directa de la distancia de visibilidad al proyecto, es determinar la longitud de las curvas verticales o la distancia a obstáculos laterales en curvas horizontales, de manera que un conductor que circule a la velocidad de proyecto, tenga una distancia de visibilidad de parada o de rebase adecuada a esa velocidad.

5.7 LONGITUD DE CURVAS VERTICALES

La determinación de la longitud de las curvas verticales, es otra aplicación de la distancia de visibilidad en el proyecto. Cabe hacer notar que el criterio de visibilidad es uno de tantos para determinar la longitud de la curva. En el Capítulo VIII se tratarán con detalle los criterios para determinar la longitud de las curvas verticales; en este punto sólo se establecerán los relativos a visibilidad en caminos abiertos.

En los desarrollos de las fórmulas se usará la siguiente nomenclatura:

P_1 = Pendiente de entrada a la curva.
P_2 = Pendiente de salida a la curva.
A = Diferencia algebraica de pendientes.
H = Altura del ojo o altura de los faros (m).
h = Altura del objeto (m).
α = Angulo máximo que forman los rayos de luz de los faros con el eje longitudinal del vehículo.
T = Pendiente correspondiente al ángulo α.
L = Longitud de la curva vertical (m).
D = Distancia de visibilidad de parada o de rebase (m).

Utilizando la propiedad de la parábola, que dice:

La relación de cambio de la pendiente en todas las parábolas es constante, o sea:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = r = \text{constante}$$

Se tiene, integrando:

$$\frac{dy}{dx} = rx + C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

En la Figura 5.24:

Cuando $x = 0$, $\quad \frac{dy}{dx} = P_1 \quad$ y cuando $x = L$, $\quad \frac{dy}{dx} = P_2$

Por lo que de la expresión (1) se tiene:

$$P_1 = C \qquad \text{y} \qquad P_2 = rL + C$$

o también:

$$r = \frac{P_2 - P_1}{L}$$

y en general:

$$\frac{dy}{dx} = \left(\frac{P_2 - P_1}{L}\right) X + P_1$$

Integrando de nuevo:

$$Y = \frac{1}{2}\left(\frac{P_2 - P_1}{L}\right) X^2 + P_1 X + C_1 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

pero $C_1 = 0$, pues $Y = 0$ cuando $X = 0$

En la Figura 5.24 se observa que:

$$\frac{Y + y}{X} = P_1$$

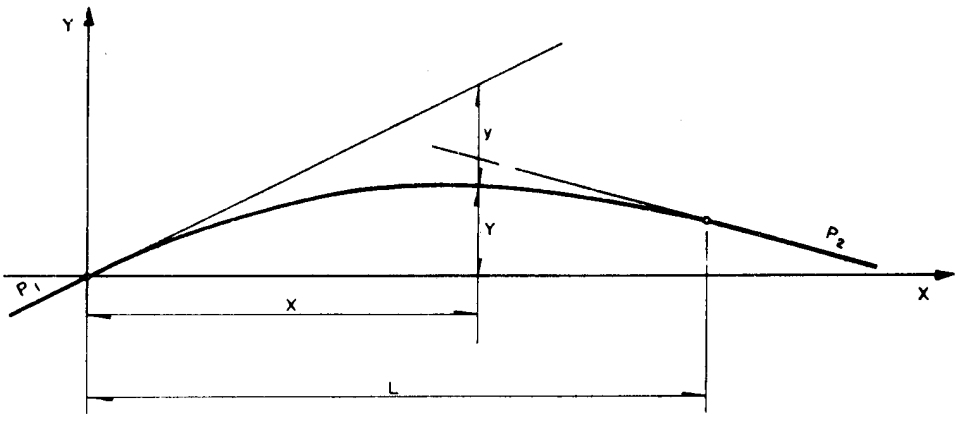
Substituyendo en (2) se llega a:

$$y = \frac{P_1 - P_2}{2L} X^2$$

Si $P_1 - P_2 = A$, de la fórmula general $Y = K X^2$

se obtiene que:

$$K = \frac{A}{2L}$$



$$y = K x^2$$

$$K = \frac{A}{2L} = \frac{P_1 - (-P_2)}{2L} = \frac{P_1 + P_2}{2L}$$

FIGURA 5.24. CURVA VERTICAL

5.7.1 Longitud de curvas verticales en cresta

Pueden presentarse dos casos: cuando el conductor y el objeto están en tangente vertical fuera de la curva ($D > L$) y cuando el conductor y el objeto estén dentro de la curva ($D < L$).

Para el 1er. caso, de la Figura 5.25 puede deducirse:

$$D = \frac{L}{2} + \frac{H}{P_1} + \frac{h}{P_2}$$

como:

$$A = P_1 - (-P_2) = P_1 + P_2$$

Se tiene:

$$D = \frac{L}{2} + \frac{H}{P_1} + \frac{h}{A - P_1}$$

En el vértice de la curva la visual es horizontal y, por tanto:

$$\frac{dD}{dP_1} = -\frac{H}{P_1^2} + \frac{h}{(A - P_1)^2} = 0 \; ; \qquad \frac{H}{P_1^2} = \frac{h}{P_2^2}$$

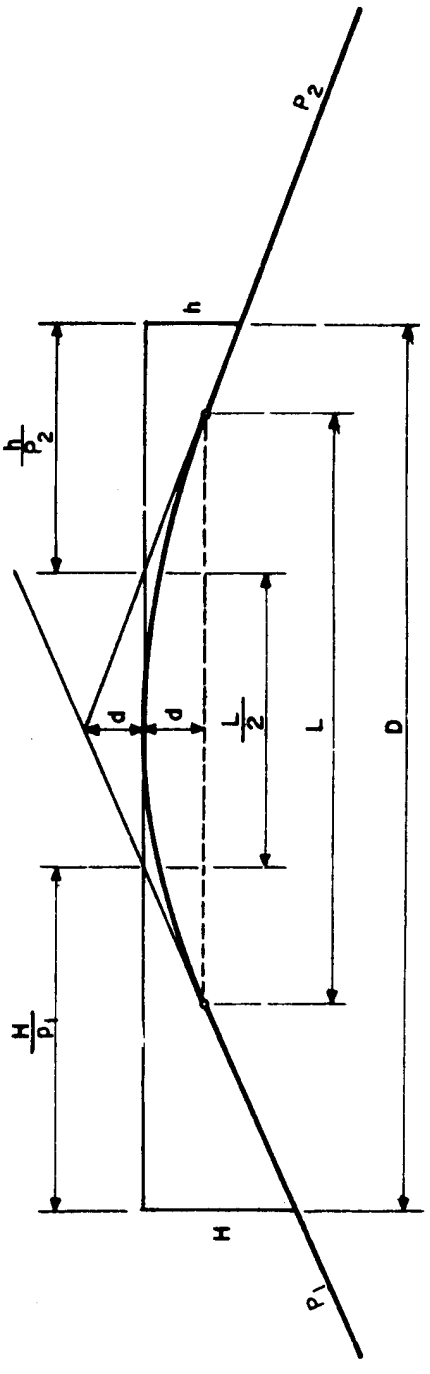


FIGURA 5.25. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN CRESTA. CASO I, D > L

Despejando a P_1 y P_2 de la expresión anterior:

$$P_1 = P_2\sqrt{\frac{H}{h}} \qquad \text{y} \qquad P_2 = P_1\sqrt{\frac{h}{H}}$$

$$A = P_1 + P_2 = P_1\left(\sqrt{\frac{h}{H}} + 1\right) = P_2\left(\sqrt{\frac{H}{h}} + 1\right)$$

$$P_1 = \frac{A}{\sqrt{\frac{h}{H}} + 1}; \qquad P_2 = \frac{A}{\sqrt{\frac{H}{h}} + 1}$$

Sustituyendo los valores de P_1 y P_2 en la primera ecuación:

$$D = \frac{L}{2} + \frac{H}{\frac{A}{\sqrt{\frac{h}{H}} + 1}} + \frac{h}{\frac{A}{\sqrt{\frac{H}{h}} + 1}}$$

$$D = \frac{L}{2} + \frac{(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}{A}$$

y despejando a L

$$L = 2D - \frac{2(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}{A}$$

Para distancia de visibilidad de parada:

$$D = D_p; \qquad H = 1.14 \text{ m}; \qquad h = 0.15 \text{ m}; \qquad A \text{ en } \%$$

$$L = 2D_p - \frac{425}{A}$$

Para distancia de visibilidad de rebase:

$$D = D_R; \qquad H = 1.14 \text{ m}; \qquad h = 1.37 \text{ m}; \qquad A \text{ en } \%$$

$$L = 2D_R - \frac{1\,000}{A}$$

Para el segundo caso, cuando $D < L$:

Por la propiedad de la parábola:

$$K = \frac{y}{X^2} = \frac{H}{D_1^2} = \frac{h}{D_2^2}$$

y $$D_1 = \sqrt{\frac{H}{K}}; \qquad D_2 = \sqrt{\frac{h}{K}}$$

De la Figura 5.26:

$$D = D_1 + D_2$$

$$D = \sqrt{\frac{H}{K}} + \sqrt{\frac{h}{K}}$$

$$D^2 = \frac{H}{K} + \frac{2}{K}\sqrt{Hh} + \frac{h}{K}$$

$$D^2 = \frac{1}{K}(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2$$

como:

$$K = \frac{A}{2L}$$

$$D^2 = \frac{2L}{A}(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2$$

y despejando a L:

$$L = \frac{AD^2}{2(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}$$

Para distancia de visibilidad de parada:

$$D = D_P\ ; \qquad H = 1.14\ \text{m}\ ; \qquad h = 0.15\ \text{m}\ ; \qquad A \text{ en } \%$$

$$L = \frac{AD_P^2}{425}$$

Para distancia de visibilidad de rebase:

$$D = D_R\ ; \qquad H = 1.14\ \text{m}\ ; \qquad h = 1.37\ \text{m}\ ; \qquad A \text{ en } \%$$

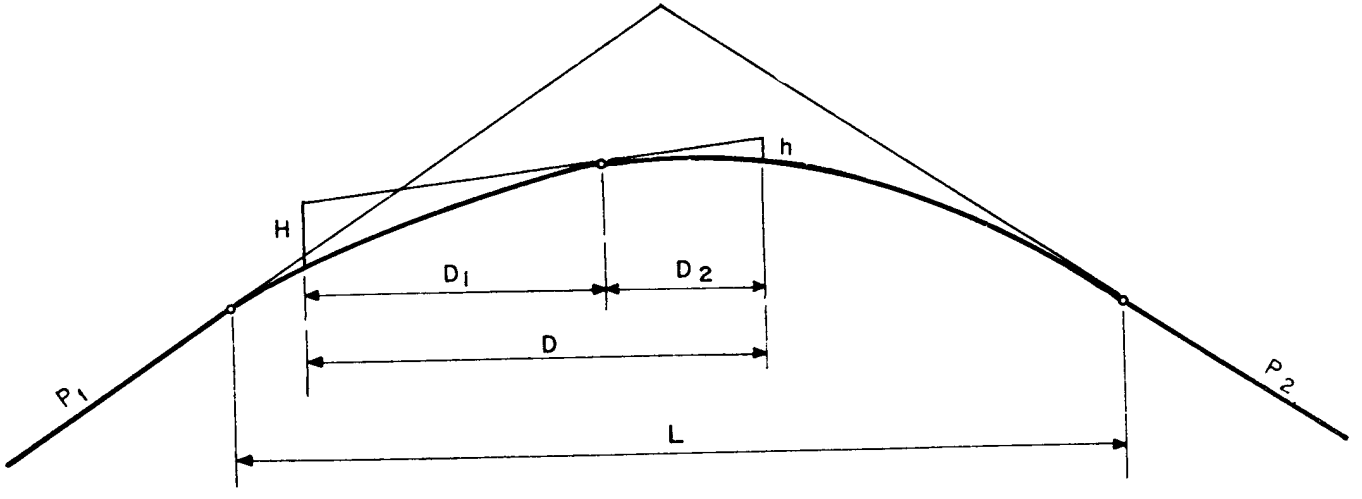
$$L = \frac{AD_R^2}{1\,000}$$

5.7.2 Longitud de curvas verticales en columpio

Al igual que en las curvas de cresta, pueden presentarse dos casos: cuando $D > L$ y cuando $D < L$.

Para el 1er. caso, de la Figura 5.27:

$$D = D_1 + \frac{L}{2}$$



$$y = KX^2 \therefore \quad K = \frac{y}{X^2} \; ; \quad K = \frac{H}{D_1^2} = \frac{h}{D_2^2}$$

FIGURA 5.26. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN CRESTA. CASO II, $D < L$

por triángulos semejantes:

$$\frac{D_1}{TD + H} = \frac{L/2}{4d}$$

$$D_1 = \frac{(TD + H)\, L}{8d}$$

como:

$$d = \frac{AL}{8}$$

$$D_1 = \frac{TD + H}{A}$$

y sustituyendo en la primera ecuación:

$$D = \frac{TD + H}{A} + \frac{L}{2}$$

despejando a L:

$$L = 2D - 2\,\frac{H + TD}{A}$$

Para distancia de visibilidad de parada:

$D = D_P$; $H = 0.61$ m $\doteq 0.60$ m ; $T = \tan \alpha = \tan 1° = 0.0175$

y estando A en por ciento:

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

Para distancia de visibilidad de rebase, no hay necesidad de calcular ninguna fórmula, porque se pueden ver los faros del vehículo que viene en sentido contrario.

Para el 2º caso, $D < L$

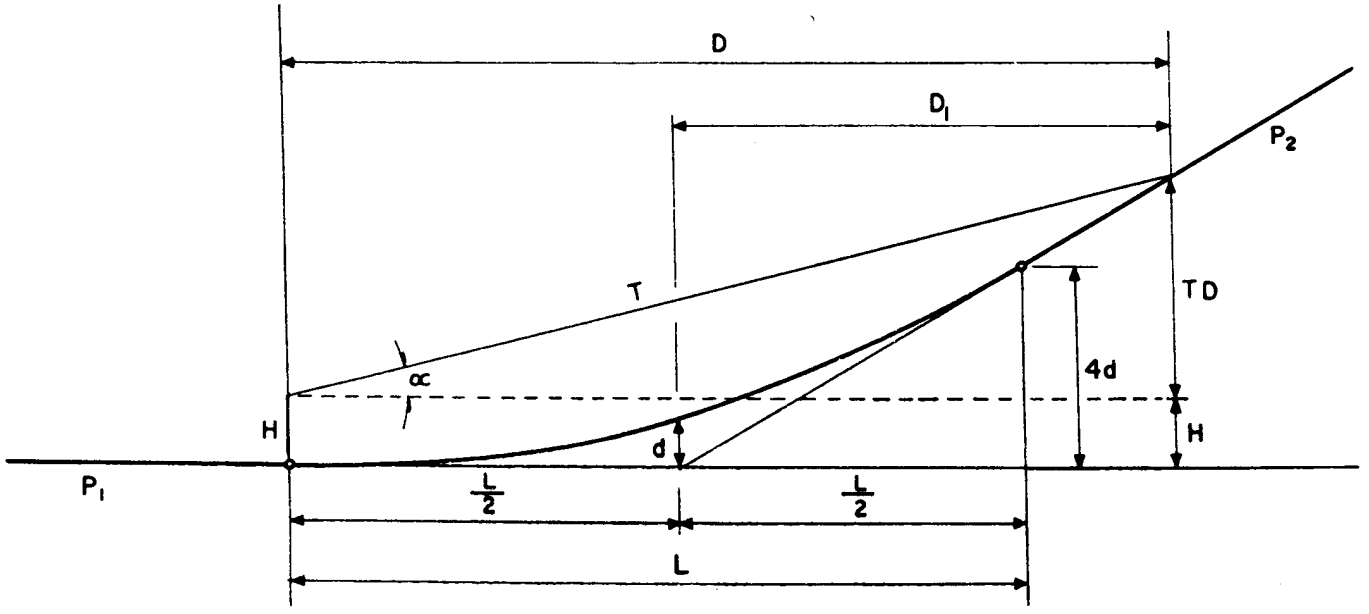
Por la propiedad de la parábola:

$$K = \frac{y}{X^2} = \frac{TD + H}{D^2}$$

como:

$$K = \frac{A}{2L}$$

$$\frac{A}{2L} = \frac{TD + H}{D^2}$$



$$y = K X^2 \; ; \quad d = \frac{A}{2L} \cdot \frac{L^2}{4} = \frac{AL}{8}$$

FIGURA 5.27. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN COLUMPIO. CASO I, D > L

y despejando a L:

$$L = \frac{AD^2}{2(TD + H)}$$

Ver Figura 5.28

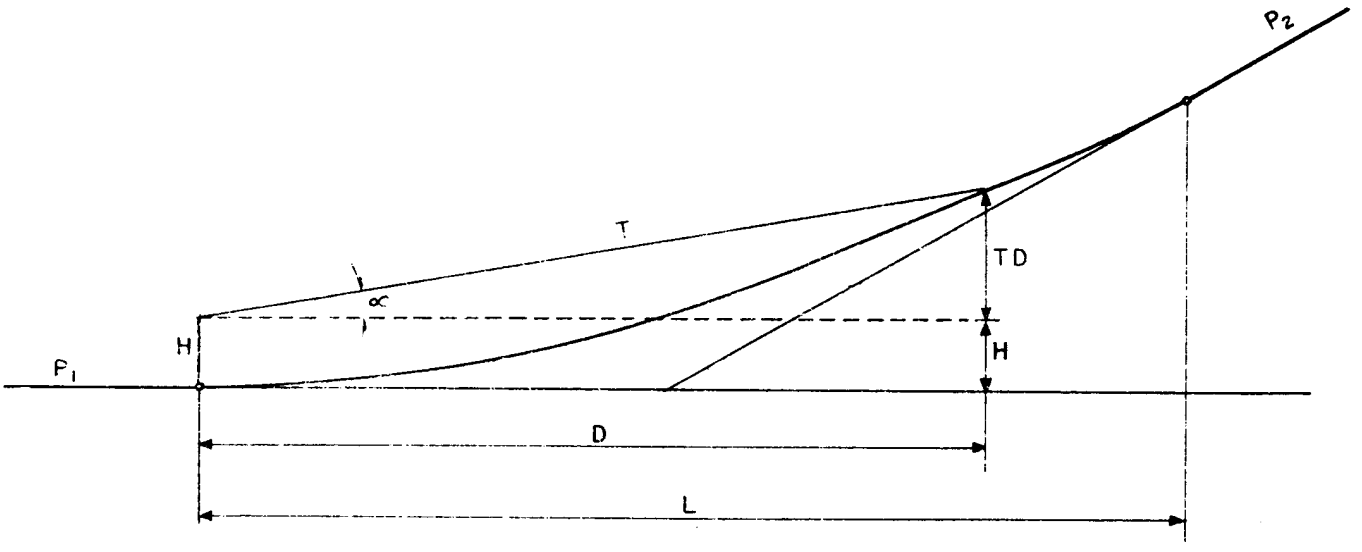
Para distancia de visibilidad de parada:

$D = D_P$; $H = 0.61$ m $\doteq 0.60$ m ; $T = \tan \alpha = \tan 1° = 0.0175$

y si A se expresa en por ciento:

$$L = \frac{AD_P^2}{120 + 3.5\, D_P}$$

Para distancia de visibilidad de rebase, la fórmula no se aplica porque se pueden ver los faros del vehículo que viene en sentido contrario.



$$K = \frac{r}{X^2} \; ; \quad K = \frac{TD + H}{D^2}$$

FIGURA 5.28. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN COLUMPIO. CASO II, $D < L$

CAPITULO VI

CAPACIDAD

GENERALIDADES

En la planeación, proyecto y operación de calles y carreteras, la demanda del tránsito, bien sea presente o futura, es considerada como una cantidad conocida. Una medida de la eficiencia con la que una calle o carretera presta servicio a esta demanda, es conocida como capacidad. Para determinar la capacidad se requiere no sólo de un conocimiento general de las características de la corriente de tránsito, sino también de un conocimiento de los volúmenes, bajo una variedad de condiciones físicas y de operación.

Asimismo, no puede tratarse la capacidad de un camino, sin hacer referencia a otras consideraciones importantes, tales como la calidad del nivel de servicio proporcionado y la duración del período de tiempo considerado, debido a que la capacidad es uno de tantos niveles de servicio al cual puede operar un camino.

El término "Nivel de Servicio" se usa para describir las condiciones de operación que un conductor experimentará durante su viaje por una calle o carretera, cuando los volúmenes están por abajo de la capacidad de un camino determinado. Como las condiciones físicas del camino están fijas, el nivel de servicio en una carretera varía principalmente con el volumen de tránsito.

Los elementos fundamentales que se consideran para evaluar el nivel de servicio bajo condiciones de flujo continuo, son la velocidad durante el recorrido y la relación volumen de demanda-capacidad o volumen de servicio-capacidad, en tanto que para intersecciones controladas con semáforos, el nivel de servicio es función del grado de utilización de las fases del semáforo.

Es importante señalar que la información y los criterios de análisis que se dan a este Capítulo, han sido tomados del Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos [50] y reflejan, por lo tanto, condiciones típicas o promedio de las condiciones observadas en ese país.

Sin embargo, en aquellos casos en que se cuenta con información de estudios efectuados en nuestro medio, se han aprovechado incorporándolos en algunos de los procedimientos de análisis.

Los resultados favorables de estos estudios invitan a llevar a cabo más investigaciones, que indudablemente conducirán a proyectos más apropiados a nuestro medio y por consiguiente más económicos.

[50] *Highway Capacity Manual;* HRB; SR, 87; 1965.

6.1 DEFINICIONES

6.1.1 Capacidad

Capacidad de un camino, o de un carril, es el número máximo de vehículos que pueden circular por él durante un período de tiempo determinado y bajo condiciones prevalecientes, tanto del propio camino como de la operación del tránsito.

La capacidad, normalmente no puede ser excedida sin cambiar una o más de las condiciones prevalecientes. Al expresar la capacidad, es esencial plantear cuáles son las condiciones prevalecientes del camino y del tránsito.

6.1.2 Condiciones prevalecientes

La capacidad de un camino depende de un cierto número de condiciones: La composición del tránsito, los alineamientos horizontal y vertical, y el número y ancho de los carriles, son unas cuantas de estas condiciones que, en conjunto, pueden designarse como condiciones prevalecientes.

Las condiciones prevalecientes pueden dividirse en dos grupos generales: 1) condiciones establecidas por las características físicas del camino y 2) condiciones que dependen de la naturaleza del tránsito en el camino.

Las condiciones prevalecientes del camino no pueden ser cambiadas, a menos que se lleve a cabo una reconstrucción del camino. Las condiciones prevalecientes del tránsito pueden cambiar o ser cambiadas de hora en hora, o durante varios períodos del día.

Además de las condiciones del camino y del tránsito están las condiciones ambientales, como son el frío, el calor, la lluvia, la nieve, los vientos, la niebla, la visibilidad, etc., condiciones que afectan la capacidad de un camino; sin embargo, debido a que los datos disponibles son limitados, la cuantificación de su efecto en la capacidad no será discutida en este capítulo.

6.1.3 Nivel de servicio

Nivel de Servicio es un término que denota un número de condiciones de operación diferentes que pueden ocurrir en un carril o camino dado, cuando aloja varios volúmenes de tránsito. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores, entre los cuales se pueden citar: la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejo, la seguridad, la comodidad y los costos de operación.

Un determinado carril o camino puede proporcionar un rango muy amplio de niveles de servicio. Los diferentes niveles de servicio de un camino específico son función del volumen y composición del tránsito, así como de las velocidades que pueden alcanzarse en ese camino.

Un carril o camino proyectado para un determinado nivel de servicio, en realidad operará a muchos niveles, conforme varía el volumen durante una hora o durante diferentes horas del día, durante días de la semana, o durante períodos del año, y aun durante diferentes años, con el crecimiento del tránsito.

6.1.4 Volumen de servicio

A cada nivel de servicio le corresponde un volumen de tránsito, al cual se le llama Volumen de Servicio para ese nivel. Por lo tanto, puede definir-

se el volumen de servicio, como el máximo número de vehículos que pueden circular por un camino durante un período de tiempo determinado, bajo las condiciones de operación correspondientes a un seleccionado nivel de servicio. El volumen de servicio máximo equivale a la capacidad, y lo mismo que ésta, los volúmenes de servicio se expresan normalmente como volúmenes horarios.

6.1.5 Caminos según su función

A) Control total de accesos. Significa que se le da preferencia al tránsito de paso, y que sólo existen conexiones con otros caminos en puntos seleccionados de la autopista, prohibiéndose además, las intersecciones a nivel y los accesos directos a propiedades privadas.

B) Control parcial de accesos. Significa que se le da preferencia al tránsito de paso, y que además de las conexiones con otros caminos en puntos específicos, pueden existir algunas intersecciones a nivel y accesos directos a propiedades privadas.

C) Camino dividido. Camino con circulación en dos sentidos, en el cual el tránsito que circula en un sentido es separado del tránsito que circula en sentido opuesto, por medio de una faja separadora central. Tales caminos pueden estar constituidos por dos o más carriles en cada sentido.

D) Camino no dividido. Camino sin faja separadora central, que separe los movimientos en sentido opuesto.

E) Arteria urbana. Camino principal en zona urbana, para el tránsito de paso, generalmente sobre una ruta continua.

F) Camino de dos carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene un carril destinado a cada sentido de circulación.

G) Camino de tres carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene un carril central destinado para maniobras de rebase, en el cual se puede circular en los dos sentidos y los otros dos carriles están destinados cada uno, para el uso exclusivo del tránsito que circula en sentidos opuestos.

H) Camino de carriles múltiples. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene cuatro o más carriles para el tránsito.

I) Vía rápida. Camino dividido destinado al tránsito de paso, con control total o parcial de accesos y generalmente con pasos a desnivel en intersecciones importantes.

J) Autopista. Vía rápida con control total de accesos.

6.1.6 Caminos según la configuración del terreno

El término, tal como se usa en este capítulo, se refiere en general a caminos que se construyen en tres tipos de terrenos, a saber: plano, lomerío y montañoso. Estos tres tipos representan combinaciones de características geométricas en grado variable, que se refieren principalmente a las pendientes y a la sección transversal. Reflejan el efecto sobre la capacidad de las características de operación de los vehículos pesados, en relación con las características de operación de los vehículos ligeros, bajo las diferentes condiciones geométricas.

A) Camino en terreno plano. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que permita a los vehículos pesados mantener una velocidad semejante a la de los vehículos ligeros.

B) Camino en terreno de lomerío. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obligan a los vehículos pesados a reducir su velocidad debajo de la de los vehículos ligeros, en algunos tramos de la carretera.

C) Camino en terreno montañoso. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a operar con velocidades muy bajas, en distancias considerables y a intervalos frecuentes.

6.1.7 Conceptos relacionados con el tránsito

A) Factor de carga. Es la relación del número total de intervalos con luz verde del semáforo que se utilizan completamente por el tránsito durante la hora de circulación máxima, al número total de intervalos verdes para ese acceso durante el mismo período de tiempo. El valor máximo que puede alcanzar es uno.

B) Factor de la hora de máxima demanda. Es la relación entre el volumen registrado en la hora de máxima demanda y el valor máximo de la circulación durante un período de tiempo dado dentro de dicha hora, multiplicado por el número de veces que ese período cabe en una hora. Es una medida de las características del tránsito durante los períodos máximos; el valor más alto de esta relación es uno. El término así descrito debe limitarse para un período corto dentro de la hora, considerándose generalmente de cinco o seis minutos en las autopistas y de 15 minutos en las intersecciones.

C) Circulación continua. Es la condición del tránsito por la cual un vehículo que recorra un tramo de un camino, no se ve obligado a detenerse por cualquier causa externa a la corriente de tránsito, si bien, dicho vehículo puede verse obligado a detenerse por causas propias de la corriente del tránsito por la que circula.

D) Circulación discontinua. Es la condición del tránsito por la cual un vehículo que recorra un tramo de camino, se ve obligado a detenerse por causas que no sean propias de la corriente del tránsito, tales como señales o semáforos en una intersección. Las paradas de vehículos causadas por obstáculos e interferencias dentro de la corriente de tránsito no se consideran como circulación discontinua.

6.2 OBJETO DE LA CAPACIDAD

El conocimiento de la capacidad o del volumen de servicio de un camino sirve fundamentalmente a dos propósitos.

A) Para fines de proyecto de una obra nueva. El análisis de capacidad o nivel de servicio influye directamente en la determinación de las características geométricas de un camino; estas características dependerán por una parte del volumen horario de proyecto que se considere en el análisis. Las características geométricas elegidas deberán suministrar un volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio establecido, por lo menos igual al volumen horario de proyecto.

Por regla general, al proyectar un camino nuevo no conviene fijar condiciones de operación a un nivel de servicio igual a la capacidad, ya que esto equivale a tener condiciones de operación desfavorables desde su apertura al tránsito. Es recomendable para fines de proyecto, establecer un nivel de servicio aceptable para los conductores. La selección que se haga del nivel de servicio depende de varios factores, siendo los principales las limitaciones físicas y económicas, así como el grado de seguridad que se desee.

B) Para la investigación de las condiciones de operación de un camino existente. El análisis comparativo entre el volumen de tránsito que circula por un camino existente y el volumen de servicio del mismo, de acuerdo con sus características geométricas y del tránsito, permite determinar el nivel de servicio a que está operando y la fecha probable en que quedará saturado.

El conocimiento de los niveles de servicio actuales y futuros de un grupo o de una red de caminos, permite por otra parte, establecer una jerarquía de necesidades viales que sirva como índice para determinar prioridades.

6.3 CARACTERISTICAS DEL TRANSITO

Siendo la capacidad de un camino función de sus características físicas y de las características de la operación del tránsito que circula por él, es importante conocer las características operacionales, las cuales comprenden volúmenes de tránsito, tendencias y variaciones en la velocidad, y la interdependencia entre velocidades, volúmenes y espaciamiento vehicular en relación con su efecto en la capacidad.

6.3.1 Características del volumen

A) Máximos volúmenes observados. Los volúmenes horarios máximos observados en un grupo seleccionado de caminos de los Estados Unidos de América durante el año de 1961, fueron los siguientes:

Carreteras rurales de dos carriles (ambos sentidos)	1 870 vph
Arterias urbanas de dos carriles (ambos sentidos)	2 060 vph
Carreteras rurales de cuatro carriles (un sentido)	1 775 vph/carril
Vías rápidas urbanas de cuatro carriles (un sentido)	2 235 vph/carril
Autopistas rurales de cuatro carriles (un sentido)	1 685 vph/carril
Autopistas urbanas de cuatro carriles (un sentido)	2 030 vph/carril

Los valores anteriores son volúmenes máximos registrados en caminos de características particulares, y por lo tanto, es posible que puedan ocurrir volúmenes mayores en otros caminos.

B) Distribución por sentidos. Se ha observado que el tránsito promedio diario anual es aproximadamente el mismo en cada sentido en un camino de dos carriles. Sin embargo, los volúmenes horarios pueden variar ampliamente. Un flujo por sentidos no balanceado tiene un efecto crítico en el cálculo de la capacidad de carreteras de carriles múltiples; de aquí que sea de primordial importancia conocer la distribución por sentidos, especialmente durante los periodos de máxima demanda.

C) Distribución por carriles. En un camino de un solo sentido de circulación con dos o más carriles, generalmente ocurren fluctuaciones muy amplias en el número de vehículos que utilizan cada carril. En la Figura 6.1 se ilustra el efecto que el volumen de tránsito tiene sobre la utilización de los carriles en una carretera de seis carriles, con tres en cada dirección. El carril número uno es el exterior, o sea el que queda junto al acotamiento; el dos es el de en medio y el tres es el adyacente a la faja separadora central.

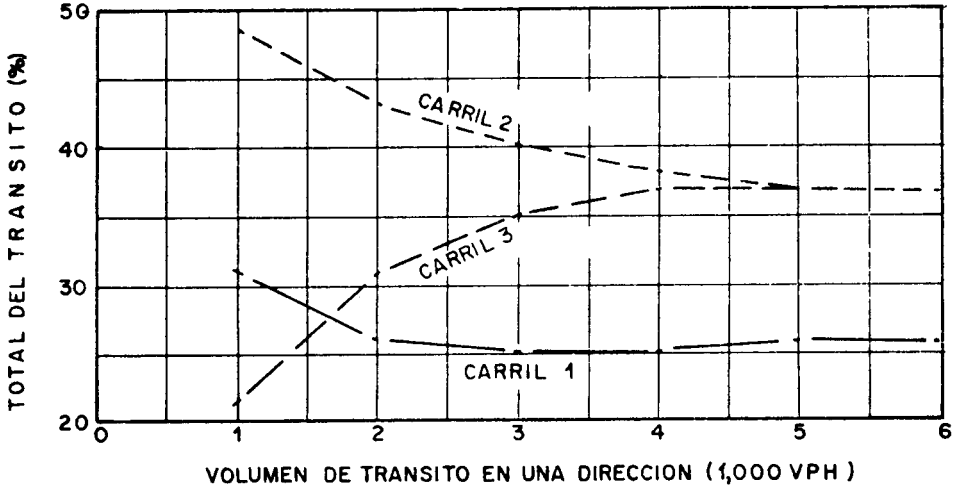


FIGURA 6.1. EFECTO DEL VOLUMEN DE TRANSITO EN LA UTILIZACION DE CARRILES, EN CARRETERAS DE SEIS CARRILES

D) Composición del tránsito. El porcentaje de camiones y autobuses en una corriente de tránsito afecta las velocidades de los vehículos y las características de operación, especialmente en zonas de topografía abrupta que imponga restricciones físicas, tales como carriles angostos y pendientes pronunciadas. La Figura 6.2 ilustra la fluctuación horaria de la composición del tránsito, expresada en por ciento de vehículos pesados, en carreteras rurales y urbanas.

E) Fluctuaciones del tránsito en el tiempo. Fluctuación mensual. Las variaciones mensuales de los volúmenes de tránsito están estrechamente relacionadas con las actividades y demandas sociales y económicas de la zona por la que atraviesa el camino. Por ejemplo, habrá zonas en las que los volúmenes sean mayores durante los meses de verano, correspondientes a la época de vacaciones. La Figura 6.3-A ilustra algunos casos de variaciones mensuales del tránsito.

Fluctuación semanal. La Figura 6.3-B ilustra las variaciones características durante la semana en carreteras, comerciales y turísticas. Generalmente, en carreteras comerciales el tránsito permanece casi uniforme entre semana, en tanto que en carreteras turísticas por lo común, los domingos es el día de mayor demanda de tránsito.

Fluctuación diaria. Las fluctuaciones diarias varían ampliamente de un camino a otro, y aun en un mismo camino. En general, en zonas urbanas

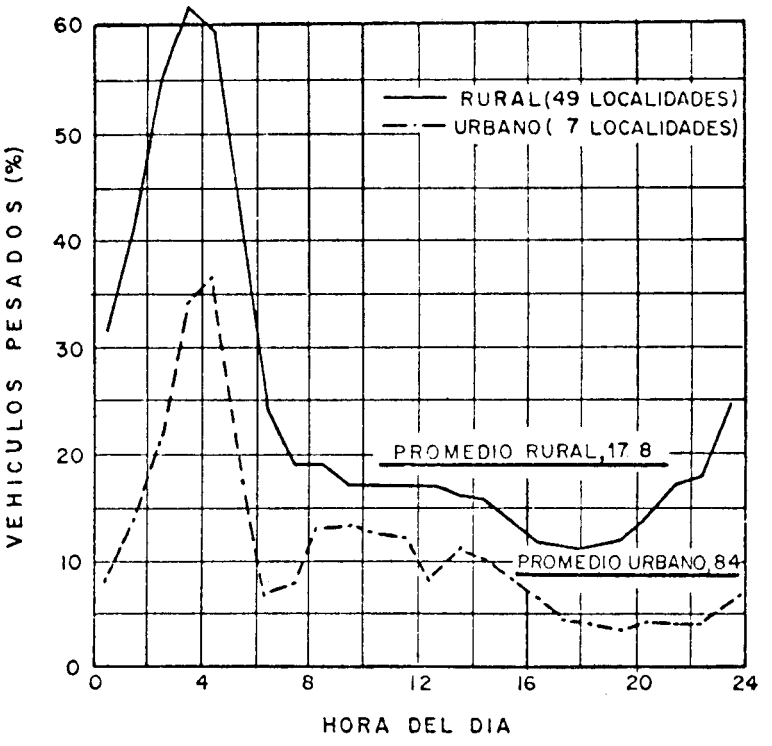
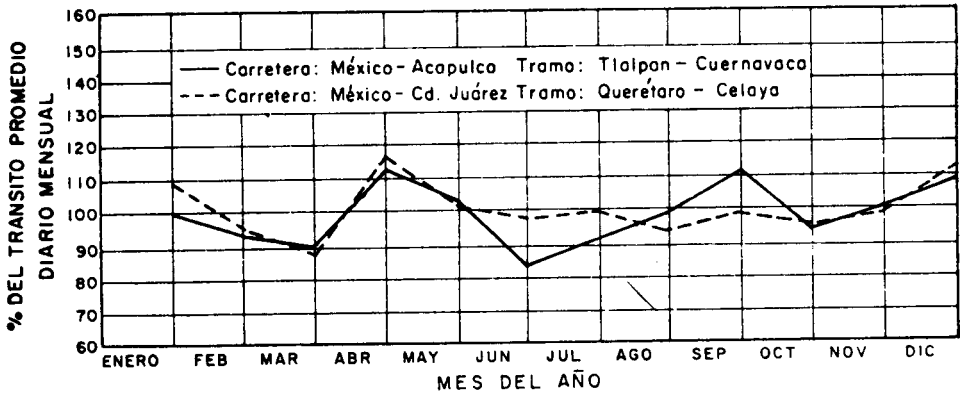


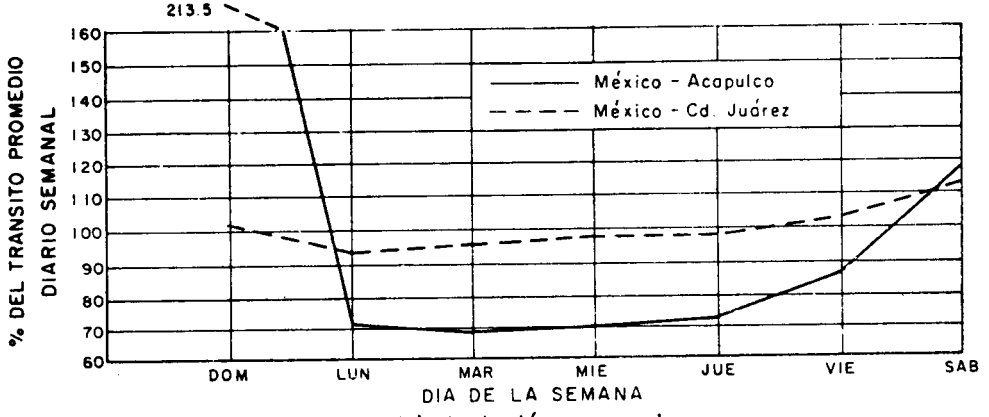
FIGURA 6.2. VARIACION DEL POR CIENTO DE VEHICULOS PESADOS DURANTE LAS HORAS DEL DIA

el tránsito está caracterizado por dos máximos, uno en la mañana y otro en la tarde, en tanto que en zonas rurales generalmente se presenta un solo máximo en la tarde. En la Figura 6.3-C se ilustran las fluctuaciones del tránsito en varios casos característicos.

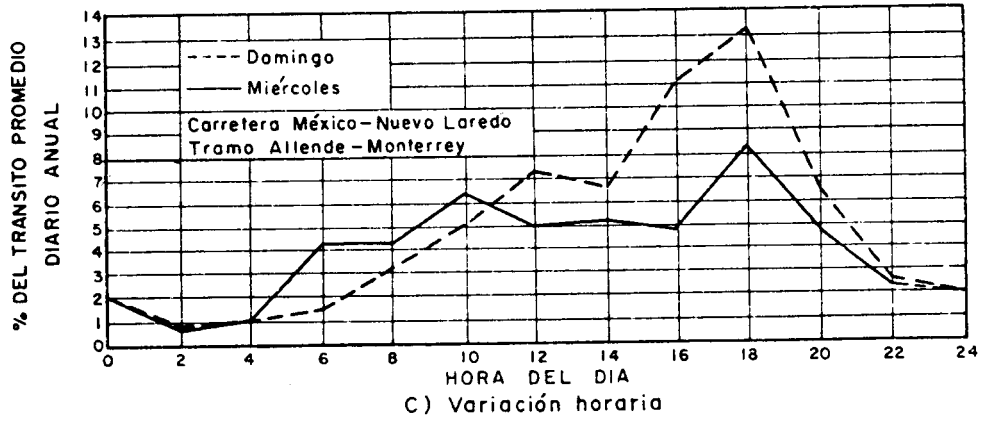
Fluctuación horaria (características de la demanda máxima). Aunque para fines de planeación y proyecto se utilizan normalmente volúmenes horarios, la habilidad de un camino para acomodar satisfactoriamente un volumen horario depende principalmente de la magnitud y secuencia de las fluctuaciones en cortos períodos de tiempo. El volumen en la hora de máxima demanda no necesariamente implica que se mantenga la misma proporción del flujo durante toda la hora. Por el contrario, se sabe por experiencia, que a menudo es muy variable. La relación entre el volumen que ocurre durante la hora de máxima demanda y la máxima proporción del flujo durante un período de tiempo dado dentro de dicha hora, se llama factor de la hora de máxima demanda. Este factor constituye una medida de las características del tránsito durante los períodos máximos, y el valor más alto que alcanza es uno. Los períodos de tiempo dentro de la hora de máxima demanda que se han considerado más adecuados para establecer esta relación, son: 5 minutos para autopistas y 15 minutos para intersec-



A) Variación mensual



B) Variación semanal



C) Variación horaria

FIGURA 6.3. VARIACIONES DEL VOLUMEN DE TRANSITO

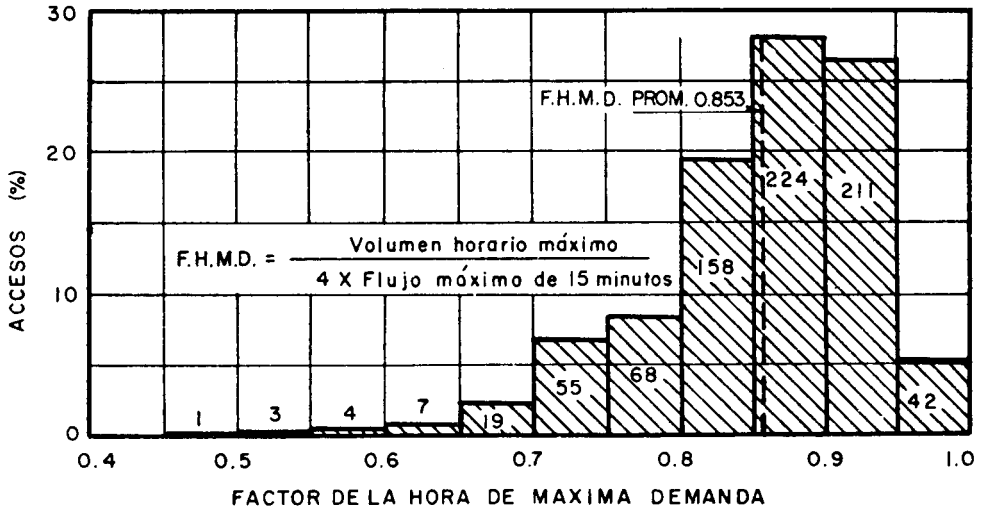


FIGURA 6.4. FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA CONSIDERANDO PERIODOS DE FLUJO MAXIMO DE 15 MINUTOS EN 792 ACCESOS DE INTERSECCIONES URBANAS

ciones. En la Figura 6.4 se muestran los factores de la hora de máxima demanda observados en un grupo numeroso de intersecciones con semáforo, en tanto que la Figura 6.5 muestra la relación entre el volumen en la hora de máxima demanda y la máxima proporción de flujo en los intervalos de 5 minutos, en autopistas urbanas. Los resultados se han correlacionado con la población, y están basados, como en el caso anterior, en observaciones efectuadas en numerosos caminos en zonas urbanas.

F) Relación entre los volúmenes horarios de proyecto, y el tránsito promedio diario anual.

Intimamente relacionado con las fluctuaciones en el flujo del tránsito, está la selección del volumen horario que deberá usarse para fines de proyecto.

Los volúmenes de tránsito horario en un camino muestran una amplia distribución durante el año y por regla general, la mayor parte del tránsito ocurre durante un número pequeño de horas. Proyectar un camino para un volumen horario medio sería inadecuado, puesto que durante la mayor parte de las horas del año su capacidad sería insuficiente. Proyectarlo para el volumen horario máximo significaría que su capacidad estaría excedida durante todas las horas del año excepto una, lo cual no es aceptable económicamente. El volumen horario que se seleccione debe ser un valor intermedio, basado en un análisis comparativo entre el servicio que desea proporcionarse y el costo.

Una guía para determinar el tránsito horario que deba utilizarse para fines de proyecto, es una curva que muestra la variación de volúmenes de tránsito horario durante el año.

En la Figura 6.6 se muestran tres curvas que representan los límites dentro de los cuales quedan comprendidas las relaciones entre los volúmenes

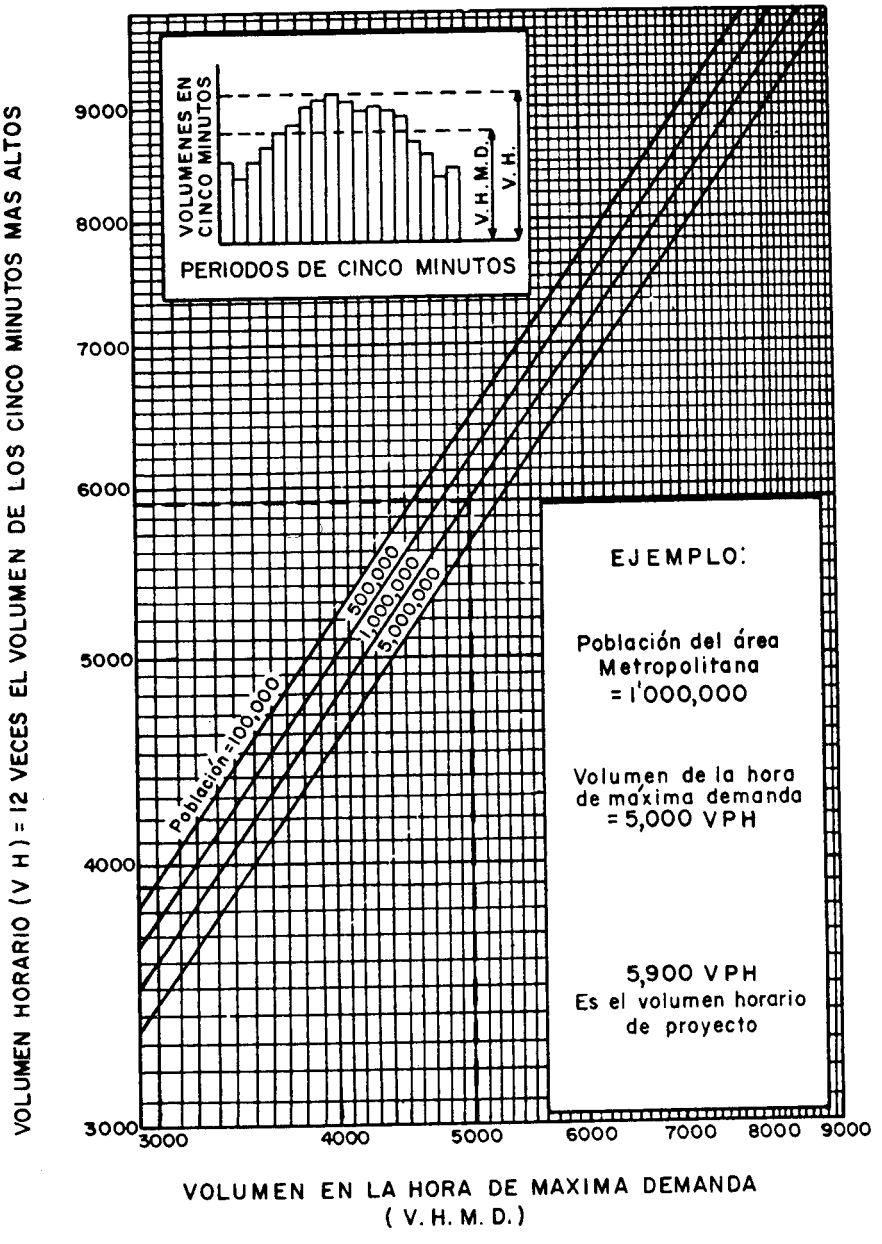


FIGURA 6.5. DETERMINACION DE LA PROPORCION DE FLUJO PARA LOS INTERVALOS MAS ALTOS DE CINCO MINUTOS, TOMANDO COMO BASE EL VOLUMEN HORARIO MAXIMO

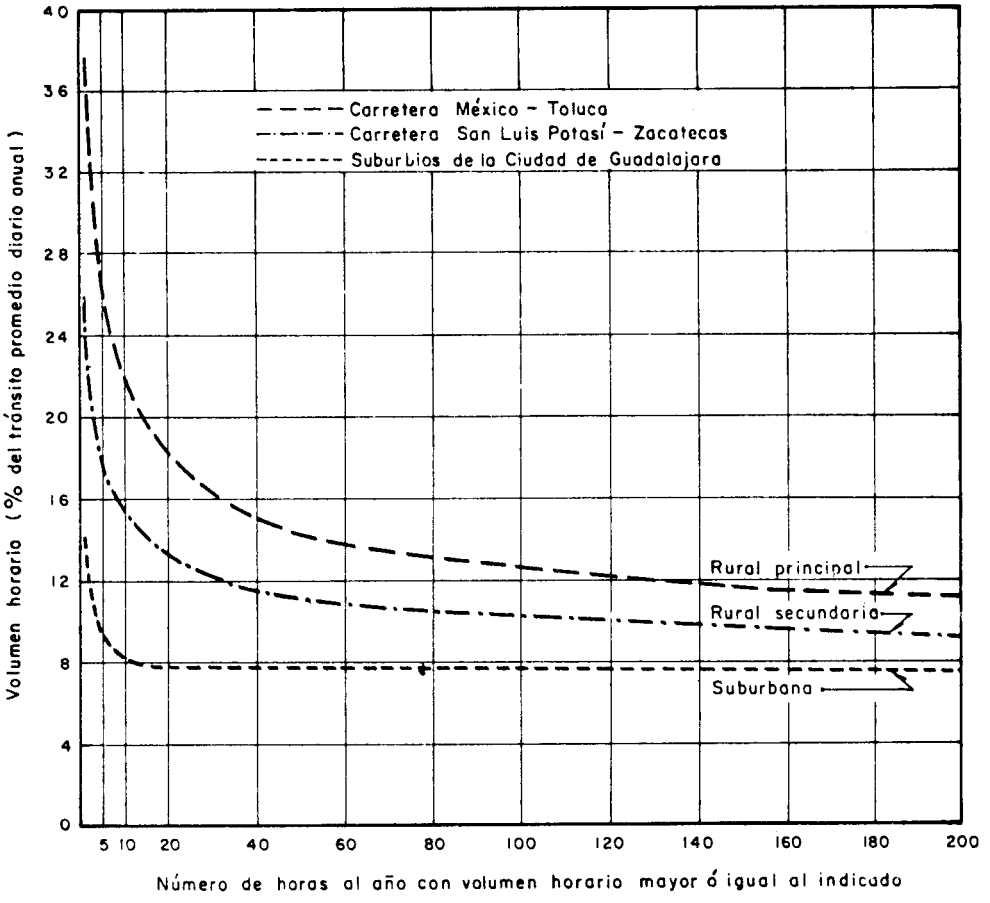


FIGURA 6.6. RELACIONES ENTRE LOS VOLUMENES HORARIOS MAS ALTOS DEL AÑO Y EL TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL

horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual de las carreteras nacionales. En ella se aprecia que la curva superior es característica de los caminos rurales principales, en cambio la curva inferior es representativa de caminos suburbanos, dado que los volúmenes horarios se mantienen constantes durante todo el año.

De estas curvas se ha sacado en conclusión, que el volumen horario para fines de proyecto está comprendido entre el 8% y el 16% del tránsito promedio diario anual. Sin embargo, la elección de un volumen horario de proyecto específico dependerá de consideraciones económicas, al hacer el balance entre beneficios y costos de construcción.

6.3.2 Características de la velocidad

La estimación que un conductor hace de la calidad de un camino depende en gran parte de la velocidad a la cual puede operar. La mayor

parte de los conductores aceptan velocidades menores en zonas urbanas que en zonas rurales.

A) Tendencias de la velocidad. Aun cuando las velocidades en los caminos se ven afectadas por elementos, tales como el volumen, la capacidad, el estado de tiempo o por los dispositivos para el control del tránsito, en condiciones de bajos volúmenes, donde los conductores pueden circular a la velocidad deseada, las velocidades en general se han incrementado a través del tiempo. Sin embargo, este incremento tiene un límite, ya que conforme aumenta el volumen de tránsito, la velocidad tiende a mantenerse constante dentro de un cierto rango, que es más pequeño en cuanto el camino se aproxima a su capacidad. Por otra parte, es importante señalar que la capacidad que puede suministrar un camino permanece constante con el tiempo. Entonces, para un determinado volumen de tránsito, existe un número de horas en que se alcanza esta capacidad; si el volumen aumenta, el número de estas horas también se incrementa. Bajo estas condiciones, habrá más horas en que los conductores no podrán circular a la velocidad deseada y la velocidad media en el camino tenderá a decrecer.

B) Variaciones diarias de la velocidad. Las observaciones efectuadas han mostrado que la velocidad disminuye conforme aumentan los volúmenes de tránsito, especialmente en las horas de máxima demanda. También se ha observado que la fluctuación de la velocidad durante el día es mayor que durante la noche, si bien las velocidades medias en ambos períodos son aproximadamente iguales.

C) Velocidad media por carriles. En general, prescindiendo del volumen de tránsito, las velocidades más altas se producen en los carriles interiores de caminos de cuatro o más carriles, y las velocidades más bajas, en los carriles exteriores. Las diferencias más grandes de la velocidad entre carriles, se producen bajo condiciones de bajo volumen de tránsito, disminuyendo esta diferencia conforme el volumen aumenta.

D) Fluctuaciones de la velocidad. En la mayoría de los casos, las velocidades de cada vehículo en particular fluctúan alrededor de la velocidad media. Esto es, la mayoría de los conductores circulan a velocidades uniformemente distribuidas, dentro de un cierto rango de valores. La proporción de las velocidades que exceden este rango es la misma que la de las velocidades que quedan bajo él. La Figura 6.7 muestra las curvas características de la distribución de las velocidades, en caminos rurales de dos carriles. Estas curvas son generalizaciones para condiciones relativamente ideales y están basadas en una serie de investigaciones recientes. Cada curva corresponde a un volumen de tránsito. Puede observarse que para los más altos volúmenes de tránsito, la fluctuación de las velocidades es relativamente pequeña, y que esta fluctuación aumenta conforme disminuyen los volúmenes de tránsito.

6.3.3 Características del espaciamiento y de los intervalos entre vehículos

A) Relaciones matemáticas. Espaciamiento, es la distancia entre frente y frente de vehículos sucesivos. Intervalo, es el tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos sucesivos por un punto dado, medido entre frente y frente de vehículos. Así, un kilómetro de camino incluye espacia-

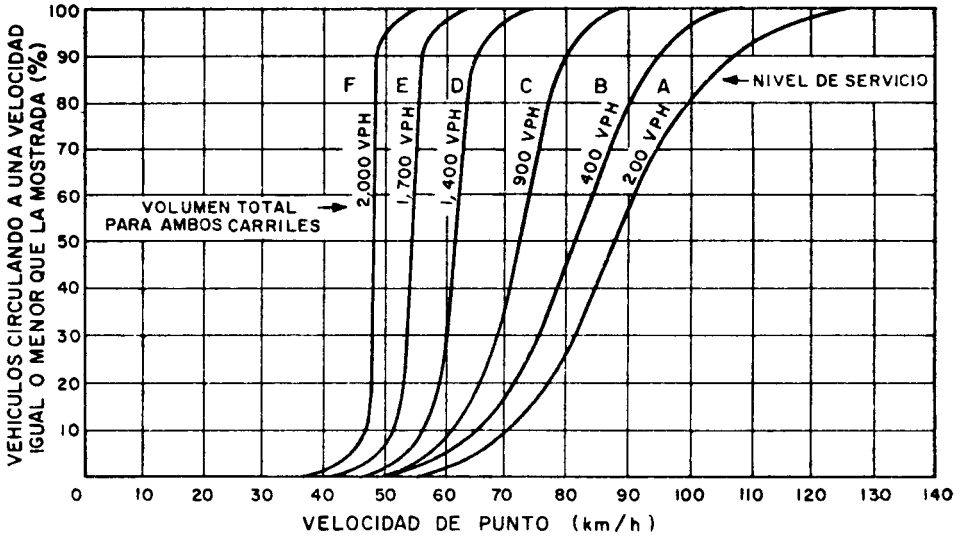


FIGURA 6.7. DISTRIBUCION DE VELOCIDADES DE VEHICULOS LIGEROS, EN CARRETERAS DE DOS CARRILES, CON DOS SENTIDOS DE CIRCULACION

mientos cuya suma total es un kilómetro, y una hora de flujo de tránsito incluye intervalos que totalizan una hora. La relación entre espaciamiento e intervalo depende de la velocidad y está dada por la siguiente expresión:

$$\text{Intervalo (seg.)} = \frac{\text{Espaciamiento (m)}}{\text{Velocidad (m/seg)}}$$

Esta ecuación es válida para pares individuales de vehículos o para corrientes de tránsito que operan en forma constante, pero llega a ser mucho más compleja cuando las velocidades vehiculares varían considerablemente.

Existe además una relación entre el espaciamiento y el número de vehículos que ocupan una unidad de longitud en un instante dado. A este número de vehículos se le llama densidad, y generalmente se expresa en vehículos por kilómetro. Su relación con el espaciamiento medio está dada por la siguiente expresión:

$$\text{Densidad (veh/km)} = \frac{1\,000 \text{ (m/km)}}{\text{espaciamiento medio (m/veh)}}$$

Análogamente, puede expresarse una relación similar entre el intervalo medio y el volumen de tránsito, en la siguiente forma:

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{3\,600 \text{ (seg/h)}}{\text{Intervalo medio (seg/veh)}}$$

B) El espaciamiento como una medida de la capacidad. Aunque el volumen puede ser la medida más significativa de la demanda del tránsito, el espaciamiento y el intervalo entre vehículos afectan al usuario en

un grado mayor, y por lo tanto, están relacionados más directamente con el nivel de servicio. El espaciamiento y el intervalo le dan al conductor que viaja dentro de una corriente de tránsito, una indicación de la fluidez o de la congestión del mismo, afectando continuamente la velocidad y posición de su vehículo. Debido a esto, las reacciones de los conductores bajo diversas condiciones, tienen un efecto considerable en la capacidad del camino. Fundamentalmente, el volumen de tránsito varía directamente con la velocidad, e inversamente con el espaciamiento entre vehículos. Por lo tanto, esta relación puede expresarse en la forma siguiente, considerando, por simplicidad, un solo carril de tránsito:

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{1\,000 \text{ (m/km)} \times \text{velocidad (km/h)}}{\text{espaciamiento (m/veh)}}$$

Utilizando esta relación, muchos de los primeros investigadores determinaron la capacidad máxima de un carril de tránsito, suponiendo ciertos espaciamientos mínimos a diferentes velocidades. En algunos casos, los espaciamientos mínimos fueron calculados utilizando factores tales como tiempo de reacción del conductor, distancias de frenado y coeficientes de fricción. En otros casos, el espaciamiento mínimo, como una función de la velocidad, fue obtenido por observaciones directas.

C) Distribución de los intervalos y flujo al azar. Si todos los vehículos que utilizan un camino circularan a la misma separación, sería fácil determinar el volumen máximo o el nivel de congestionamiento. Sin embargo, los vehículos no circulan a intervalos uniformes, más bien tienden a formar grupos, aun a bajos volúmenes de tránsito, existiendo para cada volumen de tránsito un intervalo medio. No obstante, los intervalos muestran una gran variación, con muchos vehículos circulando a intervalos cortos, y otros circulando con intervalos relativamente grandes.

La Figura 6.8 muestra la distribución de espaciamiento entre vehículos sucesivos viajando en el mismo sentido en caminos rurales de dos y de cuatro carriles, para diversos volúmenes de tránsito bajo condiciones de flujo continuo. Casi para cualquier volumen, aproximadamente dos tercios de los vehículos circulan a intervalos iguales o menores que el intervalo medio. En la Figura 6.8-A por ejemplo, puede verse que para un volumen horario de 600 vehículos (o un intervalo medio de 6 seg/veh),[51] aproximadamente 450 vehículos[52] estarán espaciados 6 segundos o menos, del vehículo que le precede.

También puede hacerse una descripción de las características del espaciamiento vehicular, en términos matemáticos. Bajo ciertas condiciones, el espaciamiento vehicular o la proporción de paso de los vehículos por un punto, sigue una distribución casual o al azar; esto es, la posición de cada vehículo es independiente de cualquier otro, y tramos iguales de camino tienen la misma probabilidad de alojar el mismo número de vehículos. Esta distribución está dada por la distribución de Poisson:

$$P(x) = \frac{e^{-m} m^x}{x!}$$

[51] $\text{Int (seg/veh)} = \dfrac{3\,600 \text{ (seg/h)}}{\text{Volumen (vph)}}$

[52] 75% × 600 vph = 450 vph.

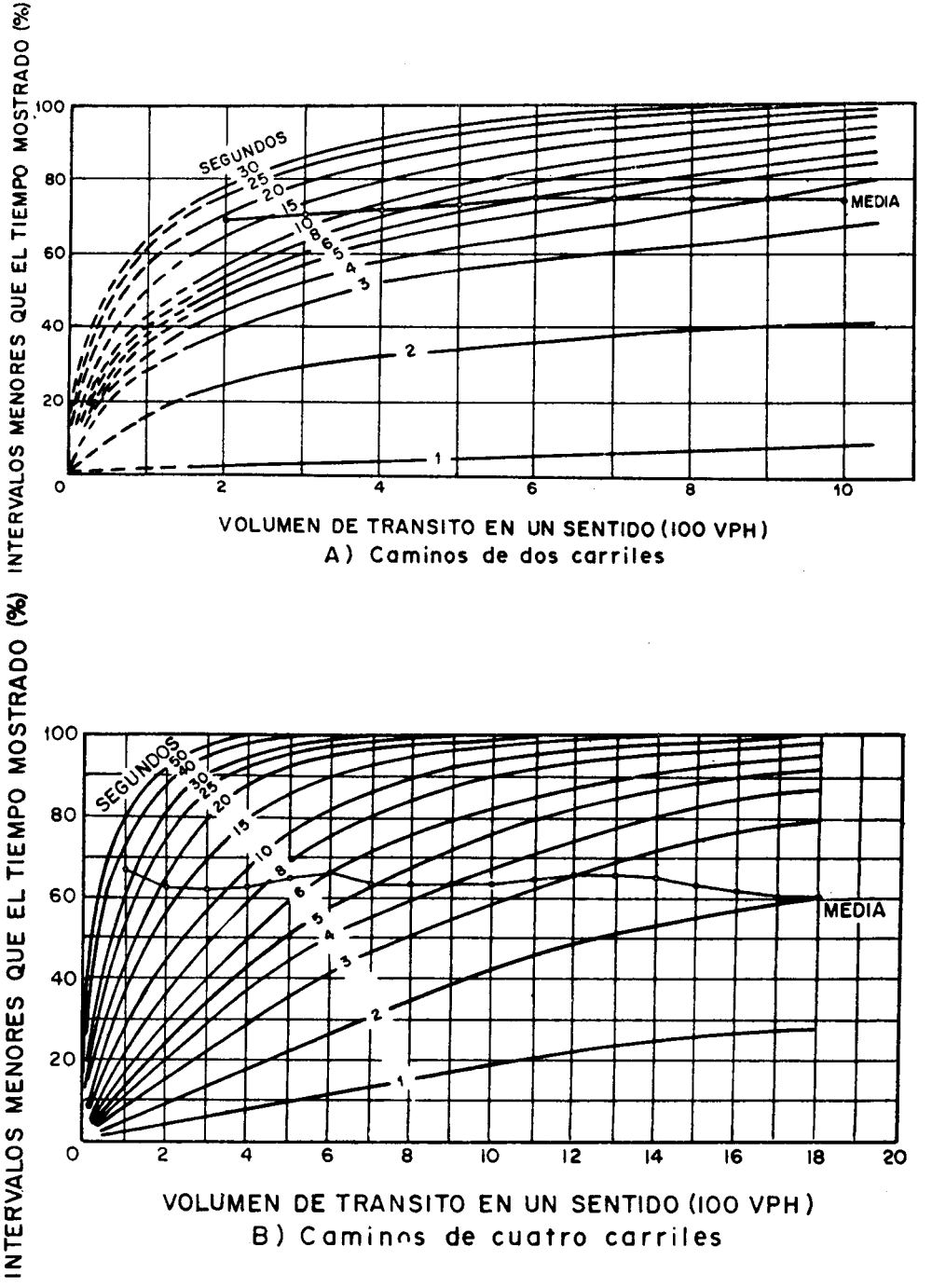


FIGURA 6.8. DISTRIBUCION DE LA FRECUENCIA DE INTERVALOS ENTRE PARES DE VEHICULOS CIRCULANDO EN EL MISMO SENTIDO A DIFERENTES VOLUMENES DE TRANSITO EN CAMINOS RURALES

en la cual:

$P(x)$ = Probabilidad de exactamente (x) ocurrencias.
x = Número de ocurrencias.
e = Base de los logaritmos Neperianos = 2.7183.
m = Promedio de ocurrencias que se espera.

La distribución de Poisson es de mayor utilidad cuando se trate de la distribución de eventos discretos, como lo es el arribo de vehículos dentro de un intervalo dado. La distribución de intervalos de tiempo entre vehículos es una variable continua y exponencial por naturaleza. Esta distribución exponencial, derivada de Poisson para la condición de no arribo de vehículos durante un período de tiempo dado, está dada por:

$$P(h \geq t) = e^{-qt}$$

en la cual:

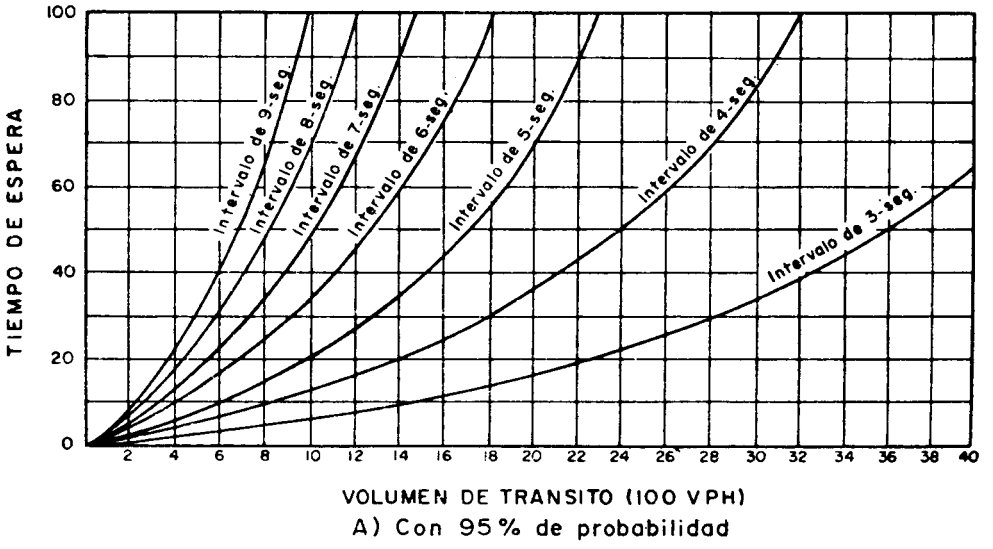
$P(h \geq t)$ = Probabilidad de un intervalo igual o mayor que el tiempo t.
h = Intervalo de tiempo entre vehículos.
t = Tiempo de segundos.
q = Flujo en vehículos por segundo.

La distribución de las separaciones obtenidas de esta ecuación tiene varias aplicaciones. Una de ellas es comparar la distribución de las separaciones calculadas y las observadas para varios volúmenes de tránsito. Una desviación apreciable de la distribución al azar o un gran porcentaje de vehículos circulando con separaciones restringidas, sería un índice del congestionamiento que experimente la corriente del tránsito.

Otra aplicación consiste en estimar el número y longitud de los claros en una corriente de tránsito en rampas de acceso e intersecciones a nivel. Desde un punto de vista práctico, la justificación para adoptar normas de proyecto o medidas para el control del tránsito, deben basarse en la forma en que funcionará el camino para diferentes volúmenes de tránsito. Cuando un conductor desea cruzar una corriente de tránsito desde la condición de alto, lo hará cuando le parezca adecuado un claro o espaciamiento entre vehículos de la corriente del tránsito principal. La Figura 6.9 muestra los diagramas preparados para un estudio en un camino rural de cuatro carriles. Estos diagramas dan, para varios intervalos, el tiempo probable de espera para diversos volúmenes de tránsito. El diagrama A) es para una probabilidad de 95%, y el B), para una probabilidad de 50%.

D) Efecto de las interrupciones del tránsito en los intervalos. Obviamente, cuando ocurre una interrupción del tránsito, como por ejemplo en una intersección controlada con semáforos, la circulación al azar deja de existir, y es reemplazada por un efecto de agrupamiento. Conforme el grupo se aleja del punto de interrupción, los vehículos tienden a separarse, tanto en tiempo como en distancia. Si no vuelve a presentarse ninguna interrupción, a cierta distancia los intervalos vuelven a ser casuales.

El conocimiento del efecto de las interrupciones del tránsito en los intervalos es necesario al evaluar muchos problemas de tránsito. Por una parte, la presencia de semáforos afecta la distribución de claros o separaciones para vehículos o peatones que desean entrar o cruzar una co-



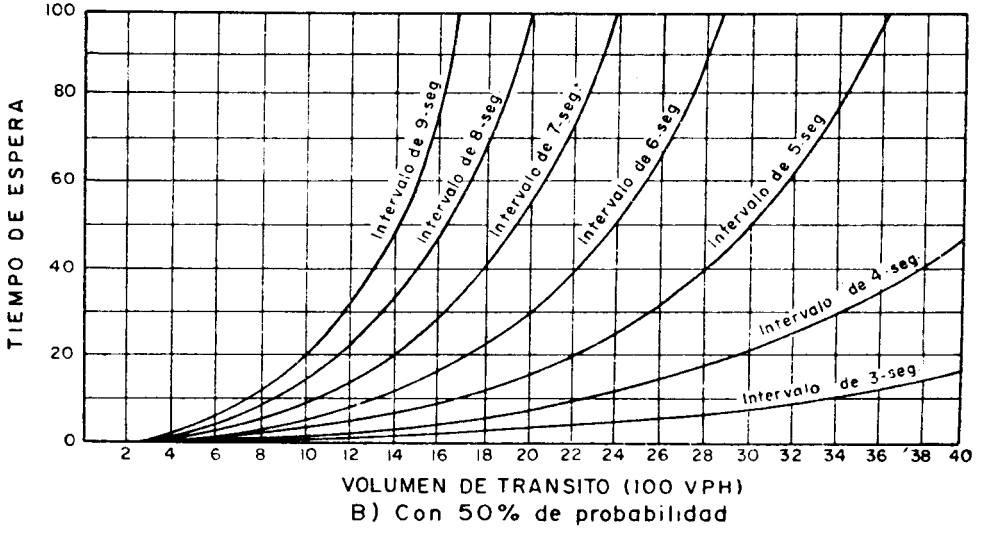


FIGURA 6.9. TIEMPO DE ESPERA PARA INTERVALOS ELEGIDOS A DIFERENTES VOLUMENES

rriente de tránsito. Por otra parte, la retención de grupos de vehículos es deseable en un sistema de semáforos progresivos. Los sitios y las condiciones de aplicación son demasiado diferentes para permitir establecer criterios específicos, ya que los vehículos que entran o salen de la corriente de tránsito en un tramo, o que operan erráticamente dentro del mismo, crean variantes del patrón normal.

6.3.4 Relaciones entre velocidad, volumen y densidad

Los estudios teóricos efectuados hasta la fecha han mostrado que los principios y leyes de la física y de la hidráulica, pueden aplicarse a la circulación del tránsito. Una combinación de los estudios teóricos y las observaciones directas parecen dar la mejor aproximación total.

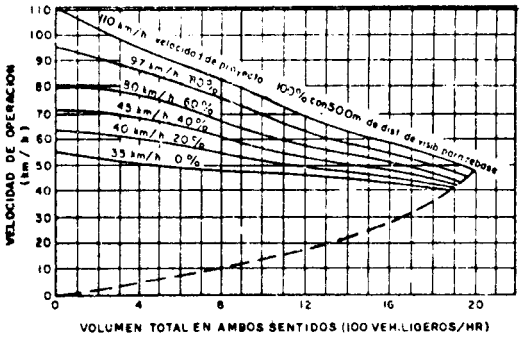
A) Relación velocidad-volumen. La relación fundamental velocidad-volumen puede expresarse como sigue: Conforme el volumen del tránsito aumenta, la velocidad media de los vehículos disminuye. Los estudios de campo han mostrado que una línea recta representa razonablemente la relación velocidad-volumen en el rango de cero, hasta la densidad crítica, para condiciones de flujo continuo. Estas investigaciones también indican que para autopistas y vías rápidas, la relación velocidad-volumen es algo curva. En el punto crítico donde se alcanza la capacidad, es decir, cuando el volumen de tránsito se aproxima a 2 000 vph por carril a una velocidad aproximada de 50 km/h, la curva representativa de la relación alcanza un máximo y entonces se regresa para entrar en la región de circulación forzada. Las Figuras 6.10-A, 6.10-B y 6.10-C muestran la relación característica entre la velocidad de operación y el volumen bajo condiciones ideales de circulación continua en caminos de dos carriles, en caminos de carriles múltiples y en autopistas, respectivamente.

La parte superior de cada curva muestra la relación velocidad-volumen hasta el punto de densidad crítica. Más allá de este punto, un pequeño incremento en el volumen causa una rápida disminución de la velocidad. La zona sombreada en el extremo derecho de los diagramas, representa condiciones de operación altamente inestable.

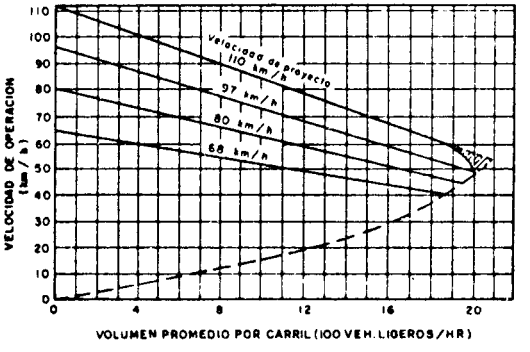
Estos diagramas son únicamente ilustrativos y no sirven para resolver problemas reales, debido a que no toman en cuenta los ajustes por las influencias adversas que generalmente se encuentran en la práctica.

Flujo discontinuo. La relación velocidad-volumen es difícil de establecer bajo condiciones de flujo discontinuo. En la mayor parte de los casos más comunes, como son las calles de una ciudad con intersecciones controladas con semáforos, tanto la demanda como la capacidad, a menudo son diferentes en tramos adyacentes. Además, la máxima velocidad está determinada frecuentemente por influencias externas, tales como la sincronización de los semáforos y los límites de velocidad, más bien que por los deseos del conductor. Así, la mayor parte de los estudios de las características del flujo discontinuo han tratado con tramos relativamente cortos, y han expresado la relación indirectamente en términos de "demora promedio" en lugar de obtener la velocidad media. La Figura 6.11 muestra la relación entre la demora promedio y una velocidad media calculada, y el volumen de tránsito, en una intersección urbana controlada con semáforos.

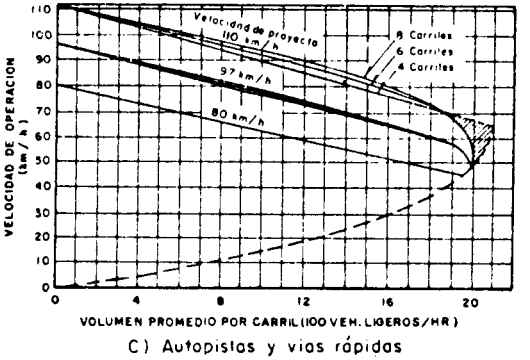
B) Relación velocidad-densidad. Flujo continuo. La relación velocidad-densidad es similar a la relación velocidad-volumen en cuanto a que la velo-



A) Caminos de dos carriles



B) Caminos de carriles múltiples



C) Autopistas y vías rápidas

FIGURA 6.10. RELACIONES ENTRE EL VOLUMEN Y LA VELOCIDAD DE OPERACION, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA, EN CARRETERAS RURALES

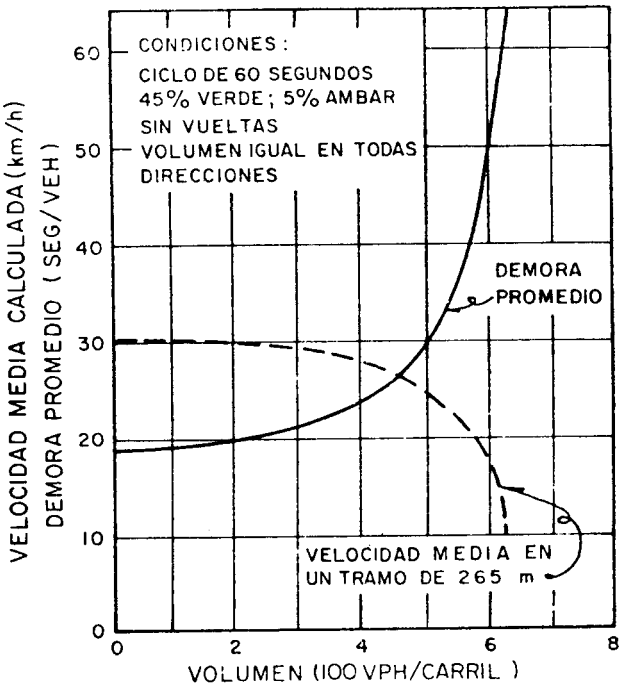


FIGURA 6.11. VELOCIDAD Y DEMORA PROMEDIO CALCULADAS EN UNA INTERSECCION URBANA CONTROLADA CON SEMAFOROS

cidad decrece conforme el volumen y la densidad aumentan. Sin embargo, la densidad continúa aumentando más allá del punto de densidad crítica, en tanto que el volumen disminuye. Esta característica hace que la densidad sea, en algunos casos, un índice más ventajoso que el volumen para calificar la velocidad.

Experimentalmente se han logrado obtener algunas curvas que muestran la relación velocidad-densidad bajo condiciones de circulación continua en diversos tipos de caminos. La Figura 6.12-A muestra esta relación en una vía rápida, en tanto que la Figura 6.12-B muestra la relación velocidad-densidad en dos caminos sin control de acceso. Debe hacerse notar que si la relación velocidad-volumen es una línea recta, la relación velocidad-densidad no es lineal, por lo menos dentro de un rango entre 12.5 veh/km y 100 veh/km.

Como resultado de los estudios anteriormente citados se ha sugerido que la circulación del tránsito podría describirse mejor, considerando tres zonas distintas: una zona de circulación normal o estable, una zona de circulación inestable y una zona de circulación forzada.

Flujo discontinuo. Los mismos problemas encontrados en los estudios de la relación velocidad-volumen se presentan en los estudios de la relación velocidad-densidad en condiciones de flujo discontinuo. Sin embargo,

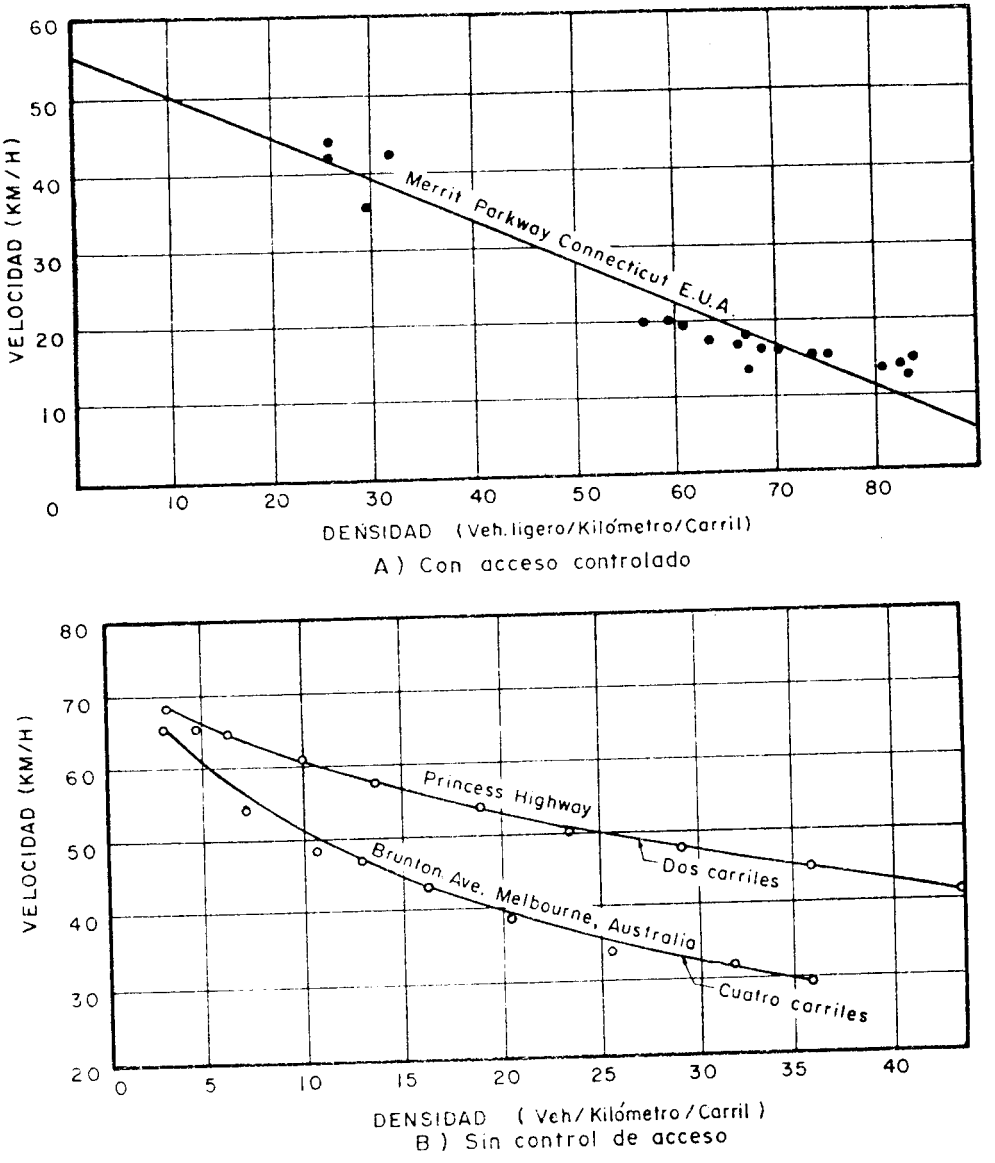


FIGURA 6.12. RELACION VELOCIDAD-DENSIDAD BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA EN LOS CAMINOS INDICADOS

se han efectuado con éxito estudios que indican que la relación velocidad-densidad en condiciones de flujo discontinuo es muy semejante a la de flujo continuo, tal como se ilustra en la Figura 6.13.

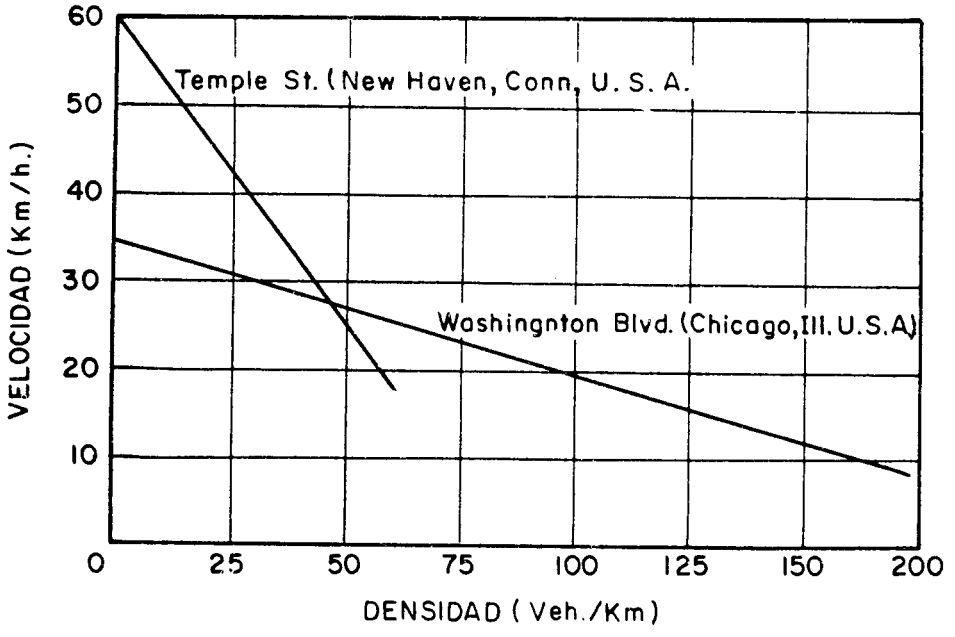


FIGURA 6.13. RELACION VELOCIDAD-DENSIDAD BAJO CONDICIONES URBANAS DE FLUJO DISCONTINUO

C) Relación volumen-densidad. A velocidad constante, un aumento en la densidad resulta en un incremento proporcional del volumen, y viceversa. En cierto punto, sin embargo, conforme la densidad aumenta, la velocidad disminuye, y la relación se convierte en curvilínea. Finalmente, pasando el punto de densidad crítica, hay una disminución en el volumen a pesar de que la densidad continúa aumentando, tal como se muestra en la Figura 6.14.

6.4 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

6.4.1 Capacidad para condiciones de circulación continua

Los volúmenes máximos observados, junto con los resultados del análisis de las características del tránsito, han servido de guia para establecer valores numéricos de la capacidad para diferentes tipos de caminos bajo condiciones ideales. La capacidad de un camino determinado variará en la medida en que sus características geométricas y de operación difieran de las condiciones ideales. Las condiciones ideales se definen como sigue:

1. Circulación continua, libre de interferencias tanto de vehículos como de peatones.

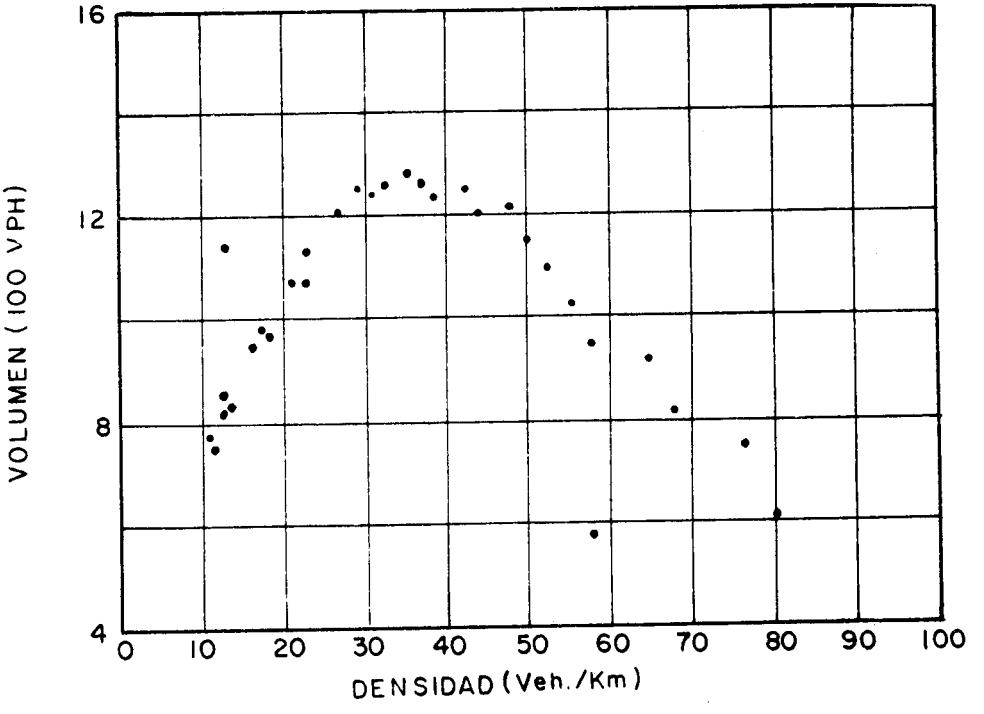


FIGURA 6.14. RELACION VOLUMEN-DENSIDAD BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA (HOLLAND TUNNEL, NEW YORK, U.S.A.)

2. Unicamente vehículos ligeros en la corriente del tránsito.

3. Carriles de 3.65 m de ancho, con acotamientos adecuados y sin obstáculos laterales en 1.80 m a partir de la orilla de la calzada.

4. Para caminos rurales, alineamiento horizontal y vertical adecuado para velocidades de proyecto de 110 km/h o mayores y sin restricciones en la distancia de visibilidad de rebase, en caminos de dos carriles.

Algunas autopistas modernas satisfacen con bastante aproximación los requisitos de las condiciones ideales, pero la mayor parte de los caminos se alejan, en mayor o menor grado, de ellas.

Es importante hacer énfasis en que las condiciones ideales no implican, por sí mismas, una buena operación. Aunque las condiciones ideales sí producen mayores volúmenes, la operación puede no ser satisfactoria.

A) Capacidad bajo condiciones ideales en carreteras de carriles múltiples. En este tipo de caminos, el mayor número de vehículos que pueden circular por un solo carril, bajo condiciones ideales, oscila entre 1 900 y 2 200 vehículos ligeros por hora. Estos valores son el promedio de los volúmenes en todos los carriles y representan un tránsito sostenido durante una hora. En varios estudios se han observado volúmenes más altos en

carriles específicos o en cortos períodos de tiempo, alcanzando cifras del orden de 2 400 a 2 500 vph, pero no representan volúmenes sostenidos en todos los carriles. Para fines de cálculo, se considera que la capacidad de una carretera de carriles múltiples, bajo condiciones ideales, es de 2 000 vehículos ligeros por hora y por carril, sin tomar en cuenta la distribución del tránsito entre carriles.

B) Capacidad bajo condiciones ideales en carreteras de dos carriles con dos sentidos. Los conductores en estas carreteras ejecutan los rebases invadiendo el carril utilizado por el tránsito de sentido contrario. Los vehículos que se mueven lentamente, originan espacios libres que pueden ser cubiertos por los vehículos que rebasan; si los espacios libres son de suficiente longitud, permiten además que los vehículos que circulan en sentido opuesto efectúen maniobras de rebase. La operación durante condiciones de altos volúmenes oscila, por lo tanto, entre una circulación en que los vehículos forman hileras con espacios libres entre ellos y una circulación en que algunos vehículos efectúan maniobras de rebase cubriendo parcialmente los espacios libres. La capacidad de una carretera de dos carriles y dos sentidos de circulación bajo condiciones ideales es de 2 000 vehículos ligeros por hora en ambos sentidos, sin importar la distribución del tránsito.

C) Capacidad bajo condiciones ideales en carreteras de tres carriles con dos sentidos. La operación en este tipo de caminos es similar a la de las carreteras de dos carriles con dos sentidos de circulación, con la única diferencia de que el tercer carril sirve para efectuar maniobras de rebase para cualquiera de los dos sentidos, razón por la cual, la capacidad por sentido de circulación y bajo condiciones ideales se puede equiparar a la que se tendría por carril en un camino de cuatro carriles con dos en cada sentido, puesto que al utilizar el carril central para las maniobras de rebase, se llenan los espacios libres existentes entre los vehículos. Entonces, bajo condiciones ideales, la capacidad de una carretera de tres carriles y dos sentidos de circulación es de 4 000 vehículos ligeros por hora para ambos sentidos, sin importar la distribución del tránsito.

D) Las capacidades para los tipos de carreteras citados bajo condiciones ideales, se resumen en la tabla 6-A.

TIPO DE CARRETERA	CAPACIDAD (VPH)
Carriles múltiples	2 000 por carril
Dos carriles, dos sentidos	2 000 total ambas direcciones
Tres carriles, dos sentidos	4 000 total ambas direcciones

TABLA 6-A. CAPACIDADES BAJO CONDICIONES IDEALES, EN CARRETERAS CON CIRCULACION CONTINUA

6.4.2 Capacidad para condiciones de circulación discontinua

A diferencia de la circulación continua, no es posible definir la capacidad para circulación discontinua bajo condiciones ideales, por las varia-

bles involucradas. Un examen de la circulación discontinua requiere estudios detallados de los elementos que producen las interrupciones; cualquier intersección controlada con semáforo es uno de estos elementos, aunque algunas interrupciones a media calle pueden ser igualmente de significación.

Hablando en términos generales, dos limitaciones básicas pueden establecerse:

A) Difícilmente un carril de tránsito de una arteria urbana, con la progresión uniforme e ideal de los semáforos, conduce a un volumen mayor de 2 000 vehículos ligeros por hora de luz verde del semáforo.

B) Una hilera de vehículos que se encuentran detenidos, en raras ocasiones se moverá, a partir de la interrupción, en una proporción mayor de 1 500 vehículos por carril y por hora de luz verde del semáforo, cuando cesa la interrupción.

6.4.3 Niveles de servicio

Cuando el volumen de tránsito iguala a la capacidad de la carretera, las condiciones de operación son deficientes aun bajo las condiciones ideales de la vía y del tránsito ya que las velocidades son bajas, con frecuentes paros y demoras. Para que una carretera suministre un nivel de servicio aceptable, es necesario que el volumen de servicio sea menor que la capacidad de la carretera. El volumen máximo que puede transportarse en cualquier nivel de servicio seleccionado, es llamado volumen de servicio para ese nivel.

El usuario como individuo, tiene una idea limitada del volumen de tránsito, pero se da cuenta del efecto de un alto volumen de tránsito en la posibilidad para transitar por una carretera a una velocidad razonable, con comodidad, conveniencia, economía y seguridad. Por tanto, entre los elementos que pueden ser considerados en la evaluación del nivel de servicio se incluyen los siguientes:

A) Velocidad y tiempo durante el recorrido. Estos elementos incluyen la velocidad de operación y el tiempo empleado durante el recorrido de un tramo de la carretera.

B) Interrupciones de tránsito o restricciones. El número de paradas por kilómetro, las demoras que éstas implican, la magnitud y la frecuencia en los cambios de velocidad necesarios para mantener la corriente de tránsito.

C) Libertad para maniobrar. Considera el grado de libertad para conducir manteniendo la velocidad de operación deseada.

D) Seguridad. Se refiere a evitar los accidentes y los riesgos potenciales.

E) Comodidad en el manejo. Considera el efecto de las condiciones de la carretera y del tránsito, así como el grado en que el servicio proporcionado por la carretera satisface las necesidades normales del conductor.

F) Economía. Considera el costo de operación del vehículo en la carretera.

Teóricamente, todos estos factores deberían incorporarse en la evaluación del nivel de servicio. Hasta el momento, sin embargo, no existen suficientes datos para determinar el valor relativo de algunos de los seis elementos antes mencionados.

Después de consideraciones cuidadosas, se eligió la velocidad durante el recorrido, como el factor principal para identificar el nivel de servicio. Se considera, además, un segundo factor que puede ser la relación volumen de demanda a capacidad, o bien, la relación volumen de servicio a capacidad, dependiendo del problema que se presente en una situación particular.

En la práctica, el segundo factor se refiere a la relación v/c. En problemas donde la demanda y la capacidad son conocidas y se desea obtener el nivel de servicio, v representa primordialmente la demanda; en cambio, cuando la capacidad y el nivel de servicio requeridos se especifican, v representa el volumen de servicio calculado.

La velocidad durante el recorrido usada como medida de nivel de servicio, puede ser la velocidad de operación o la velocidad global, dependiendo del tipo de camino. Las velocidades de operación se usan para aquellos caminos que tienen generalmente circulación continua, los cuales se encuentran en zonas rurales. La velocidad global se utiliza para arterias urbanas y calles del centro de la ciudad, en las cuales generalmente existe circulación discontinua.

Cada nivel de servicio debe considerarse como un rango de condiciones de operación, limitado por los valores de la velocidad durante el recorrido y por las relaciones volumen-capacidad.

Si bien, los valores de la velocidad y de los volúmenes de servicio tienen por objeto determinar los límites de un nivel de servicio, se considera que éstos representan la velocidad más baja aceptable y el volumen más alto del rango de ese nivel de servicio. Cuando las velocidades son altas y los volúmenes de servicio son más bajos que los valores dados, las condiciones de operación son mejores que las correspondientes a ese nivel de servicio. Conforme la densidad del tránsito se incrementa, la calidad del servicio baja, sólo por coincidencia se alcanzarán simultáneamente el límite inferior del rango de velocidades de operación y el límite superior del rango de volúmenes; usualmente uno de los límites gobernará en un caso particular. Una vez que se ha rebasado un límite, el servicio caerá al siguiente nivel.

De acuerdo con lo anterior, se ha establecido el siguiente criterio para determinar las relaciones de capacidad y nivel de servicio.

1. El volumen y la capacidad se expresan en número de vehículos ligeros por hora. El volumen de demanda y la capacidad pueden variar considerablemente a lo largo de un tramo de camino y a menudo los valores promedio para un tramo completo, pueden no representar adecuadamente las condiciones reales en todos los puntos de ese tramo. El grado de detalle que se requiere al dividir un tramo particular en subtramos, para su examen por separado, dependerá desde luego de la naturaleza del estudio.

2. El nivel de servicio estrictamente definido es aplicable a un tramo de camino de gran longitud. Este tramo puede acusar variaciones en las condiciones de operación en diferentes puntos o subtramos de su longitud total, debido a cambios en el volumen de demanda o en la capacidad. Las variaciones que surgen en la capacidad son resultado de diferentes condiciones a lo largo del camino, tales como cambios en el ancho, pendientes, enlaces, zonas de entrecruzamiento, restricciones en la distancia a obstáculos laterales e intersecciones. Las variaciones en el volumen de demanda son consecuencia de las variaciones en los volúmenes de tránsito que entran y salen en puntos irregularmente espaciados a lo largo del camino. El nivel de servicio del tramo deberá, dentro de ciertos límites, tomar en cuen-

ta el efecto de estos puntos y las limitaciones que los subtramos tienen sobre el tramo en estudio.

3. El análisis del volumen y de la velocidad de operación o velocidad global, se hace para cada punto o subtramo del camino. La velocidad de operación ponderada, o la velocidad global, se determina para el tramo completo, identificando de esta manera el nivel de servicio correspondiente.

4. Los elementos que se usan para medir la capacidad y los niveles de servicio, son variables cuyos valores pueden ser fácilmente obtenidos de los datos disponibles. Para la capacidad, estos elementos incluyen: el tipo de camino, las características geométricas, la velocidad de proyecto, la composición del tránsito y las variaciones en el volumen. Para el nivel de servicio, los elementos adicionales que se usan, incluyen la velocidad y las relaciones volumen-capacidad.

5. Para uso práctico, los valores de la capacidad y de las relaciones volumen-capacidad que definen los niveles de servicio, se establecen para cada uno de los siguientes tipos de caminos:

a) Autopistas y vías rápidas
b) Carreteras de carriles múltiples
c) Carreteras de dos y de tres carriles
d) Arterias urbanas
e) Calles del centro de la ciudad.

ELEMENTO	AUTOPISTAS	CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES	CARRETERAS DE DOS Y TRES CARRILES	ARTERIAS URBANAS	CALLES DEL CENTRO DE LA CIUDAD
ELEMENTOS BASICOS:					
Velocidad de Operación para el tramo	×	×	×		
Velocidad Global				×	×
Relación Volumen-Capacidad:					
a) Punto más crítico	×	×	×	×	
b) Cada subtramo	×	×	×	×	
c) Tramo completo	×	×	×	×	
ELEMENTOS ASOCIADOS:					
a) Velocidad de Proyecto ponderada	×	×	×		
b) Número de carriles	×	×			
c) Distancia de visibilidad			×		

TABLA 6-B. ELEMENTOS USADOS PARA EVALUAR EL NIVEL DE SERVICIO

Los niveles de servicio se establecen para diferentes puntos del camino, incluyendo intersecciones, enlaces y zonas de entrecruzamiento.

6 El criterio elegido para evaluar el nivel de servicio en los diferentes tipos de caminos, se muestra en la tabla 6-B.

6.4.4 Condiciones de operación para los diferentes niveles de servicio

Se distinguen seis niveles de servicio, para la identificación de las condiciones existentes al variar la velocidad y los volúmenes de tránsito, en una carretera.

Los niveles de servicio designados con las letras de la A a la F, del mejor al peor, comprenden la clasificación total de las operaciones de tránsito que pueden ocurrir.

El nivel de servicio A corresponde a una condición de flujo libre, con volúmenes de tránsito bajos y velocidades altas. La densidad es baja, y la velocidad depende del deseo de los conductores dentro de los límites impuestos y bajo las condiciones físicas de la carretera. No hay restricción en las maniobras ocasionadas por la presencia de otros vehículos; los conductores pueden mantener las velocidades deseadas con escasa o ninguna demora.

El nivel de servicio B corresponde a la zona de flujo estable, con velocidades de operación que comienzan a restringirse por las condiciones del tránsito. Los conductores tienen una libertad razonable para elegir sus velocidades y el carril de operación. Las reducciones de velocidad son razonables, con una escasa probabilidad de que el flujo del tránsito se reduzca.

El nivel de servicio C se encuentra en la zona de flujo estable, pero las velocidades y posibilidades de maniobra están más estrechamente controladas por los altos volúmenes de tránsito. La mayoría de los conductores perciben la restricción de su libertad para elegir su propia velocidad, cambiar de carriles o rebasar; se obtiene una velocidad de operación satisfactoria.

El nivel de servicio D se aproxima al flujo inestable con velocidades de operación aún satisfactorias, pero afectadas considerablemente por los cambios en las condiciones de operación. Las variaciones en el volumen de tránsito y las restricciones momentáneas al flujo, pueden causar un descenso importante en las velocidades de operación. Los conductores tienen poca libertad de maniobra con la consecuente pérdida de comodidad.

El nivel de servicio E no puede describirse solamente por la velocidad, pero representa la operación a velocidades aún más bajas que el nivel D, con volúmenes de tránsito correspondientes a la capacidad. El flujo es inestable y pueden ocurrir paradas de corta duración.

El nivel de servicio F corresponde a circulación forzada, las velocidades son bajas y los volúmenes inferiores a los de la capacidad. En estas condiciones generalmente se producen colas de vehículos a partir del lugar en que se produce la restricción. Las velocidades se reducen y pueden producirse paradas debidas al congestionamiento. En los casos extremos, tanto la velocidad como el volumen, puede descender a cero.

El concepto general de los niveles de servicio mencionados se muestra gráficamente en la Figura 6.15 y se ilustra con las fotografías de la Figura 6.16.

6.5 FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD Y EL VOLUMEN DE SERVICIO

Cuando las condiciones de un camino son ideales, la capacidad o el volumen de servicio a un nivel dado, son máximos. A medida que las condiciones del camino se alejan de las ideales, la capacidad o el volumen de servicio, se reducen. En consecuencia, en la mayoría de los caminos se tienen que aplicar factores de ajuste a la capacidad o al volumen de servicio, en condiciones ideales. Estos factores pueden dividirse en dos categorías: factores relativos al camino y factores relativos al tránsito.

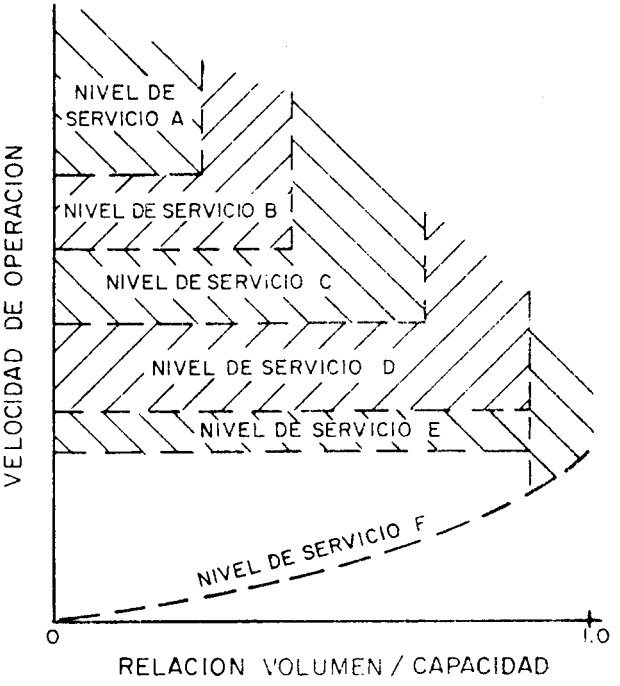


FIGURA 6.15. CONCEPTO GENERAL DE LOS NIVELES DE SERVICIO

Los factores mencionados reflejan la influencia de ciertos elementos en la capacidad, e indirectamente reflejan su efecto en la seguridad del camino, pues casi siempre que un elemento reduce el volumen de servicio es causa potencial de accidentes. No obstante, existen otros elementos que sin reducir el volumen, afectan la seguridad.

A la fecha, no se han evaluado todos los factores que afectan a la capacidad o el volumen de servicio, ni se ha determinado su influencia con exactitud.

6.5.1 Factores relativos al camino

Los factores relativos al camino son todos aquellos elementos físicos. propios del diseño geométrico, que tienen influencia directa o indirecta en la capacidad y en el volumen de servicio. Estos factores son: el ancho de carril, los obstáculos laterales, los acotamientos, los carriles auxiliares, las condiciones de la superficie de rodamiento y las características de los alineamientos horizontal y vertical.

A) Ancho de carril. Los carriles más angostos que 3.65 m tienen menor capacidad en condiciones de circulación continua, que los carriles de esa dimensión aceptados como ideales. En caminos de dos carriles, un

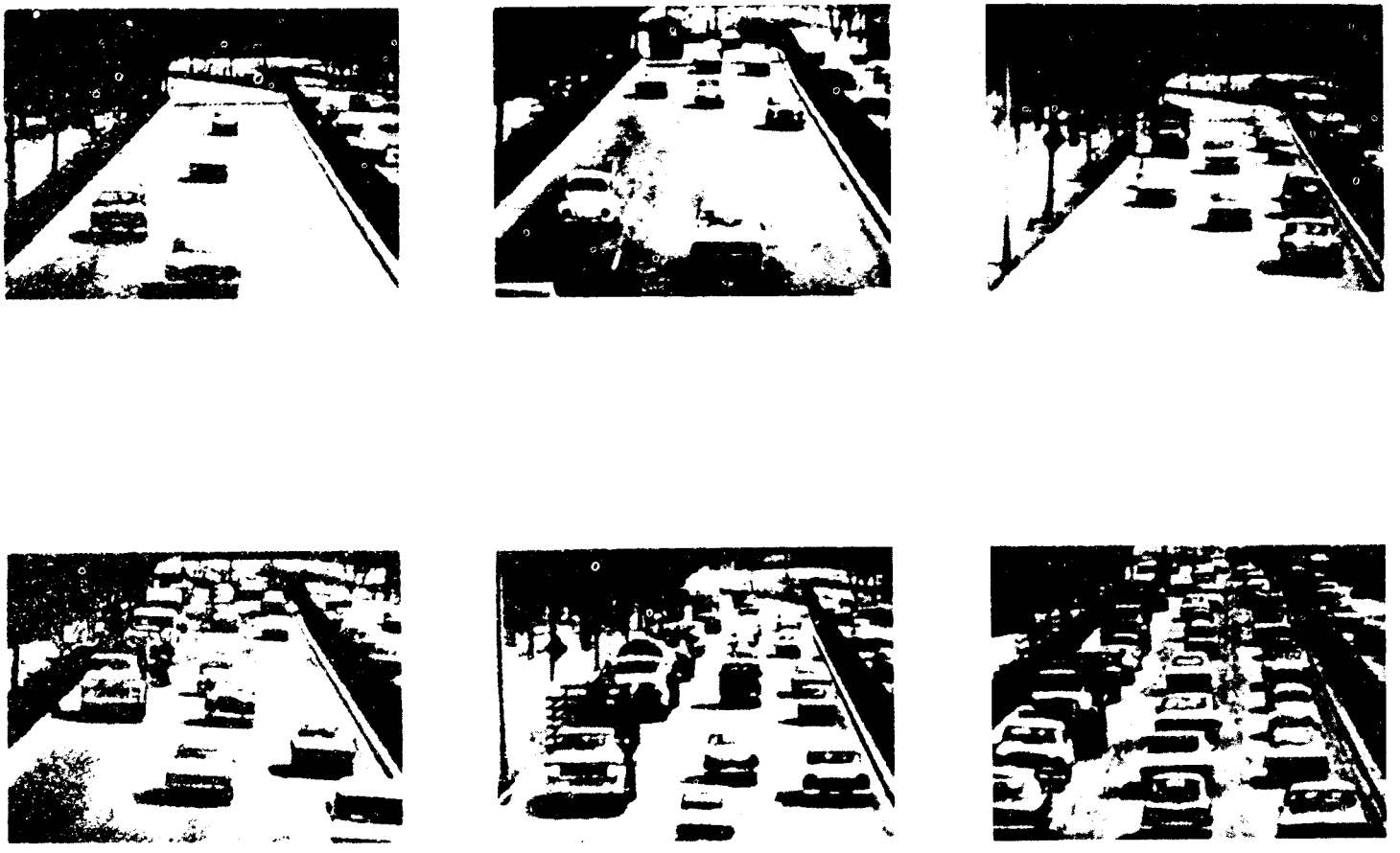


FIGURA 6.16. NIVELES DE SERVICIO

vehículo que realiza una maniobra de rebase tiene que invadir el carril izquierdo en un período más largo si los carriles son angostos que cuando son anchos, con la consiguiente reducción en la capacidad. En las carreteras de varios carriles, un mayor número de vehículos invade o sobrepasa las líneas de carril cuando los carriles son angostos, ocupando dos carriles en vez de uno, reduciendo la capacidad por carril.

B) Obstáculos laterales. Los obstáculos laterales, tales como muros, postes, árboles, señales, estribos de pasos a desnivel, parapetos de puentes y vehículos estacionados, que se encuentran a menos de 1.80 m de la orilla de un carril de tránsito, reducen el ancho efectivo de ese carril. Los obstáculos con 0.20 m o menos de altura, como las guarniciones, no tienen influencia significativa en el ancho del carril.

Cuando los obstáculos laterales no son continuos en toda la longitud del camino, una obstrucción aislada puede constituir un estrangulamiento. Sin embargo, esta condición ocurre para altos volúmenes de tránsito; a volúmenes bajos, el mismo obstáculo no produce ningún efecto. Por otra parte, cuando el obstáculo lateral persiste en un tramo largo de carretera, el conductor llega a acostumbrarse a él, de tal manera que después de un tiempo, el efecto del obstáculo en el ancho del carril es menor. Es importante analizar cada caso en especial, teniendo en mente el volumen de servicio, la altura del obstáculo y la longitud del mismo. Cabe hacer notar que la distancia de 1.80 m a los obstáculos laterales, considerada ideal desde el punto de vista de la capacidad, no necesariamente es la ideal desde el punto de vista de la seguridad.

C) Combinación del ancho de carril y la distancia a obstáculos laterales. Dado que los obstáculos laterales producen el mismo efecto que el ancho de carril, en la práctica puede considerarse el efecto combinado de ambos elementos. En las tablas 6-D, 6-J y 6-L se muestra el efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales en uno o en ambos lados de la calzada, para los diferentes tipos de camino. Cuando los obstáculos laterales existen en ambos lados pero a diferente distancia, se promedian los factores correspondientes.

D) Acotamientos. En ninguna ocasión son más necesarios los acotamientos de ancho suficiente, que cuando se están usando los carriles a toda su capacidad. Si no se tiene un lugar de refugio fuera de los carriles de tránsito, un vehículo que se descomponga puede reducir la capacidad del camino en más de lo que corresponde a la capacidad de un carril, especialmente si los carriles son de un ancho menor de 3.65 m. El vehículo averiado obstruye el carril por él ocupado y además, reduce la capacidad de los carriles adyacentes, puesto que los demás vehículos deben circular en menos carriles y con velocidades más bajas que la prevista. En estas condiciones, una avería secundaria de otro vehículo que reduzca la velocidad aún más, puede causar el congestionamiento total del camino.

Además de mantener la capacidad de la carretera proporcionando refugio a los vehículos descompuestos, los acotamientos pueden incrementar el ancho efectivo del camino. Para carriles con anchos menores de 3.65 m, los acotamientos con un ancho de 1.20 m o más, incrementan el ancho efectivo de los carriles adyacentes en 0.30 m.

E) Carriles auxiliares. Un carril auxiliar es la parte adicional a la calzada, en una longitud limitada, que se usa para: estacionamiento momentáneo, cambios de velocidad, entrecruzamiento, vueltas, separación de vehícu-

los lentos en pendientes ascendentes, y otros fines que auxilien a la circulación del tránsito de la vía principal.

Los carriles auxiliares se diseñan para permitir la utilización efectiva de la carretera y mejorar el nivel de servicio de los carriles principales de tránsito, evitando los congestionamientos. En consecuencia, no tienen un efecto directo en la capacidad de la vía principal.

F) Estado de la superficie de rodamiento. El deterioro de la superficie de rodamiento afecta adversamente el nivel de servicio, sobre todo en lo referente a velocidad, comodidad, economía y principalmente, seguridad. No obstante, en las carreteras con altos volúmenes de tránsito, es raro que la conservación sea tan deficiente que no puedan obtenerse velocidades de 50 km/h, velocidad aproximada a la cual se alcanza la capacidad.

A la fecha, no se han podido determinar factores que reflejen el efecto del estado de la superficie de rodamiento, cuando esté deteriorada; la velocidad de operación es menor a aquella que se obtendría con una superficie en buen estado, a menos que con sacrificio de la seguridad se conserve una velocidad alta.

G) Alineamiento. Los alineamientos horizontal y vertical de un camino afectan en gran medida la capacidad y el nivel de servicio del mismo. En general, los alineamientos están diseñados en base a la velocidad de proyecto; sin embargo, como ésta puede variar a lo largo del camino debido a la configuración del terreno, lo que se utiliza es un promedio ponderado, que refleje con mayor veracidad las condiciones requeridas para el nivel de servicio.

En el alineamiento vertical, las restricciones a las distancias de visibilidad de rebase se consideran a través del porcentaje de la longitud del tramo de camino en estudio, que tiene distancias de visibilidad menores que la distancia de visibilidad de rebase, la cual para efectos de capacidad, se ha considerado de 500 m. Las restricciones a estas distancias de visibilidad tienen efecto solamente en los caminos de dos carriles.

El efecto de la velocidad de proyecto ponderada y de la distancia de visibilidad de rebase, está considerado en los valores de la relación v/c de las tablas de cálculo correspondientes (6-C, 6-I y 6-K) citadas más adelante.

Los alineamientos tienen su efecto principal en el volumen de servicio; sin embargo, también afectan a la capacidad, aunque en menor grado.

H) Pendientes. Las pendientes afectan a los volúmenes de servicio en las siguientes formas:

1. Reduciendo la distancia de visibilidad de rebase, en caminos de dos carriles.

2. Reduciendo o aumentando las distancias de frenado en pendientes ascendentes o descendentes respectivamente, lo cual ocasiona espaciamientos más cortos entre vehículos que están subiendo una pendiente, o bien, aumenta el espaciamiento entre vehículos que descienden, ya que éstos tienen que mantener una distancia de seguridad.

3. Reduciendo la velocidad de los vehículos pesados en pendientes ascendentes, interfiriendo a los vehículos ligeros.

En lo que concierne al análisis de la operación del camino, lo que interesa conocer es el efecto de las pendientes sobre la velocidad de los vehículos pesados y la influencia que tiene esta reducción de velocidad en los volúmenes y niveles de servicio del camino.

Por lo general, los vehículos pesados inician el ascenso de una pendiente a la mayor velocidad que les permite el alineamiento horizontal y el estado de la superficie de rodamiento. A medida que van subiendo van reduciendo su velocidad, efecto que se hace más marcado en pendientes pronunciadas. Cualquier reducción en la velocidad de los caminos afecta el nivel de servicio, pero la capacidad no se ve afectada mientras la velocidad no sea menor a 50 km/h. Luego, existe una longitud de pendiente más allá de la cual se empieza a reducir la capacidad.

Las relaciones entre la velocidad de los vehículos pesados al iniciar el ascenso, las pendientes y la velocidad a una distancia cualquiera sobre la pendiente, han sido tratadas ya en el capítulo relativo a Elementos Básicos para el Proyecto (Inciso 5.2.2.). Sin embargo, en aplicaciones a problemas de capacidad, en la práctica lo que se necesita no son las características específicas de la velocidad en cada punto de la pendiente, sino las características de la velocidad media en diferentes pendientes y las longitudes de las mismas. Las relaciones correspondientes entre la velocidad media, las pendientes y sus longitudes, están representadas por las curvas de las Figuras 6.17-A, 6.17-B y 6.17-C; estas curvas han sido desarrolladas considerando relaciones peso/potencia, de 90, 120 y 180 kg/HP, representativas de los vehículos pesados de proyecto de dos ejes, tres ejes y cuatro o más ejes, respectivamente.

El conocimiento del efecto de una pendiente particular en la velocidad de los camiones, no es suficiente por sí mismo para determinar su efecto en la capacidad. Es necesario conocer también el efecto que tienen los camiones y autobuses en el volumen y el efecto de cada uno, en términos equivalentes de vehículos ligeros o "vehículos ligeros equivalentes". En consecuencia, para determinar el efecto de la pendiente en la capacidad, la información presentada aquí, se aplica en combinación con la señalada en el inciso 6.5.2, correspondiente a "Factores relativos al tránsito" y específicamente en el apartado A), relativo a camiones.

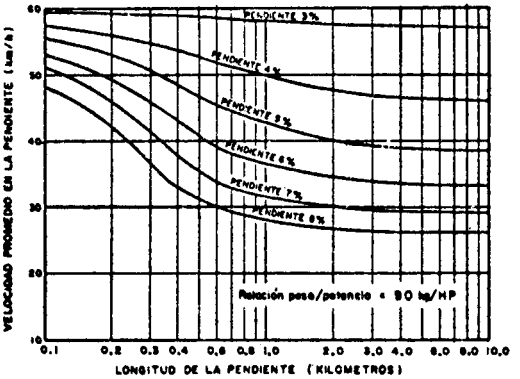
I) Carriles auxiliares de ascenso. La mayor diferencia entre la velocidad de un vehículo pesado y la de un vehículo ligero, ocurre en pendientes fuertes y sostenidas. En estos tramos el número de vehículos ligeros equivalentes por vehículo pesado es superior al equivalente para terrenos planos, lo cual se traduce en volúmenes de servicio más bajos.

Los carriles auxiliares de ascenso constituyen una solución para mejorar la capacidad y el nivel de servicio en pendientes sostenidas fuertes, pues se reduce substancialmente el efecto de los vehículos pesados en la carretera. En general, suele proporcionarse un carril auxiliar de ascenso cuando el tránsito sea tal, que si no se contara con el carril adicional, el nivel de servicio sería inferior al deseado.

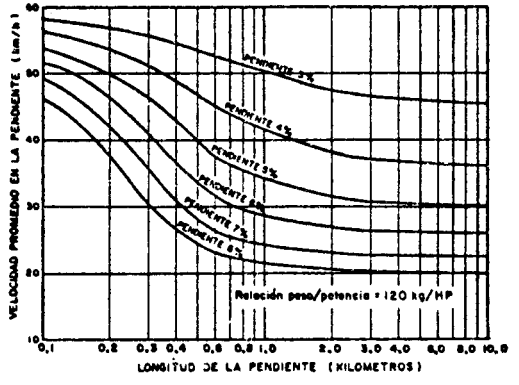
No puede establecerse un criterio general para su uso, pues en cada caso la localización del carril adicional tiene una influencia decisiva.

6.5.2 Factores relativos al tránsito

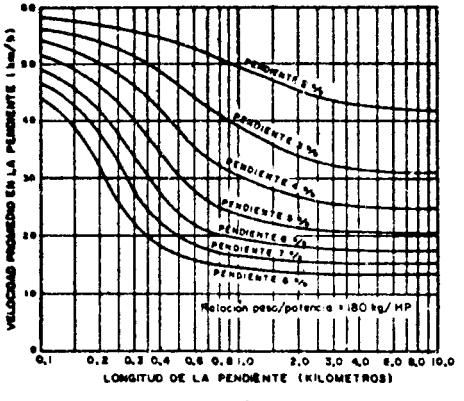
Los factores relativos al tránsito son todos aquellos que tienen influencia en la capacidad y el volumen de servicio de un camino, tales como la composición, distribución y variación del tránsito y los hábitos y deseos del conductor. Los factores principales que influyen en la capacidad y/o el volumen de servicio son: los camiones, los autobuses, la



- A -



- B -



- C -

FIGURA 6.17. VELOCIDAD PROMEDIO DE LOS VEHICULOS PESADOS EN DIFERENTES PENDIENTES

distribución por carril, la variación en el volumen de tránsito y las interrupciones del mismo.

A) Camiones. Los camiones reducen la capacidad de un camino en términos del total de vehículos que circulan por hora. Cada camión desplaza a varios vehículos ligeros en la circulación; a este número de vehículos, como ya se mencionó anteriormente, se le llama "vehículos ligeros equivalentes". En terreno plano donde los camiones circulan a velocidades semejantes a la de los vehículos ligeros, un camión equivale a dos vehículos ligeros en carreteras de varios carriles y a dos o tres en carreteras de dos carriles. Dependiendo del nivel de servicio, estos valores son apropiados para pendientes descendentes.

En pendientes ascendentes, el número de vehículos ligeros equivalentes varía ampliamente, dependiendo de lo pronunciado y de la longitud de la pendiente, así como del número de carriles.

Para un análisis aproximado de la operación es suficiente con usar un solo número de vehículos equivalentes; sin embargo, un análisis detallado requerirá emplear el número de vehículos ligeros equivalentes para cada pendiente, de acuerdo con su longitud y magnitud.

1. Caminos de dos carriles. En caminos de dos carriles, el número de vehículos ligeros equivalentes puede determinarse obteniendo las velocidades y espaciamientos de los vehículos a diversos volúmenes de tránsito en carreteras con diferentes alineamientos, obteniéndose un valor medio de la equivalencia de vehículos ligeros para cada condición. Si la determinación se realiza con mayor detalle, pueden obtenerse los vehiculos ligeros equivalentes por cada tipo de camión, clasificándolos por grupos de acuerdo a su velocidad.

El número de vehículos ligeros equivalentes, para niveles de servicio B y C en tramos de gran longitud, que incluyan tanto pendientes ascendentes como descendentes combinadas con tramos a nivel, es de cinco para caminos en lomerío y diez para caminos en terreno montañoso. En los niveles de servicio D y E son de cinco y doce respectivamente.

La equivalencia de vehículos ligeros para cualquier nivel de servicio en una pendiente ascendente sostenida, se incrementa conforme disminuye la velocidad de los camiones, debido a que es mayor la diferencia entre la velocidad normal de los vehículos ligeros y la de los camiones. La equivalencia se incrementa mucho más a niveles de servicio más bajos, debido a que el rebase se dificulta cada vez más, hasta que finalmente se hace imposible. Sin embargo, en caminos de dos carriles, el equivalente de vehículos ligeros aparentemente cambia muy poco si no es que nada, con un cambio en el porcentaje de camiones, cuando las características geométricas del camino se mantienen constantes.

La Figura 6.18 muestra la forma en que varía la equivalencia de vehículos ligeros, con la variación de la velocidad media de los camiones, cuando éstos circulan en cualquier pendiente de un camino de dos carriles.

Con las velocidades medias de los camiones en las pendientes, indicadas en las curvas de las Figuras 6.17-A, 6.17-B y 6.17-C y las curvas de equivalencias de la Figura 6.18, se han obtenido los valores de vehículos ligeros equivalentes por camión, representativos de los vehículos de proyecto cuyas relaciones peso/potencia son de 90, 120 y 180 kg/HP. Estos valores se muestran en las tablas 6-N.1, 6-N.2 y 6-N.3.

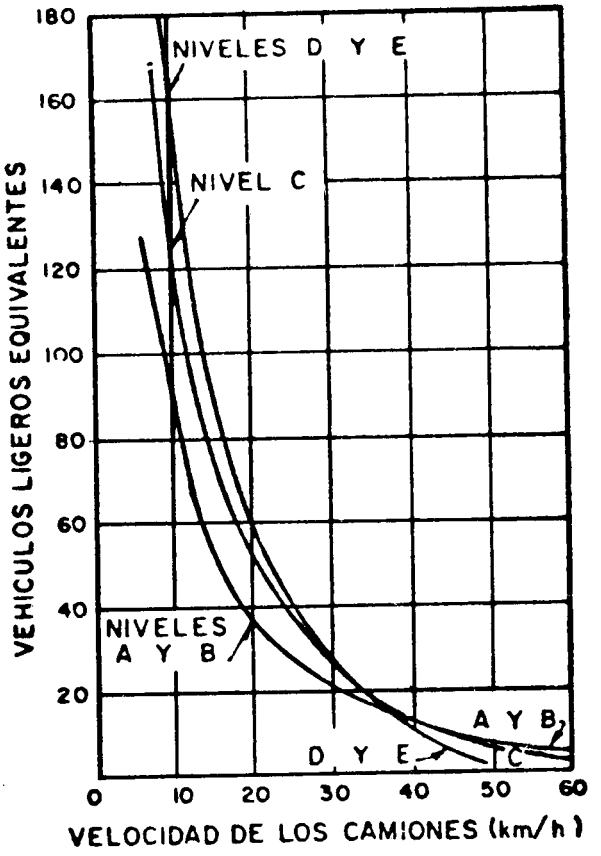


FIGURA 6.18 VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION, PARA DIFERENTES VELOCIDADES MEDIAS DE LOS CAMIONES EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

Cualquier volumen de tránsito mixto puede convertirse en vehículos ligeros equivalentes, multiplicando por el factor de ajuste de camiones: $(100 - P_T + E_T P_T)/100$, en donde P_T es el porcentaje de camiones y E_T los vehículos ligeros equivalentes a un camión.

Análogamente, cualquier volumen de vehículos ligeros puede convertirse a tránsito mixto, multiplicándolo por el factor: $100/(100 - P_T + E_T P_T)$.

2. Caminos de carriles múltiples. En caminos de varios carriles, el efecto de los camiones en la capacidad, presenta aún más incertidumbre que para caminos de dos carriles, debido a que no está bien definido el efecto que produce la distribución del tránsito por carril, las maniobras de rebase entre camiones y los factores psicológicos de los conductores. Estas influencias hacen que la obtención de los vehículos ligeros equivalentes por los métodos usados para caminos de dos carriles, se convierta en una tarea mucho más compleja.

La investigación en este campo ha sido bastante limitada y la que se ha llevado a cabo ha sido restringida principalmente al nivel de servicio B. La Figura 6.19 muestra los resultados de esta investigación. Los vehículos ligeros equivalentes, que se usarán más adelante en la determinación de capacidades y volúmenes de servicio en carreteras de carriles múltiples, han sido obtenidos tomando como base la investigación antes citada para el nivel de servicio B, racionalizando los valores para otros niveles.

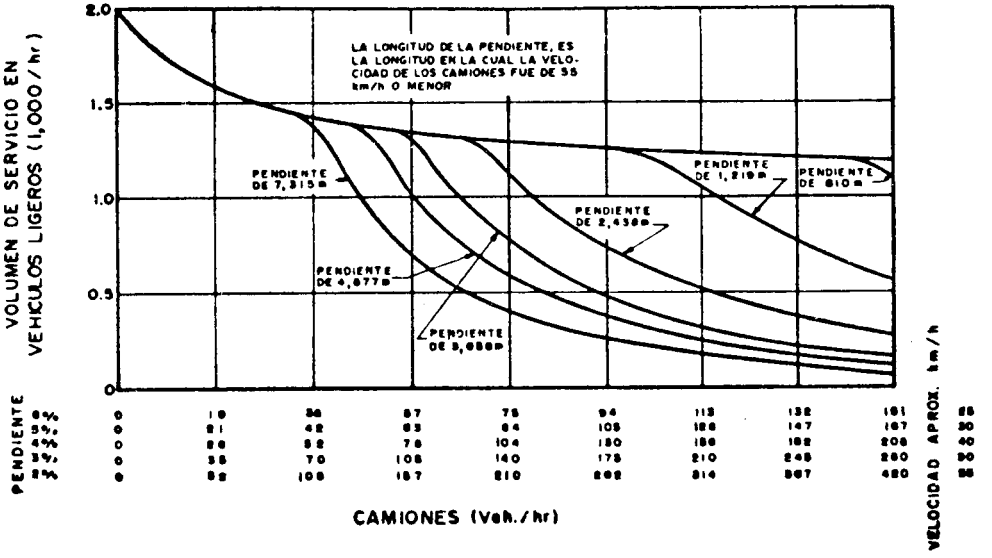


FIGURA 6.19. VOLUMENES DE SERVICIO EQUIVALENTES POR CAMION EN FUNCION DE LAS PENDIENTES EN CAMINOS CON DOS CARRILES EN UN SENTIDO DE CIRCULACION, A NIVEL DE SERVICIO B

El número de vehículos ligeros equivalentes que se ha considerado para niveles de servicio de B a E, es de cuatro para caminos en terreno de lomerío y de ocho para caminos en terreno montañoso. En la obtención de estas equivalencias no se hace distinción entre autopistas y caminos de carriles múltiples.

Para aquellos casos en que el análisis involucre subtramos específicos o pendientes pronunciadas sostenidas, las equivalencias de vehículos ligeros por camión que deben aplicarse se indican en la tabla 6-G.

De la misma manera que para caminos de dos carriles, el volumen de servicio en vehículos ligeros puede convertirse a tránsito mixto y viceversa.

B) Autobuses. Los autobuses foráneos afectan la capacidad o volumen de servicio de manera semejante a los camiones, pero en menor grado. Los estudios disponibles permiten suponer que el número de *ye-*

hículos ligeros equivalentes por autobuses es de uno punto seis, tres y cinco, para caminos de carriles múltiples, y de dos, cuatro y seis, para caminos de dos carriles, en terreno plano, en lomerío y montañoso, respectivamente.

En la práctica rara vez se toma en cuenta el efecto de los autobuses y por lo general se consideran como camiones; sin embargo, es necesario considerarlos cuando el volumen de autobuses es importante o se encuentran fuertes pendientes. El factor de ajuste para convertir el tránsito mixto a vehículos ligeros se obtendrá de la siguiente expresión: $(100-P_B+E_B\ P_B)/100$, en donde P_B es el porcentaje de autobuses en la corriente del tránsito y E_B es el número de vehículos ligeros equivalentes por autobús.

C) Distribución por carril. En las carreteras de carriles múltiples no todos los carriles llevan el mismo volumen de tránsito y su distribución por carril es un factor que debe tomarse en cuenta en la determinación de la capacidad. Sin embargo, no es necesario hacer un ajuste especial, porque en donde este problema es importante, como por ejemplo en los enlaces y en los entrecruzamientos, su efecto está considerado en el diseño de estos elementos.

D) Variaciones en el volumen de tránsito. En general, el volumen horario de proyecto se determina aplicando un porcentaje al tránsito promedio diario anual.

Esta determinación considera implícitamente la variación del volumen horario durante las horas de todo un año. Sin embargo, en algunas carreteras o elementos de ellas, no basta considerar la fluctuación del volumen horario en el año, sino que se requiere conocer la fluctuación en intervalos de tiempo menores de una hora. Esta fluctuación se considera a través del "Factor de la Hora de Máxima Demanda", que es la relación entre el volumen de tránsito en la hora de máxima demanda y la máxima proporción del flujo durante un intervalo de tiempo dentro de esa hora. Este intervalo se considera de cinco minutos para autopistas y de quince minutos para intersecciones. El factor de la hora de máxima demanda en autopistas varía usualmente entre 0.70 y 0.95; en intersecciones el valor del factor varía alrededor de 0.85. Se hace notar que cuando el factor de la hora de máxima demanda se acerca a la unidad (valor máximo), el flujo de tránsito tiende a ser uniforme.

E) Interrupciones en el tránsito. Existen elementos en el camino que con alguna frecuencia pueden interrumpir la circulación del tránsito, afectando el nivel de servicio. Cuando el nivel de servicio es alto, una interrupción momentánea en la circulación del tránsito no será grave. Sin embargo, cuando el volumen de servicio se acerca a la capacidad, la misma interrupción podrá ocasionar que se formen grandes colas, con el consiguiente congestionamiento.

Se han dividido las interrupciones del tránsito en dos grandes categorías: las ocasionadas por intersecciones a nivel y otras interrupciones.

Las intersecciones a nivel constituyen el tipo más común de interrupción y el más difícil de eliminar, ya que implica que dos corrientes de tránsito diferentes tengan que compartir una área común del camino. Su influencia sobre los volúmenes de servicio es tan grande, que en la mayoría de los casos donde existen, gobiernan la determinación de la capacidad y no pueden ser tratadas como ajustes al flujo continuo. Entre las otras interrupciones están las casetas de cobro, puentes levadizos, e

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		VOLUMEN DE SERVICIO - CAPACIDAD (v/c)[a]					VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES, INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h (TOTAL DE VEHICULOS LIGEROS POR HORA EN UN SENTIDO)															
	DESCRIPCION	VELOCIDAD DE OPERACION (km/h)	VALOR LIMITE PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h.			VALOR APROXIMADO PARA CUALQUIER NUMERO DE CARRILES con velocidad de proyecto ponderada de		4 CARRILES dos para cada sentido				6 CARRILES tres para cada sentido				8 CARRILES cuatro para cada sentido				PARA CADA CARRIL ADICIONAL A CUATRO CARRILES EN UNA DIRECCION			
			4 CARRILES dos para cada sentido	6 CARRILES tres para cada sentido	8 CARRILES cuatro para cada sentido	95 km/h	80 km/h															
A	FLUJO LIBRE	≥ 95	≤ 0.35	≤ 0.40	≤ 0.43	—[b]	—[b]	1400				2400				3400				1000			
B	FLUJO ESTABLE Vel Superior del rango	≥ 90	≤ 0.50	≤ 0.58	≤ 0.63	≤ 0.25	—[b]	2000				3500				5000				1500			
FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA (FHMD)[c]								0.77	0.83	0.91	1.00[d]	0.77	0.83	0.91	1.00[d]	0.77	0.83	0.91	1.00[d]	0.77	0.83	0.91	1.00[d]
C	FLUJO ESTABLE	≥ 80	≤ 0.75 x FHMD	≤ 0.80 x FHMD	≤ 0.83 x FHMD	≤ 0.45 x FHMD	—[b]	2300	2500	2750	3000	3700	4000	4350	4800	5100	5500	6000	6600	1400	1500	1650	1800
D	FLUJO PROXIMO AL INESTABLE	≥ 65	≤ 0.90 x FHMD			≤ 0.80 x FHMD	≤ 0.45 x FHMD	2800	3000	3300	3600	4150	4500	4900	5400	5600	6000	6600	7200	1400	1500	1650	1800
E[f]	FLUJO INESTABLE	50-55[e]	≤ 1.00					4000[e]				6000[e]				8000[e]				2000[e]			
F	FLUJO FORZADO	< 50	NO SIGNIFICATIVO					MUY VARIABLE (desde cero hasta la capacidad)															

a). — La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel.
b). — La velocidad de operación requerida para este nivel no se alcanza aún a bajos volúmenes.
c) — El factor de hora de máxima demanda para autopistas es la relación entre el volumen de una hora completa y el valor más alto del flujo que ocurre durante un intervalo de 5 minutos dentro de la hora de máxima demanda.
d). — Un factor de hora de máxima demanda de uno raramente se alcanza; los valores en la tabla deben considerarse como los valores máximos del flujo medio que probablemente se obtegan durante el intervalo de máxima demanda de 5 minutos dentro de la hora de máxima demanda.
e). — Aproximadamente.
f). — Capacidad.

TABLA 6-C. NIVELES DE SERVICIO Y VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS PARA AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

intersecciones a nivel con ferrocarril. Estas interrupciones involucran necesariamente un tiempo de espera del tránsito continuo, originando la formación de colas de vehículos, cuyos efectos pueden repercutir en puntos críticos del camino antes de la interrupción.

6.6 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS

El propósito de las autopistas y vías rápidas es el de proporcionar a los usuarios, un nivel de servicio alto a través del movimiento rápido del tránsito, y de evitar interferencias externas. Esto se logra al eliminar el acceso directo a las propiedades en favor de un servicio sin interrupciones; lo anterior trae generalmente como consecuencia, una gran demanda del usuario por este tipo de caminos.

A continuación se describirán los procedimientos básicos para la determinación de los volúmenes de servicio y las capacidades en tramos de autopistas. Una aplicación directa es aquella en que se tiene como dato la demanda del tránsito, y se ha elegido el nivel de servicio deseado; el problema a resolver consiste en proyectar todos los tramos y características del camino, en concordancia con el nivel establecido.

Si un tramo de la autopista funciona a un nivel más bajo que el nivel de servicio elegido, su influencia puede alcanzar una longitud considerable, por lo que es conveniente que cada tramo guarde el equilibrio apropiado, en relación con todos los demás puntos del camino. Este equilibrio no implica necesariamente velocidades de operación o condiciones idénticas en todo el camino.

Para un nivel de servicio dado, los conductores aceptan velocidades un tanto menores a través de situaciones críticas, tales como pendientes pronunciadas, zonas de entrecruzamiento y enlaces, así como en el cruce de intersecciones a nivel.

Como ya se mencionó con anterioridad, las velocidades de operación y las relaciones volumen de demanda-capacidad o volumen de servicio-capacidad (relaciones v/c), son los factores más apropiados para usarse en la identificación de los niveles de servicio. Estos mismos factores se utilizarán por consiguiente, para el análisis en el caso particular de autopistas y vías rápidas.

En la tabla 6-C se describen los diferentes niveles de servicio en autopistas y vías rápidas, incluyendo los límites de la velocidad de operación y las relaciones v/c tanto para el alineamiento ideal (velocidad de proyecto de 110 km/h) como para el alineamiento restringido (velocidad de proyecto menor de 110 km/h), conjuntamente con los correspondientes volúmenes de servicio máximos y las capacidades para varios carriles bajo condiciones de circulación continua.

6.6.1 Elementos críticos que requieren consideración

Las características de la operación del tránsito y por consiguiente, el proyecto de cada tramo crítico, deberá estar en armonía con el nivel de servicio adoptado como mínimo para todo el camino. Idealmente, esta armonía requerirá que el nivel de servicio sea uniforme en todos los pun-

tos, lo cual no siempre es posible en la práctica. Lo que debe hacerse es establecer un nivel de servicio promedio, representativo de todo el tramo de camino, de tal manera que cada lugar con niveles de operación críticos, cumpla por lo menos con el nivel de servicio adoptado como mínimo. Esto significa que algunas partes del tramo tendrán niveles de servicio mayores que los puntos donde hay restricciones, aun cuando no necesariamente tan altos, que caigan en una clasificación diferente de nivel de servicio. Las variaciones entre subtramos adyacentes nunca deberán exceder un nivel.

Entre las situaciones comunes, las siguientes son las que requieren análisis y verificación: Incrementos repentinos en la demanda del tránsito (enlaces de entrada o zonas de entrecruzamiento); creación de conflictos intervehiculares dentro de la corriente del tránsito, por cambio en las condiciones del camino (reducción en el número de carriles de tránsito, enlaces de salida, pendientes, zonas de entrecruzamiento); variaciones en la naturaleza de la demanda del tránsito (variación en el porcentaje de camiones); influencias adversas por alineamiento restringido (curvas muy cerradas); y cambios obligatorios en las condiciones de circulación del tránsito (en intersecciones a nivel de vías rápidas).

El mayor problema, después de identificar un lugar con un nivel de servicio por abajo del adoptado, es el de ajustar las condiciones del proyecto, de tal manera que se proporcione al nivel de servicio deseado. Para tal ajuste, la primera consideración debe ser la de que los volúmenes de demanda nunca excedan los volúmenes de servicio correspondientes al nivel de servicio adoptado, si es que ese nivel debe conservarse en todo el tramo.

A) Ancho de carril y distancia a obstáculos laterales. En la tabla 6-D se indican los factores de ajuste que deben ser aplicados para corregir las restricciones causadas por el ancho de carril y la distancia a obstáculos laterales.

Es conveniente señalar que se ha observado que los conductores que usan regularmente una autopista, se ajustan rápidamente a la presencia de obstáculos laterales continuos como puede ser una defensa, lo que ocasiona que los factores de ajuste mostrados en la tabla 6-D, sean excesivos. Cuando se tienen elementos continuos específicamente diseñados para la seguridad del tránsito puede ser conveniente, a criterio, aplicar un ajuste menor.

B) Camiones, autobuses y pendientes. Debido a que los camiones y autobuses son más grandes que los vehículos ligeros, éstos ocupan mayor espacio; de ahí, que siempre deberá considerarse su influencia en los volúmenes de servicio de autopistas.

Desde el punto de vista del volumen de servicio y de la capacidad, el principal criterio para evaluar las pendientes, es su efecto en las características de operación de camiones y autobuses. El efecto que tienen los camiones en un tramo largo de autopista, es diferente del efecto sobre una pendiente específica dentro de ese tramo.

Distancia desde la orilla del carril al obstáculo (en m)	Factor de ajuste, W, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales							
	Obstáculos a un lado de un sentido de circulación				Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación			
	Carriles en metros				Carriles en metros			
	3.65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
Carretera dividida de 4 carriles								
1.80	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
1.20	0.99	0.96	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
0.60	0.97	0.94	0.88	0.79	0.94	0.91	0.86	0.76
0.00	0.90	0.87	0.82	0.73	0.81	0.79	0.74	0.66
Carretera dividida de 6 y 8 carriles								
1.80	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
1.20	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
0.60	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.85	0.75
0.00	0.94	0.91	0.85	0.74	0 91	0.87	0.81	0.70

TABLA 6-D. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS CON CIRCULACION CONTINUA

La tabla 6-E presenta valores medios de la equivalencia de vehículos ligeros por camión en tramos largos de autopistas y vías rápidas para varias condiciones del terreno. Estas se aplican a todos los niveles de servicio, excepto al nivel A, para el cual no son factibles los valores medios. En la misma tabla, se dan las equivalencias aproximadas para autobuses, en aquellos casos donde su volumen es importante.

Estas equivalencias pueden usarse en los análisis de tramos largos de autopistas, que incluyen pendientes y subtramos a nivel, y no deben usarse para los análisis detallados de pendientes específicas.

NIVEL DE SERVICIO		EQUIVALENTE, PARA:		
		TERRENO PLANO	TERRENO EN LOMERIO	TERRENO MONTAÑOSO
A		Muy variable; a este nivel uno ó más camiones tienen prácticamente la misma influencia sobre el volumen de servicio. Para el análisis, úsense las equivalencias indicadas para los niveles B hasta E.		
B hasta E	E_T Para camiones	2	4	8
	E_B Para autobuses*	1.6	3	5

*- En la mayoría de los análisis no se consideran por separado; aplíquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea importante.

TABLA 6-E. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION Y POR AUTOBUS PARA TRAMOS LARGOS DE AUTOPISTAS, VIAS RAPIDAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

Para el análisis de pendientes específicas sostenidas en autopistas, en la tabla 6-F se indican las equivalencias de vehículos ligeros, las cuales representan el grado en que la capacidad y los volúmenes de servicio pueden ser afectados desfavorablemente.

La eficiencia relativamente buena de los autobuses en la mayoría de las pendientes, conduce a usar una equivalencia general de 1.6. Sin embargo, cuando la pendiente es larga y pronunciada y los volúmenes de autobuses son fuertes, puede ser deseable hacer consideraciones especiales. Para estos casos, en la tabla 6-G se indican las equivalencias de vehículos ligeros por autobús.

PENDIENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (KM)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS, E_t									
		Niveles de servicio entre A y C para:					Niveles de servicio D y E para:				
		3% CAMIONES	5% CAMIONES	10% CAMIONES	15% CAMIONES	20% CAMIONES	3% CAMIONES	5% CAMIONES	10% CAMIONES	15% CAMIONES	20% CAMIONES
0-1	TODAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	0.4-0.8	5	4	4	3	3	5	4	4	3	3
	1.2-1.6	7	5	5	4	4	7	5	5	4	4
	2.4-3.2	7	6	6	6	6	7	6	6	6	6
	4.8-6.4	7	7	8	8	8	7	7	8	8	8
3	0.4	10	8	5	4	3	10	8	5	4	3
	0.8	10	8	5	4	4	10	8	5	4	4
	1.2	10	8	6	5	5	10	8	5	4	5
	1.6	10	8	6	5	6	10	8	6	5	6
	2.4	10	9	7	7	7	10	8	7	7	7
	3.2	10	9	8	8	8	10	9	8	8	8
	4.8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	6.4	10	10	11	11	11	10	10	11	11	11
4	0.4	12	9	5	4	3	13	9	5	4	3
	0.8	12	9	5	5	5	13	9	5	5	5
	1.2	12	9	7	7	7	13	9	7	7	7
	1.6	12	10	8	8	8	13	10	8	8	8
	2.4	12	11	10	10	10	13	11	10	10	10
	3.2	12	11	1	11	11	13	12	11	11	11
	4.8	12	12	13	13	13	13	13	14	14	14
	6.4	12	13	15	15	14	13	14	16	16	15
5	0.4	13	10	6	4	3	14	10	6	4	3
	0.8	13	11	7	7	7	14	11	7	7	7
	1.2	13	11	9	8	8	14	11	9	8	8
	1.6	13	12	10	10	10	14	13	10	10	10
	2.4	13	13	12	12	12	14	14	13	13	13
	3.2	13	14	14	14	14	14	15	15	15	15
	4.8	13	15	16	16	15	14	17	17	17	17
	6.4	15	17	19	19	17	16	19	22	21	19
6	0.4	14	10	6	4	3	15	10	6	4	3
	0.8	14	11	8	8	8	15	11	8	8	8
	1.2	14	12	10	10	10	15	12	10	10	10
	1.6	14	13	12	12	11	15	14	13	13	11
	2.4	14	14	14	14	13	15	16	15	15	14
	3.2	14	15	16	16	15	15	18	18	18	16
	4.8	14	16	18	18	17	15	20	20	20	19
	6.4	19	19	20	20	20	20	23	23	23	23

TABLA 6-F. EQUIVALENCIAS DE VEHICULOS LIGEROS POR CAMION, PARA SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE AUTOPISTAS, VIAS RAPIDAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

PENDIENTE (%)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS[a] E_B	
	Niveles de servicio A, B y C	Niveles de servicio D y E
0-4[b]	1.6	1.6
5[c]	4	2
6[c]	7	4
7[c]	12	10

a - Para todos los porcentajes de autobuses

b - Todas las longitudes

c - Sólo cuando la longitud de las pendientes sea mayor de 800 m

TABLA 6-G. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR AUTOBUS EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE AUTOPISTAS, VIAS RAPIDAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

En aplicaciones prácticas, las equivalencias por camiones y autobuses de las tablas 6-E, 6-F y 6-G no se usan directamente, sino que son empleadas para elegir el factor de ajuste por camiones apropiado, el cual se obtiene de la tabla 6-H; esta tabla considera la equivalencia de vehículos ligeros y el porcentaje de camiones y autobuses en la corriente del tránsito.

C) Zonas de entrecruzamiento. Usualmente, en una autopista cualquier zona de entrecruzamiento representa un punto crítico que debe analizarse, para determinar su efecto en el tramo de carretera considerado. Aun cuando el flujo de tránsito pueda mantenerse sin interrupciones, las características de la operación en el camino arriba y abajo de la corriente de tránsito, pueden verse afectadas grandemente por condiciones de operación desfavorables en zonas de entrecruzamiento. De lo anterior se desprende que es importante que el proyecto de la zona de entrecruzamiento sea tal, que pueda mantenerse el nivel de servicio adoptado en todos los puntos; esto no significa que exista la misma velocidad en todo el camino.

En el inciso 6-9 se tratará el procedimiento que debe seguirse para el cálculo de volúmenes de servicio y capacidades en zonas de entrecruzamiento.

D) Enlaces. El volumen de tránsito en una autopista o vía rápida cambia en cada enlace de entrada y salida, con las correspondientes variaciones en las condiciones de operación del camino. Debido a que es imposible proyectar un camino en el que los volúmenes de demanda permanezcan constantes, los puntos más críticos por analizar serán aquellos donde los volúmenes son máximos, incluyendo un punto precisamente después de un enlace de entrada y un punto antes de un enlace de salida.

VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES,[a] E_T ó E_B	FACTOR DE AJUSTE[b] POR CAMIONES T_C ó T_L (B_C ó B_L POR AUTOBUSES[c])																						
	PORCENTAJE DE CAMIONES, P_T (ó DE AUTOBUSES, P_B) de:																						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69	0.67	0.65	0.63
3	0.98	0.96	0.94	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.48	0.45
4	0.97	0.94	0.92	0.89	0.87	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.74	0.70	0.68	0.65	0.63	0.57	0.53	0.49	0.45	0.43	0.40	0.38	0.36
5	0.96	0.93	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56	0.50	0.45	0.42	0.38	0.36	0.33	0.31	0.29
6	0.95	0.91	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.44	0.40	0.36	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25
7	0.94	0.89	0.85	0.81	0.77	0.74	0.70	0.68	0.65	0.63	0.58	0.54	0.51	0.48	0.45	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22
8	0.93	0.88	0.83	0.78	0.74	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42	0.36	0.32	0.29	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19
9	0.93	0.86	0.81	0.76	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.33	0.29	0.26	0.24	0.22	0.20	0.19	0.17
10	0.92	0.85	0.79	0.74	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.36	0.31	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16
11	0.91	0.83	0.77	0.71	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.45	0.42	0.38	0.36	0.33	0.29	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17	0.15	0.14
12	0.90	0.82	0.75	0.69	0.65	0.60	0.57	0.53	0.50	0.48	0.43	0.39	0.36	0.34	0.31	0.27	0.23	0.21	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13
13	0.89	0.81	0.74	0.68	0.63	0.58	0.54	0.51	0.48	0.45	0.41	0.37	0.34	0.32	0.29	0.25	0.22	0.19	0.17	0.16	0.14	0.13	0.12
14	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61	0.56	0.52	0.49	0.46	0.43	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28	0.24	0.20	0.18	0.16	0.15	0.13	0.12	0.11
15	0.88	0.78	0.70	0.64	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42	0.37	0.34	0.31	0.28	0.26	0.22	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.11	0.11
16	0.87	0.77	0.69	0.63	0.57	0.53	0.49	0.45	0.43	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10
17	0.86	0.76	0.68	0.61	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.24	0.20	0.17	0.15	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09
18	0.85	0.75	0.66	0.60	0.54	0.49	0.46	0.42	0.40	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23	0.19	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09
19	0.85	0.74	0.65	0.58	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.36	0.32	0.28	0.26	0.24	0.22	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08
20	0.84	0.72	0.64	0.57	0.51	0.47	0.42	0.40	0.37	0.34	0.30	0.27	0.25	0.23	0.21	0.17	0.15	0.13	0.12	0.10	0.10	0.09	0.08
22	0.83	0.70	0.61	0.54	0.49	0.44	0.40	0.37	0.35	0.32	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07
24	0.81	0.68	0.59	0.52	0.47	0.42	0.38	0.35	0.33	0.30	0.27	0.24	0.21	0.19	0.16	0.15	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07
26	0.80	0.67	0.57	0.50	0.44	0.40	0.36	0.33	0.31	0.29	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07	0.06
28	0.79	0.65	0.55	0.48	0.43	0.38	0.35	0.32	0.29	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.13	0.11	0.10	0.08	0.08	0.07	0.06	0.06
30	0.78	0.63	0.53	0.46	0.41	0.36	0.33	0.30	0.28	0.26	0.22	0.20	0.18	0.16	0.15	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05
35	0.75	0.60	0.49	0.42	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23	0.20	0.17	0.16	0.14	0.13	0.11	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.05
40	0.72	0.56	0.46	0.39	0.34	0.30	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.15	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04
45	0.69	0.53	0.43	0.36	0.31	0.27	0.25	0.22	0.20	0.19	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04
50	0.67	0.51	0.40	0.34	0.29	0.25	0.23	0.20	0.18	0.17	0.15	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.06	0.06	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03
55	0.65	0.48	0.38	0.32	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.13	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03
60	0.63	0.46	0.36	0.30	0.25	0.22	0.19	0.17	0.16	0.15	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
65	0.61	0.44	0.34	0.28	0.24	0.21	0.18	0.16	0.15	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03
70	0.59	0.42	0.33	0.27	0.22	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.11	0.09	0.08	0.07	0.07	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02
75	0.57	0.40	0.31	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02
80	0.56	0.39	0.30	0.24	0.20	0.17	0.15	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02
90	0.53	0.36	0.27	0.22	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02
100	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.14	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

a.- De las tablas 7-E ó 7-F y 7-G

b.- Calculados con la fórmula $100/(100-P_T+E_TP_T)$, ó bien $100/(100-P_B+E_BP_B)$. Apliquese esta fórmula para otros porcentajes

c.- Cuando la proporción de autobuses sea importante, úsese una equivalencia para camiones y otra para autobuses obteniendo factores de ajuste independientes.

TABLA 6-H. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES Y AUTOBUSES EN AUTOPISTAS, CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES Y CARRETERAS DE DOS CARRILES

Las condiciones de operación de los enlaces de entrada y salida, serán analizados con mayor detalle en el inciso 6.10 de este capítulo.

E) Interrupciones del tránsito (intersecciones a nivel). Las intersecciones a nivel, por la misma categoría del proyecto, son inadmisibles en autopistas donde los accesos deben ser totalmente controlados; sin embargo, bajo ciertas condiciones pueden admitirse en algunas vías rápidas, y es esta característica la que diferencia fundamentalmente a las autopistas de las vías rápidas. El análisis de capacidad en los accesos de intersecciones controladas con semáforos será discutido en el inciso 6.11 de este capítulo.

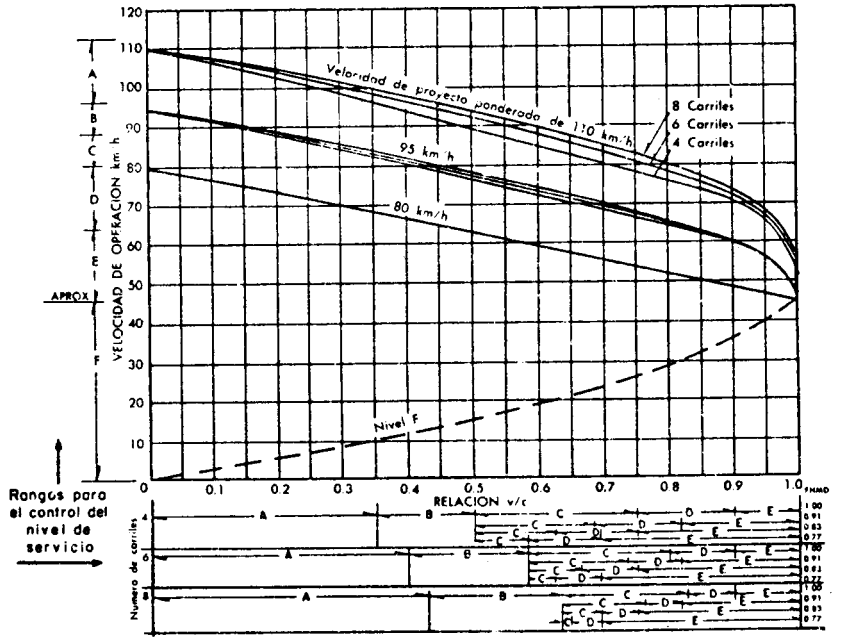


FIGURA 6.20. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

6.6.2 Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio

El primer paso a dar, dentro del procedimiento general para cualquier tipo de camino, consiste en dividir el camino en estudio en subtramos que presenten condiciones razonablemente uniformes, desde el punto de vista de la capacidad. Generalmente en el caso de autopistas modernas esta división no es necesaria, puesto que estos caminos están proyectados con altas especificaciones en tramos relativamente largos, especialmente en áreas rurales. El análisis por subtramos será necesario sólo cuando se presente un enlace, una zona de entrecruzamiento, una pendiente significativa o alguna otra característica especial del camino.

Como ya se mencionó con anterioridad, la velocidad de operación y la relación volumen de demanda-capacidad (relación v/c) son las medidas básicas usadas para determinar el nivel de servicio en autopistas y vías rápidas. Las limitaciones que definen los diferentes niveles de servicio, están resumidas en la tabla 6-C, la cual sirve de base para la mayoría de los cálculos.

La Figura 6.20 presenta gráficamente estas relaciones básicas; aunque esta figura es similar en apariencia al esquema de velocidad de operación-volumen de la Figura 6.10-C, el volumen en el eje de las abscisas está substituido por la relación volumen de servicio o de demanda-capacidad. De ahí, que puede ser aplicada a cualquier autopista o vía rápida con cualquier número de carriles, pudiendo determinarse la capacidad, independientemente de que las condiciones asociadas sean o no ideales. Ocasionalmente,

aquellos problemas que involucren interpolación pueden ser manejados mejor con la figura que con la tabla 6-C.

La determinación de la capacidad en autopistas con condiciones por abajo de las ideales, requiere de la simple aplicación de uno o más de los factores de ajuste al valor básico (bajo condiciones ideales) de 2 000 vehículos ligeros por carril por hora, multiplicado por el número de carriles (valor tabulado para el nivel E en la tabla 6-C). El cálculo de volúmenes de servicio requiere además, del uso de las relaciones velocidad de operación-relación v/c, de la tabla 6-C.

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes. La fórmula básica para calcular la capacidad en caminos con circulación continua, donde no hay elementos que restrinjan la circulación, tales como enlaces, entrecruzamientos o semáforos, es:

Capacidad

$$c = 2\,000\, N \frac{v}{c} W\, T_c$$

en la cual:

c = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (para este caso $\frac{v}{c} = 1$)

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 6-D.

T_c = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-F en combinación con la tabla 6-H.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_c), obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-G.

B) Cálculo del volumen de servicio. El procedimiento es similar al descrito previamente para la capacidad, pero en este caso la relación v/c debe aplicarse para el nivel de servicio deseado y el factor de ajuste por camiones debe ser el correspondiente al nivel de servicio, en lugar del utilizado para la capacidad. Cuando no se dispone del alineamiento ideal, o sea que la velocidad de proyecto es inferior a 110 km h, debe usarse la relación v/c indicada en la tabla 6-C para la velocidad de proyecto ponderada correspondiente, lo cual asegurará un resultado que mantendrá la velocidad

de operación, dentro del nivel de servicio considerado. La relación v/c también se puede obtener de la Figura 6.20, entrando con la velocidad de operación correspondiente al nivel de servicio deseado, e intersectando la curva de la velocidad de proyecto ponderada. En los niveles de servicio C y D, la elección de la relación v/c involucra la consideración del factor de la hora de máxima demanda como multiplicador.

$$VS = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W\,T_L$$

en la cual:

VS = Volumen de servicio (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad, obtenida de la tabla 6-C (o Figura 6.20).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 6-D.

T_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-F en combinación con la tabla 6-H.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_c), obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-G.

C) Determinación de niveles de servicio. La determinación del nivel de servicio que proporciona una autopista o vía rápida existente o propuesta, al acomodar un volumen de demanda dado, bajo condiciones de circulación continua, es a menudo el problema que se presenta. Esto puede hacerse directamente examinando la tabla 6-C, si se conocen la velocidad de operación, el volumen de demanda, el factor de la hora de máxima demanda y la velocidad de proyecto ponderada. El resultado será aproximado si se desprecia la influencia de los vehículos pesados. Sin embargo, un cálculo preciso en el que se consideren los vehículos pesados y las características de la hora de máxima demanda, involucra complicaciones que hacen inevitable una solución por tanteos. Un procedimiento de análisis puede ser el siguiente:

1. Supóngase un nivel de servicio a criterio, tomando en cuenta las características del camino y del tránsito.

2. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, siguiendo el procedimiento indicado para cálculo de volúmenes de servicio.

3. Compárese el volumen de servicio obtenido con el volumen de demanda en el camino. Dos tanteos como máximo, permitirán conocer en qué rango de volúmenes de servicio cae el volumen de demanda y por consiguiente, conocer el nivel de servicio buscado.

6.6.3 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Autopista de 8 carriles, 4 en cada sentido.

Carriles de 3.65 m, acotamientos de 1.80 m o más y distancia libre lateral a la barrera central de 0.60 m.

Terreno en lomerío.

Camiones 6%; autobuses despreciable.

Los alineamientos horizontal y vertical restringen la velocidad de proyecto ponderada a 80 km/h.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.91.

B. Determínese:

1. Volúmenes de servicio para los niveles de servicio B y D.

2. Volúmenes de servicio para los niveles B y D para las condiciones dadas, si los alineamientos permiten una velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h.

C. Solución:

1. Volúmenes de servicio para los niveles B y D (velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h)

a) En la tabla 6-C se observa que el nivel de servicio B no puede alcanzarse, debido a que la velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h no permite alcanzar la velocidad de operación de 90 km/h, correspondiente al nivel de servicio B.

b) Volumen de servicio para el nivel D:

$$VS_D = 2\,000\, N \frac{v}{c} W\, T_L$$

$N = 4$ carriles

$\frac{v}{c} = 0.45 \times FHMD$ (tabla 6-C)

$W = 0.98$ (en la tabla 6-D se encontró un valor de 0.97 considerando un obstáculo a 0.60 m a un lado de un sentido de circulación. Como el obstáculo es continuo a todo lo largo del camino, este valor se incrementó a 0.98)

$T_L = 0.85$ (tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,000 \times 4 \ (0.45 \times 0.91) \times 0.98 \times 0.85$$
$$VS_D = 2\,729 \text{ vph}$$

2. Volumen de servicio para los niveles B y D (velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h).

a) Volumen de servicio para el nivel B.

$$VS_B = 2\,000\, N \frac{v}{c} W T_L$$

N, W, T_L son los mismos valores (solución 1*b*)

$$\frac{v}{c} = 0.25 \text{ (de la tabla 6-C)}$$

Substituyendo:

$$VS_B = 2\,000 \times 4 \times 0.25 \times 0.98 \times 0.85$$
$$VS_B = 1\,666 \text{ vph}$$

b) Volumen de servicio para el nivel D.

$$VS_D = 2\,000\, N \frac{v}{c} W T_L$$

N, W, T_L son los mismos valores anteriores

$$\frac{v}{c} = 0.80\ FHMD \text{ (de la tabla 6-C)}$$

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,000 \times 4 \times (0.80 \times 0.91) \times 0.98 \times 0.85$$
$$VS_D = 4\,851 \text{ vph.}$$

Ejemplo 2.

A. Datos:

Autopista de 6 carriles, 3 en cada sentido.
Carriles de 3.65 m, acotamientos de 3.00 m y distancias a obstáculos laterales mayores de 1.80 m.
Pendiente longitud del 4% en 2.4 km.
Alineamiento para una velocidad de proyecto ponderada de 110 km/h.
Camiones 18%.
Autobuses 10%.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.77.
Para el año actual, existe un volumen de demanda de 1 100 vph en un sentido.
Para dentro de quince años, se estima un volumen de demanda de 2 150 vph.

B. Determínese:

1. Si el tramo opera actualmente a un nivel de servicio C, con las características geométricas y el volumen de demanda indicado.

2. Si el tramo operará dentro de quince años a un nivel de servicio E (capacidad), sin modificar las características geométricas y con el volumen de demanda estimado para ese año.

C. Solución:

1. Revisión para el nivel de servicio C en las condiciones actuales.

$$VS_C = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W\,T_L\,B_L$$

$N = 3$ carriles.

$\frac{v}{c} = 0.80 \times FHMN$ (de la tabla 6-C).

$W = 1.0$ (de la tabla 6-D).

$E_T = 10$ (de la tabla 6-F).

$T_L = 0.38$ (de la tabla 6-H).

$E_B = 1.6$ (de la tabla 6-G).

$B_L = 0.94$ [de la fórmula $100/(100 - P_B + E_B P_B)$].

Substituyendo:

$$VS_C = 2{,}000 \times 3 \times (0.80 \times 0.77) \times 1.0 \times 0.38 \times 0.94$$

$VS_C = 1\,320$ vph.

Comparando con el volumen de demanda actual.

1 100 vph (volumen actual) $<$ 1 320 (VS_C).

Conclusión:

El tramo de la pendiente específica de la autopista opera al nivel de servicio C, en la actualidad.

2. Revisión para el nivel de servicio E (capacidad) dentro de quince años.

$$VS_E = 2\,000\;N\,\frac{v}{c}\,W\,T_C\,B_C$$

N y W son los mismos valores que para la primera parte del problema:
T_C y B_C son iguales a T_L y B_L

$\frac{v}{c} = 1.0$ al nivel de servicio E (capacidad)

Substituyendo:

$$VS_E = 2\,000 \times 3 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.38 \times 0.94$$

$$VS_E = 2\,143 \text{ vph.}$$

Comparado con el volumen de demanda dentro de quince años 2 150 vph (volumen futuro) $\doteq$ 2 143 vph (VS_E).

Conclusión:

El tramo de la pendiente específica de la autopista operará a la capacidad dentro de quince años.

6.7 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

La diferencia en la operación entre las autopistas y las vías rápidas con los caminos de carriles múltiples, se debe a la ausencia de la faja separadora central y del control de acceso. En efecto, cuando se tienen dos o más carriles en una dirección, a volúmenes intermedios, la eficiencia de las autopistas es mayor que la de los caminos con carriles múltiples, debido a que en estos últimos caminos, los vehículos que circulan por los carriles interiores se ven afectados por los vehículos que circulan en sentido contrario, además de las interferencias producidas por los vehículos que van a dar vuelta o vienen de la izquierda y a que los vehículos que circulan por los carriles exteriores se ven afectados en mayor proporción por el tránsito lento y por los obstáculos laterales a la derecha. Como consecuencia de lo anterior, para fines de análisis se considera que las velocidades de operación son más bajas en caminos de carriles múltiples que en las autopistas, lo cual produce diferencias en los límites de la relación v/c para ciertos niveles de servicio.

Las condiciones ideales para caminos de carriles múltiples son similares a las de las autopistas, incluyendo carriles de 3.65 m, distancias a obstáculos laterales mayores de 1.80 m, alineamientos para velocidad de proyecto de 110 km/h, y sin vehículos pesados en la corriente de tránsito. Las capacidades promedio por carril bajo estas condiciones son también de 2 000 vehículos ligeros por hora.

Bajo condiciones de volúmenes de servicio correspondientes a los niveles C y D, los factores de la hora de máxima demanda no se aplican en este tipo de caminos, por considerar que su influencia no se traduce en restricciones indebidas, demoras o probabilidad de interrupción del flujo de tránsito.

En la tabla 6-I se muestran las relaciones que existen entre los niveles de servicio, las velocidades de operación y las relaciones v/c en caminos de carriles múltiples, tanto para condiciones ideales como para el caso de alineamiento restringido (velocidad de proyecto ponderada menor de 110 km/h); en esta tabla se muestran también los volúmenes de servicio y la capacidad bajo condiciones ideales.

6.7.1 Elementos críticos que requieren consideración

Los valores máximos que se dan en la tabla 6-I, casi nunca pueden usarse directamente. Muchos caminos son incapaces de proporcionar el nivel A, y

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		VOLUMEN DE SERVICIO-CAPACIDAD (v/c)			VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES, INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h (Total de vehículos ligeros por hora, en un sentido)		
	DESCRIPCION	VELOCIDAD DE OPERACION[a] (Km/h)	VALOR LIMITE[a] PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h	VALOR APROXIMADO PARA UNA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE: 95 km/h	80 km/h	CARRETERA DE 4 CARRILES (2 CARRILES POR SENTIDO)	CARRETERA DE 6 CARRILES (3 CARRILES POR SENTIDO)	CADA CARRIL ADICIONAL
A	FLUJO LIBRE	≥ 95	≤ 0.30	—— b	—— b	1200	1800	600
B	FLUJO ESTABLE (Velocidad superior del rango)	≥ 90	≤ 0.50	≤ 0.20	—— b	2000	3000	1000
C	FLUJO ESTABLE	≥ 70	≤ 0.75	≤ 0.50	≤ 0.25	3000	4500	1500
D	APROXIMANDOSE AL FLUJO INESTABLE	≥ 55	≤ 0.90	≤ 0.85	≤ 0.70	3600	5400	1800
E[c]	FLUJO INESTABLE	50[d]	≤ 1.00			4000	6000	2000
F	FLUJO FORZADO	< 50[d]	NO SIGNIFICATIVO[e]			MUY VARIABLE (Desde cero hasta la capacidad)		

a.– La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel.

b.– La velocidad de operación requerida para este nivel no se alcanza aún a bajos volúmenes

c – Capacidad.

d – Aproximadamente.

e.– La relación volumen de demanda-capacidad puede exceder el valor de 1.00 indicando que hay sobrecarga.

TABLA 6-I. NIVELES DE SERVICIO Y VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS PARA CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

aun el nivel B no se alcanza en buen número de ellos. En los procedimientos de cálculo que siguen, el efecto adverso del alineamiento está implícito en la restricción de la velocidad de proyecto ponderada, en tanto que las otras restricciones, se toman en cuenta a través de los factores de ajuste correspondientes.

Además de los elementos considerados por medio de factores de ajuste, existen otros a lo largo de caminos de carriles múltiples, los cuales pueden afectar desfavorablemente, cuando se desea proporcionar un servicio uniforme en todo el camino. Estos elementos incluyen zonas de entrecruzamiento, enlaces, intersecciones a nivel, desarrollo de actividades comerciales en la zona adyacente, y una variedad de interrupciones potenciales del tránsito.

A) Ancho del carril y distancia a obstáculos laterales. En la tabla 6-J se presentan los factores de ajuste combinados, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales. Normalmente, las restricciones laterales en este tipo de caminos, serán más críticas y más abruptas por naturaleza, que las que normalmente se encuentran en autopistas. Sin embargo, en caso de existir obstrucciones continuas, deberán considerarse las mismas precauciones que para el caso de autopistas. En la tabla 6-J los ajustes por obstáculos en el lado derecho consideran el efecto del tránsito en sentido contrario. Los ajustes por obstáculos en ambos lados deberán usarse únicamente cuando el camino no dividido, esté separado temporalmente en dos calzadas por obstáculos, tales como barreras centrales, elementos estruc-

DISTANCIA DESDE LA ORILLA DEL CARRIL AL OBSTACULO (m)	FACTOR DE AJUSTE[a], W POR ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES							
	Obstáculos en el lado derecho (Considerando que circula tránsito en sentido contrario del lado izquierdo.)				Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación[b,c]			
	CARRILES EN METROS				CARRILES EN METROS			
	3.65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
Carretera no dividida de 4 carriles								
1.80	1.00	0.95	0.89	0.77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1.20	0.98	0.94	0.88	0.76	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0.60	0.95	0.92	0.86	0.75	0.94	0.91	0.86	N.A.
0.00	0.88	0.85	0.80	0.70	0.81	0.79	0.74	0.66
Carretera no dividida de 6 y 8 carriles								
1.80	1.00	0.95	0.89	0.77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1.20	0.99	0.94	0.88	0.76	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0.60	0.97	0.93	0.86	0.75	0.96	0.92	0.85	N.A.
0.00	0.94	0.90	0.83	0.72	0.91	0.87	0.81	0.70

a.- Los mismos valores de ajuste para la capacidad y niveles de servicio

b.- Su uso es apropiado sólo cuando el camino no dividido este separado temporalmente en dos calzadas, por obstáculos tales como barreras centrales, elementos estructurales de pasos a desnivel, más cercanos de lo que estaría el tránsito opuesto.

c.- N.A. = no aplicable; úsese el ajuste para obstáculos en el lado derecho

TABLA 6-J. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES CON CIRCULACION CONTINUA

turales de pasos a desnivel y obstrucciones similares, más cercanos que lo que podría estar el tránsito en sentido contrario.

B) Camiones, autobuses y pendientes. Aun cuando probablemente existan diferencias pequeñas entre el efecto específico sobre autopistas y el efecto sobre carreteras de carriles múltiples, el resultado de las investigaciones disponibles no justifica tomar en cuenta tales refinamientos; es decir, que la tabla 6-H de factores de ajuste utilizados para autopistas, son aplicables en el caso de caminos de carriles múltiples.

C) Zonas de entrecruzamiento. Aun cuando las zonas de entrecruzamiento están por lo común asociadas al proyecto de autopistas, existen muchos casos en donde se utilizan zonas de entrecruzamiento en caminos sin control de acceso, o donde ocurre el entrecruzamiento aun sin haber sido proyectado. En el caso de zonas de entrecruzamiento en las glorietas, el análisis puede hacerse siguiendo los procedimientos indicados en el inciso 6.9 de este capítulo; sin embargo, otros casos como son los entrecruzamientos formados por el tránsito que entra y sale por calles transversales, requieren de especial consideración.

D) Enlaces. En el inciso 6.10 se trata lo relativo al análisis de las condiciones de operación en los enlaces; sin embargo, los procedimientos descritos son aplicables principalmente a los enlaces utilizados en autopistas de accesos controlados.

E) Interrupciones del tránsito. Por definición todos los caminos, excepto las autopistas, están sujetas a interrupciones, aun cuando la magnitud de éstas puede variar ampliamente.

Las interrupciones fijas del tránsito en el camino incluyen las intersecciones controladas con semáforos, señales de alto, cruces a nivel de ferrocarril, y otras interrupciones semejantes. Aun en condiciones de flujo libre se requiere que todos los vehículos se detengan ante una señal de alto y muchos otros tendrán que detenerse con las otras interrupciones. Estas interrupciones o disminución de velocidad, crean condiciones de operación diferentes. A lo largo del camino otros muchos elementos, tales como el desarrollo de actividades comerciales, pueden producir interferencias adicionales.

De las interrupciones anteriores, la ocasionada por el control de semáforos es la única para la cual se proporcionan los procedimientos de análisis, para hacer una evaluación cuantitativa de su efecto en la capacidad y en los niveles de servicio del camino. En cuanto al resto de las interrupciones, no se dispone hasta el momento de investigación suficiente, como para definir numéricamente su efecto en la calidad de la operación en el camino.

6.7.2 Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio

Los procedimientos generales tratados en el inciso 6.6 correspondiente a autopistas, son igualmente aplicables a la mayoría de los caminos. De manera similar, el procedimiento consiste en determinar las capacidades, volúmenes de servicio y niveles de servicio, de subtramos específicos, analizando después tramos de mayor longitud, formados por la combinación de varios subtramos.

Como en el caso de autopistas, la velocidad de operación y la relación volumen de demanda o de servicio-capacidad (relación v/c) son las medidas

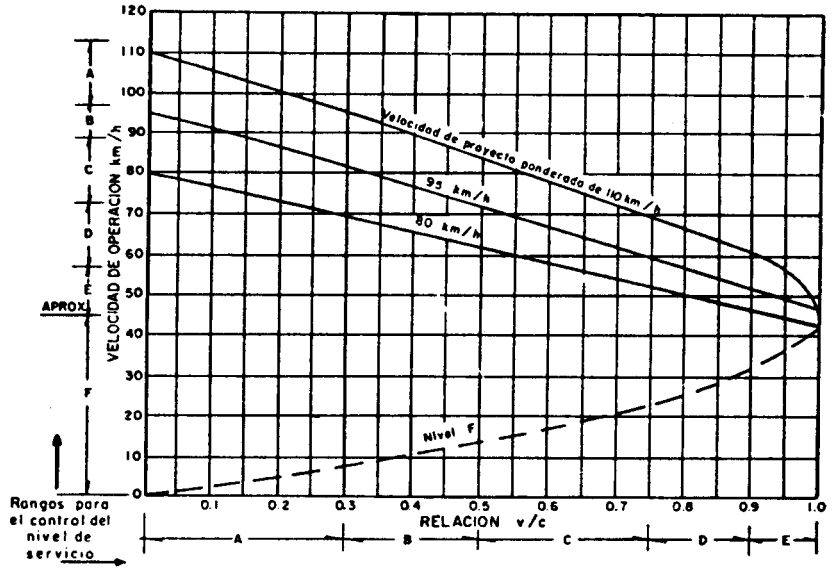


FIGURA 6.21. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

básicas utilizadas para identificar los niveles de servicio, en caminos de carriles múltiples. En la tabla 6-I se indican estos valores, en tanto que en la Figura 6.21 se muestran gráficamente estas mismas relaciones. Esta figura es de gran utilidad en problemas donde se requiere interpolación o cuando es necesario un análisis visual rápido, o una verificación de resultados.

Los procedimientos para la determinación de la capacidad, el volumen de servicio y el nivel de servicio, son idénticos a los utilizados en autopistas.

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes. El cálculo se hace empleando la fórmula básica para circulación continua.

$$\text{Capacidad } c = 2\,000 \frac{v}{c} W\, T_C$$

En la cual:

c = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (para este caso $\frac{v}{c} = 1$).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido en la tabla 6-J.

T_C = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: Usese la tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H.
Para subtramos específicos: Usese la tabla 6-F en combinación con la tabla 6-H.
Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses B_C obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-G.

B) Determinación de niveles de servicio. Los mismos pasos sugeridos para la determinación del nivel de servicio en autopistas indicado en el inciso 6.6, pueden seguirse en el caso de carreteras de carriles múltiples, a saber:

1. Supóngase un nivel de servicio a criterio, tomando en cuenta las características del camino y del tránsito.
2. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, siguiendo el procedimiento indicado para el cálculo de volúmenes de servicio.
3. Compárese el volumen de servicio obtenido, con el volumen de demanda en el camino. Dos tanteos como máximo permitirán conocer en qué rango de volúmenes de servicio cae el volumen de demanda y, por consiguiente, conocer el nivel de servicio buscado.

6.7.3 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Carretera de 4 carriles, 2 en cada sentido.
Carriles de 3.65 m.
Arboles a una distancia de 1.20 m de la orilla de la calzada.
Pendiente longitudinal del 3% en 1.6 km.
Camiones 7%; autobuses, despreciable.
Alineamiento para una velocidad de proyecto ponderada de 95 km.
Volumen de demanda 540 vph.

B. Determínese:

1. El nivel de servicio para el volumen de demanda indicado en los datos.
2. El volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio E (capacidad).

C. Solución:

1. Se supone como primer tanteo, un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W\,T_L$$

$N = 2$ carriles.

$\frac{v}{c} = 0.50$ (de la tabla 6-I).

$W = 0.98$ (de la tabla 6-J).
$E_T = 7$ (de la tabla 6-F).
$T_L = 0.70$ (de la tabla 6-H).

Substituyendo:

$$VS_C = 2\,000 \times 2 \times 0.50 \times 0.98 \times 0.70$$
$$VS_C = 1\,372 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

540 vph $<$ 1 372 (VS_C).

Como la diferencia entre el volumen de servicio para el nivel C y el volumen de demanda, es grande, se supone para un segundo tanteo un nivel de servicio B.

$$VS_B = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W\,T_L$$

N, W y T_L son los mismos valores que para el nivel C.

$\frac{v}{c} = 0.20$ (de la tabla 6-I).

Substituyendo:

$$VS_B = 2\,000 \times 2 \times 0.20 \times 0.98 \times 0.70$$
$$VS_B = 549 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

540 vph $\doteq$ 549 vph.

Conclusión:
El camino opera al nivel de servicio B.

2. Volumen de servicio E (capacidad):

$$VS_E = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W\,T_C$$

N y W son los mismos valores que para la primera parte del problema;
T_C es igual a T_L

$\frac{v}{c} = 1.0$ al nivel de servicio E (capacidad)

Substituyendo:

$$VS_E = 2\,000 \times 2 \times 1.0 \times 0.98 \times 0.70$$
$$VS_E = 2\,744 \text{ vph}$$

Ejemplo 2.

A. Datos:

En un tramo de camino de 4 carriles, 2 en cada sentido, se han determinado las capacidades de varios subtramos, conociéndose, además, los volúmenes de demanda y las velocidades de operación en cada uno de ellos. Las relaciones v/c, las velocidades de operación y las longitudes de cada subtramo, son las siguientes:

Subtramo	Tipo de terreno	Longitud (km)	$\frac{v}{c}$	Velocidad de operación
a	Plano en tangente	3	0.45	98
b	Sinuoso en lomerío	6	0.50	93
c	Montañoso	5	0.66	68
d	Sinuoso en lomerío	5	0.55	84
e	Lomerío en tangente	3	0.45	97

B. Determínese:

El nivel de servicio medio que proporciona todo el tramo.

C. Solución:

1. Promedio ponderado de la relación $\frac{v}{c}$

$$
\begin{array}{rrr}
0.45 \times & 3 = & 1.35 \\
0.50 \times & 6 = & 3.00 \\
0.66 \times & 5 = & 3.30 \\
0.55 \times & 5 = & 2.75 \\
0.45 \times & 3 = & 1.35 \\
\hline
 & 22 & 11.75
\end{array}
$$

Promedio ponderado de la relación $= \dfrac{11.75}{22} = 0.53$

$\frac{v}{c}$ para el nivel de servicio B = 0.50 (de la tabla 6-I)

$\frac{v}{c}$ para el nivel de servicio C = 0.75 (de la tabla 6-I)

Por la relación v/c, el valor queda dentro del rango correspondiente al nivel de servicio C, casi en el límite con el nivel B.

2. Promedio ponderado de la velocidad de operación.

98	× 3 =	294
93	× 6 =	558
68	× 5 =	340
84	× 5 =	420
97	× 3 =	291
	22	1 903

$$\text{Velocidad de operación ponderada} = \frac{1\,903}{22} = 87 \text{ km/h.}$$

Por velocidad de operación, el tramo queda dentro del rango correspondiente al nivel de servicio C (véase tabla 6-I).

Conclusión:

Como los promedios ponderados de la relación v/c y la velocidad de operación se mantienen dentro de los rangos del nivel de servicio C, pero muy cercano a los límites con el nivel de servicio B, se considera que el nivel de servicio medio que proporciona todo el tramo es muy cercano al B.

6.8 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

Dos características básicas distinguen la operación del tránsito en caminos de dos carriles y la operación del tránsito en caminos de carriles múltiples: primera, la distribución del tránsito por sentidos en caminos de dos carriles, no tiene efecto prácticamente en las condiciones de operación a cualquier nivel de volúmenes de tránsito; por consiguiente, la capacidad y los volúmenes de servicio en caminos de dos carriles se expresan en total de vehículos por hora, independientemente de la distribución del tránsito por sentidos. Segunda, las maniobras de rebase se efectúan en el carril que normalmente ocupa el tránsito en sentido contrario.

Debido a que en caminos de este tipo, el volumen de tránsito asociado con la geometría del camino, establecen la distancia de visibilidad de rebase disponible, estos elementos tienen un efecto más marcado en las velocidades de operación, que en el caso de camino de carriles múltiples. De ahí que, siempre que se consideran volúmenes de servicio para caminos de dos carriles, debe considerarse también la distancia de visibilidad de rebase disponible (500 m o más).

En caminos de primer orden con circulación continua, un incremento en el volumen produce un efecto desfavorable, reduciendo las velocidades de operación aun a volúmenes bajos, y aun en el caso de que se disponga de suficiente distancia de visibilidad de rebase en todo el tramo. En caminos de segundo orden, este efecto es menos pronunciado, pero sólo porque las características propias del proyecto no permiten altas velocidades aun a volúmenes bajos.

La restricción en la distancia de visibilidad de rebase afecta a la operación en los caminos de dos carriles, de la manera siguiente:

A volúmenes iguales, un camino con distancia de visibilidad de rebase restringida, proporciona velocidades de operación menores de uno sin restricciones en el rebase; asimismo, para mantener las mismas velocidades de operación cuando el rebase está restringido, se requiere de volúmenes de servicio más bajos.

En caminos de dos carriles, el nivel de servicio se expresa de la misma manera que en los casos anteriores, es decir, en términos de la velocidad de operación y de la relación v/c. Para un nivel de servicio dado, las velocidades de operación se mantienen dentro del rango correspondiente a ese nivel, por lo que el efecto de las restricciones en la distancia de visibilidad de rebase, es el de disminuir el volumen de servicio correspondiente. El alineamiento cuando es menor que el ideal (velocidad de proyecto menor de 110 km/h), produce también el mismo efecto, además de restringir o eliminar totalmente la posibilidad de alcanzar niveles de servicio más altos.

En la tabla 6-K se indica la escala de características de operación, establecida para los diferentes niveles de servicio en caminos de dos carriles. Además de las velocidades de operación y de las relaciones volumen-capacidad para condiciones de alineamiento ideal, se incluyen también los valores de la influencia que sobre las relaciones v/c tiene la distancia de visibilidad de rebase (expresada como porcentaje de la longitud total del tramo, en que esta distancia es mayor de 500 m) y las velocidades de proyecto menores de 110 km/h.

6.8.1 Elementos críticos que requieren consideración

A) Ancho de carril y distancia a obstáculos laterales. En la tabla 6-L se dan los factores de ajuste que reflejan el efecto combinado que tienen las restricciones en el ancho de carril y los obstáculos laterales, sobre caminos de dos carriles.

B) Camiones, autobuses y pendientes. En la tabla 6-M se dan las equivalencias de vehículos ligeros por camión, aplicables a tramos largos de caminos de dos carriles para varias condiciones del terreno y del nivel de servicio; en esta tabla se incluyen también las equivalencias de vehículos ligeros por autobús, las cuales deberán usarse únicamente, cuando el porcentaje de este tipo de vehículos en la corriente de tránsito, sea importante.

Los factores de ajuste para convertir volúmenes de demanda mixtos a vehículos ligeros equivalentes por hora, se obtienen entrando a la tabla 6-H con los equivalentes de la tabla 6-M y el porcentaje de camiones o autobuses en la corriente de tránsito.

Para el análisis de subtramos o pendientes específicos, el procedimiento es más selectivo, debiendo en tal caso usarse las tablas 6-N.1, 6-N.2 y 6-N.3, en las que se indican las equivalencias de vehículos ligeros por camión, a la capacidad y a los diferentes niveles de servicio, así como las pendientes y sus longitudes; los factores de ajuste se obtienen de la tabla 6-H, entrando con la equivalencia antes mencionada y con el porcentaje de camiones correspondiente.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE >500 mts (%)	VOLUMEN DE SERVICIO - CAPACIDAD						VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES. INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110km/h (total de Vehículos ligeros por hora en ambas direcciones)
	DESCRIPCION	VELOCIDAD DE OPERACION[a] (Km/h)		VALOR LIMITE[a] PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h	VALOR PARA UNA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA[b] DE:					
					95 Km/h	80 Km/h	70 Km/h	65 Km/h	55 Km/h	
A	FLUJO LIBRE	≥ 95		≤	—	—	—	—	—	400
			100	0.20	—	—	—	—	—	
			80	0.18	—	—	—	—	—	
			60	0.15	—	—	—	—	—	
			40	0.12	—	—	—	—	—	
			20	0.08	—	—	—	—	—	
			0	0.04	—	—	—	—	—	
B	FLUJO ESTABLE (Velocidad superior del rango)	≥ 80		≤	≤	—	—	—	—	900
			100	0.45	0.40	—	—	—	—	
			80	0.42	0.35	—	—	—	—	
			60	0.38	0.30	—	—	—	—	
			40	0.34	0.24	—	—	—	—	
			20	0.30	0.18	—	—	—	—	
			0	0.24	0.12	—	—	—	—	
C	FLUJO ESTABLE	≥ 65		≤	≤	≤	≤	—	—	1400
			100	0.70	0.66	0.56	0.51	—	—	
			80	0.68	0.61	0.53	0.46	—	—	
			60	0.65	0.56	0.47	0.41	—	—	
			40	0.62	0.51	0.38	0.32	—	—	
			20	0.59	0.45	0.28	0.22	—	—	
			0	0.54	0.38	0.18	0.12	—	—	
D	FLUJO PROXIMO A L INESTABLE	≥ 55		≤	≤	≤	≤	≤	—	1700
			100	0.85	0.83	0.75	0.67	0.58	—	
			80	0.84	0.81	0.72	0.62	0.55	—	
			60	0.83	0.79	0.69	0.57	0.51	—	
			40	0.82	0.76	0.66	0.52	0.45	—	
			20	0.81	0.71	0.61	0.44	0.35	—	
			0	0.80	0.66	0.51	0.30	0.19	—	
E[c]	FLUJO INESTABLE	50[d]	NO ES APLICABLE[e]	≤1.00						2000
F	FLUJO FORZADO	<50[d]	NO ES APLICABLE[e]	NO SIGNIFICATIVO[f]						MUY VARIABLE (Desde cero hasta la capacidad)

a.- La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel.

b.- Cuando el espacio esté en blanco, la velocidad de operación requerida para este nivel es inalcanzable aún a volú — menes bajos.

c.- Capacidad.

d.- Aproximadamente

e.- No hay rebase

f.- La relación volumen de demanda-capacidad puede exceder el valor de 1.00 indicando que hay sobrecarga.

TABLA 6-K. NIVELES DE SERVICIO Y VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES BAJO CONDICIONES DE FLUJO CONTINUO

DISTANCIA DESDE LA ORILLA DEL CARRIL AL OBSTACULO (m)	FACTORES DE AJUSTE[a] W_L Y W_c POR ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES															
	OBSTACULO EN UN SOLO LADO[b]								OBSTACULO EN AMBOS LADOS[b]							
	CARRILES EN METROS															
	3.65		3.35		3.05		2.75		3.65		3.35		3.05		2.75	
	NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL	
	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]
1.80	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76
1.20	0.96	0.97	0.83	0.85	0.74	0.79	0.68	0.74	0.92	0.94	0.79	0.83	0.71	0.76	0.65	0.71
0.60	0.91	0.93	0.78	0.81	0.70	0.75	0.64	0.70	0.81	0.85	0.70	0.75	0.63	0.69	0.57	0.65
0.00	0.85	0.88	0.73	0.77	0.66	0.71	0.60	0.66	0.70	0.76	0.60	0.67	0.54	0.62	0.49	0.58

a.- Factores de ajuste, W_c para el nivel "E" (Capacidad) y W_L para nivel "B"; interpolar para otros niveles.
b.- Incluye el efecto del tránsito en sentido contrario
c.- Capacidad

TABLA 6-L. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

EQUIVALENTE	NIVEL DE SERVICIO	EQUIVALENTE, PARA:		
		TERRENO PLANO	TERRENO EN LOMERIO	TERRENO MONTAÑOSO
E_T, PARA CAMIONES	A	3	4	7
	B y C	2.5	5	10
	D y E	2	5	12
E_B PARA AUTOBUSES[a]	Todos los Niveles	2	4	6

a.- Hacer consideraciones por separado no es requisito en la mayoría de los problemas; apliquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea significativo.

TABLA 6-M. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION Y POR AUTOBUS EN TRAMOS LARGOS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

PENDIENTE[a] (%)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS,[b] E_B		
	Niveles de servicio A y B	Nivel de servicio C	Niveles de servicio D y E (capacidad)
0 - 4	2	2	2
5[c]	4	3	2
6[c]	7	6	4
7[c]	12	12	10

a.- Todas las longitudes
b.- Para todos los porcentajes de autobúses
c.- Solo cuando la longitud de las pendientes, sea mayor de 800 m

TABLA 6-O. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR AUTOBUS EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

PENDIENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES (Para todos los Porcentajes de Camiones)								
		PESO POTENCIA = 90 kg/HP			PESO POTENCIA = 120 kg/HP			PESO POTENCIA = 180 kg/HP		
		NIVEL DE SERVICIO A Y B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D Y E	NIVEL DE SERVICIO A Y B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D Y E	NIVEL DE SERVICIO A Y B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D Y E
0 - 1	TODOS	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1 - 2	TODOS	2	2	2	2	2	2			
2	0.400							6	4	2
	0.800							6	5	2
	1.200							8	7	2
	1.600							8	8	4
	2.400							9	9	6
	3.200							10	10	7
	4.800							11	11	8
	6.400							11	11	8
3	0.400	4	2	2	5	4	2	7	7	2
	0.800	4	2	2	6	5	2	11	11	8
	1.200	4	2	2	7	6	2	14	14	13
	1.600	5	3	2	8	7	3	16	16	15
	2.400	5	3	2	9	8	4	17	21	21
	3.200	5	3	2	10	9	5	18	22	22
	4.800	5	3	2	10	9	5	19	24	24
	6.400	5	3	2	10	9	5	19	24	24
4	0.400	6	4	2	7	6	2	11	11	8
	0.800	7	6	2	10	10	7	18	22	22
	1.200	7	7	2	12	12	10	22	28	29
	1.600	7	7	2	13	13	12	24	31	34
	2.400	8	8	3	14	14	14	25	34	37
	3.200	8	8	4	15	15	15	26	35	39
	4.800	8	8	5	16	16	16	27	36	40
	6.400	8	8	5	16	16	16	27	36	40
5	0.400	7	7	2	10	10	7	16	19	19
	0.800	10	10	7	15	17	17	26	35	39
	1.200	11	11	9	17	20	20	30	41	46
	1.600	12	12	10	18	23	23	32	45	50
	2.400	13	13	11	19	25	25	34	47	54
	3.200	13	13	12	20	26	26	34	47	54
	4.800	14	14	12	20	26	27	35	48	55
	6.400	14	14	12	20	26	28	35	48	55
6	0.400	10	10	7	15	17	16	24	31	34
	0.800	14	14	13	21	27	29	34	47	54
	1.200	15	16	15	23	30	32	39	54	64
	1.600	16	17	17	24	32	34	41	58	67
	2.400	17	18	18	25	34	36	44	60	72
	3.200	17	19	19	26	35	37	45	61	73
	4.800	18	20	21	26	35	38	46	62	74
	6.400	18	21	22	26	35	38	46	62	74
7	0.400	14	14	14	20	25	27	31	44	49
	0.800	18	23	23	27	38	42	44	61	74
	1.200	19	25	26	29	40	45	47	65	79
	1.600	20	26	27	30	42	47	49	68	83
	2.400	21	27	28	31	43	48	51	70	86
	3.200	22	28	29	32	44	49	51	71	87
	4.800	22	28	30	32	45	50	52	72	88
	6.400	22	28	30	32	45	50	52	72	88
8	0.400	18	22	22	25	34	37	41	58	67
	0.800	22	29	31	33	45	51	52	72	88
	1.200	24	32	34	35	49	55	57	77	97
	1.600	25	33	35	36	50	57	59	80	100
	2.400	25	34	36	37	51	58	61	84	104
	3.200	26	35	37	38	52	59	61	84	105
	4.800	26	35	38	38	52	60	62	85	106
	6.400	26	35	38	38	52	60	62	85	108

TABLA 6-N. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION, PARA SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

Cuando el porcentaje de autobuses sea importante, el factor de ajuste se obtendrá de la tabla 6-H, entrando con las equivalencias de la tabla 6-O.

C) Enlaces. Muchos de los enlaces en entronques tipo diamante, tienen extremos de entrada y salida que conectan con caminos secundarios de dos carriles. Estos extremos, cuando están controlados por semáforos, funcionan del mismo modo que las intersecciones de calles, debiendo por consiguiente, analizarse como intersecciones simples, siguiendo los procedimientos indicados en el inciso 6.11.

Cuando se presenten enlaces que conecten con caminos de dos carriles, el análisis deberá hacerse con los métodos que se dan en el inciso 6.10, correspondiente a vías de enlace. El hecho de que no puedan fijarse capacidades por carril en caminos de dos carriles, hará necesario que se hagan ciertas consideraciones, tomando en cuenta la distribución del tránsito por sentidos.

D) Interrupciones en el tránsito. Como en el caso de caminos de carriles múltiples, las interrupciones del tránsito tienen un efecto negativo en la operación de caminos de dos carriles y deben, por lo tanto, tomarse en consideración en el análisis. Una intersección aislada controlada con semáforos, podrá en muchos casos no afectar materialmente los niveles de servicio más altos, debido a que sólo unos cuantos vehículos tendrán que detenerse en la intersección y porque la capacidad de la intersección excederá considerablemente a los volúmenes de servicio asociados con dichos niveles. Cuando los volúmenes son más grandes, o las intersecciones están ubicadas muy cerca una de la otra, el efecto puede llegar a ser de importancia.

En caminos de dos carriles, las interrupciones del tránsito debidas a paradas momentáneas, descomposturas, accidentes y otras interrupciones semejantes, tienen un efecto mucho mayor en la operación que el que podrían tener incidentes similares en caminos de carriles múltiples, debido a que es mayor la probabilidad de un bloqueo completo de una de ambas direcciones de la corriente de tránsito. El efecto total de cualquiera de estas interrupciones, que son de breve duración y ocurren diariamente, está incluido en los valores que se han presentado para el análisis del nivel de servicio. Las consecuencias de un bloqueo total deberán considerarse seriamente, al balancear las ventajas de un proyecto de dos carriles contra las de uno de cuatro carriles, especialmente cuando la diferencia entre las ventajas es pequeña.

6.8.2 Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio

En caminos de dos carriles, la relación volumen de servicio de demanda-capacidad permanece como medida básica, la cual se relaciona con la velocidad de operación y el nivel de servicio correspondiente. Debido a la influencia del porcentaje de distancia de visibilidad para rebase disponible, y al amplio rango de posibles velocidades de proyecto, la tabla 6-K es más compleja que las tablas utilizadas para autopistas y caminos de carriles múltiples. En este caso, la representación gráfica es muy útil; sin embargo, no es posible usar una sola gráfica para los cálculos, siendo necesaria una serie de gráficas, en las que se combinan la relación volumen de servicio o demanda-capacidad con la velocidad de operación para las diferentes velocidades de proyecto ponderadas; estas gráficas se muestran en las Figuras 6.22 a 6.27.

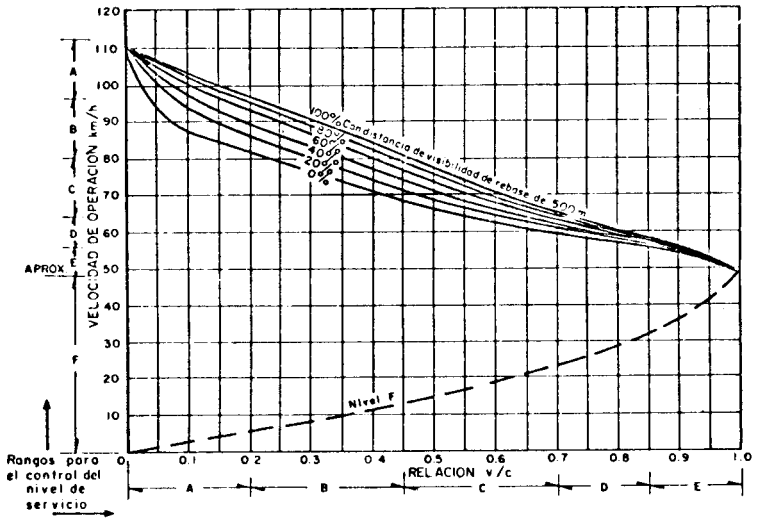


FIGURA 6.22. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

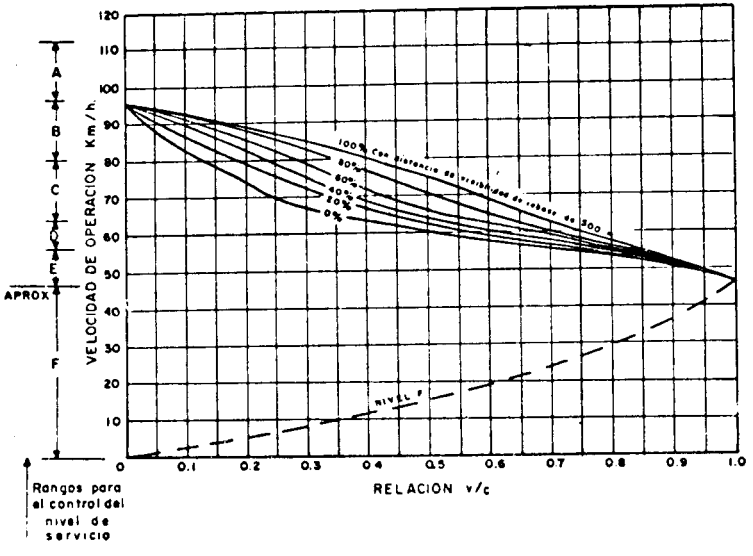


FIGURA 6.23. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 95 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

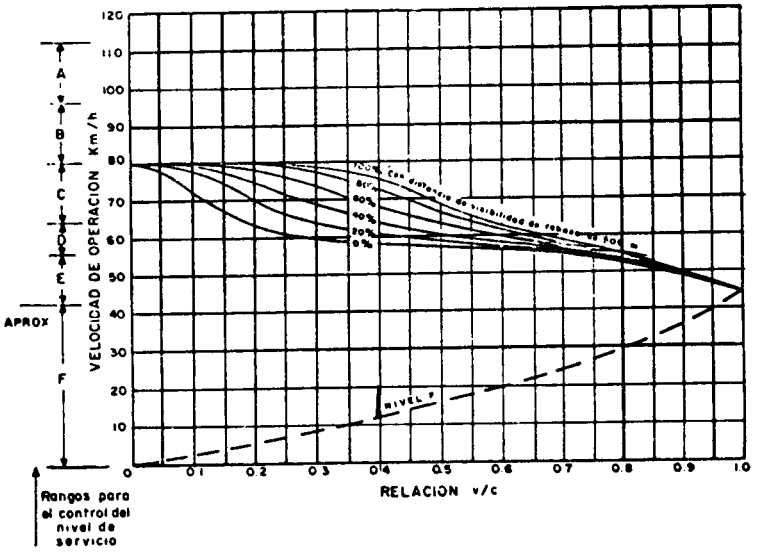


FIGURA 6.24. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 80 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

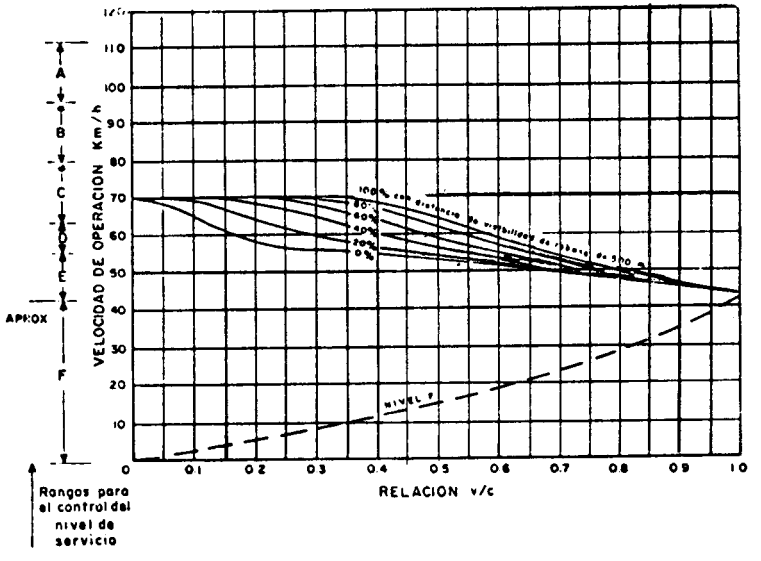


FIGURA 6.25. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 70 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

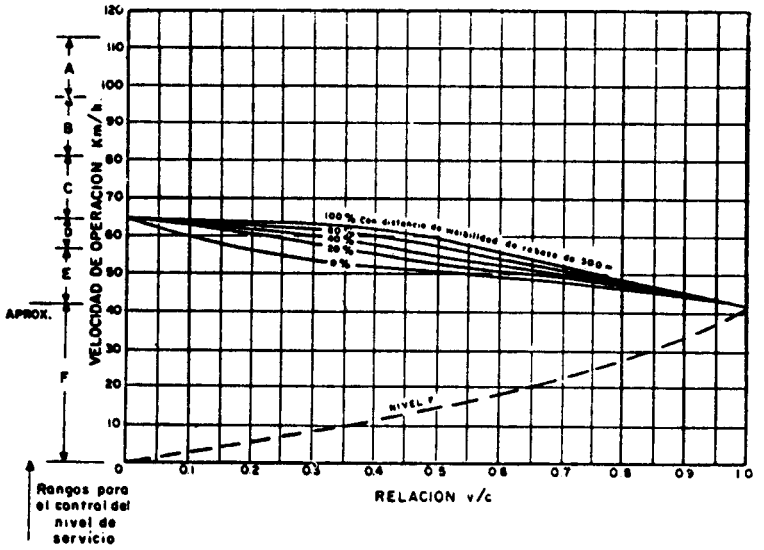


FIGURA 6.26. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 65 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

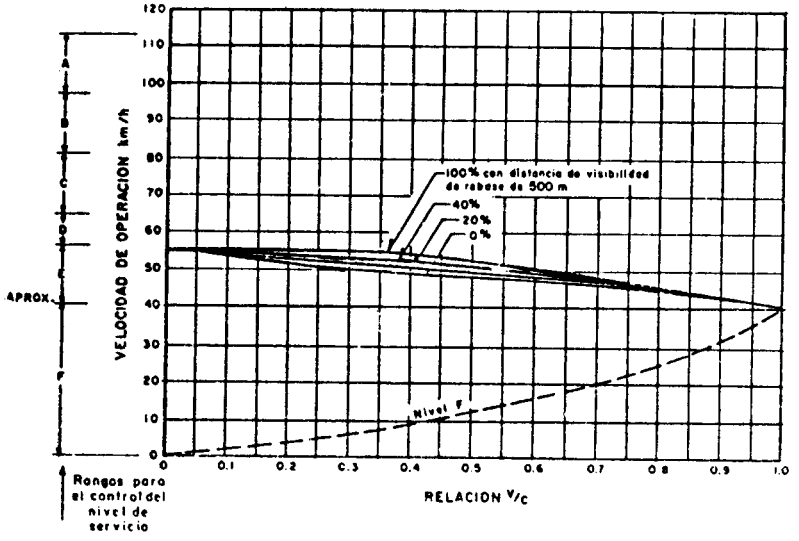


FIGURA 6.27. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 55 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

Cada una de las gráficas representa una velocidad de proyecto ponderada incluyendo, además, un amplio rango de porcentajes de la distancia de visibilidad para rebase disponible. Por consiguiente, la velocidad de proyecto ponderada es el control que se usa para elegir la gráfica apropiada, en un problema específico.

En la Figura 6.22 se muestran los valores básicos de la relación v/c y de las velocidades de operación que establecen los límites de los diferentes niveles de servicio; esta gráfica incluye la curva para condiciones ideales. En el resto de las gráficas, solamente se muestran los valores de la velocidad de operación, ya que éste es el control utilizado. Debe notarse que el valor que se muestra para el límite aproximado del nivel de servicio E, varía de gráfica a gráfica; pudiendo ser más o menos 40 km/h, bajo las peores condiciones de alineamiento.

Los procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio, son similares en concepto, a los utilizados para caminos de carriles múltiples. Sin embargo, son un poco más complejos los que involucran el análisis de los niveles de servicio, debido a la influencia de la distancia de visibilidad de rebase disponible y a la mayor probabilidad de tener alineamientos restringidos. Igualmente, existe más variación entre los factores de ajuste para la capacidad y para los niveles de servicio.

Los procedimientos son los siguientes:

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes:

$$\text{Capacidad } c = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_C\, T_C$$

En la cual:

c = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora, en ambos sentidos).

N = Número de carriles (en este caso $N = 1$, debido a que la capacidad bajo condiciones ideales es de 2 000 vph en ambos sentidos).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (para este caso $\frac{v}{c} = 1$).

W_C = Factor de ajuste a la capacidad, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, de la tabla 6-L.

T_C = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-M en combinación con la 6-H. Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-N en combinación con la 6-H.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_C) obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-O.

B) Cálculo del volumen de servicio. El procedimiento es similar al empleado para autopistas y caminos de carriles múltiples, excepto que en este caso interviene el porcentaje de distancia de visibilidad de rebase disponible.

$$VS = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L$$

En la cual:

VS = Volumen de servicio (tránsito mixto en vehículos por hora, en ambos sentidos).

N = Número de carriles (en este caso $N = 1$, debido a que la capacidad bajo condiciones ideales es de 2 000 vph en ambos sentidos).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (obtenida de la tabla 6-K o Figuras 6.22 a 6.27).

W_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 6-L.

T_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-M en combinación con la tabla 6-H.
Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-N en combinación con la tabla 6-H.
Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_L), obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-O.

C) Determinación de niveles de servicio. Se sugiere la siguiente secuela:

1. Supóngase un nivel de servicio a criterio, tomando en cuenta las características del camino y del tránsito.

2. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, siguiendo el procedimiento indicado para el cálculo de volúmenes de servicio.

3. Compárese el volumen de servicio obtenido, con el volumen de demanda en el camino. Dos tanteos como máximo, permitirán conocer en qué rango de volúmenes de servicio cae el volumen de demanda y por consiguiente, conocer el nivel de servicio buscado.

D) Solución de ejemplos típicos.

Ejemplo 1.

A. Datos:

Carreteras de dos carriles en dos sentidos.
Ancho de la calzada = 6.10 m.
Acotamiento de 0.60 m en ambos lados.
Terreno en lomerío.

Velocidad de proyecto ponderada, 80 km/h.
Distancia de visibilidad de rebase disponible mayor de 500 m = 40%.
Camiones, 20%.
Autobuses, despreciable.
Volumen de demanda actual, 250 vph.
Volumen de demanda dentro de veinte años = 750 vph.

B. Determínese:

1. A qué nivel de servicio opera actualmente.
2. A qué nivel de servicio operará dentro de veinte años.
3. A qué nivel de servicio operará dentro de veinte años si se hacen las siguientes mejoras al camino.

a) 7.30 m de calzada
b) 3.00 m de acotamientos
c) 80% de distancia de visibilidad de rebase disponible.

4. Cuál será el volumen de servicio proporcionado por el camino, mejorado al nivel de servicio E (capacidad).

C. Solución:

1. Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_L T_L$$

$N = 1$.

$\frac{v}{c} = 0.38$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.65$ (de la tabla 6-L).

$T_L = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$$VS_C = 2\,000 \times 1.0 \times 0.38 \times 0.65 \times 0.56$$

$$VS_C = 276 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda actual:

$$250 \text{ vhp} < 276 \text{ vph } (VS_C)$$

Conclusión:

La suposición es correcta y el camino opera a un nivel de servicio C.

2. Se supone como primer tanteo un nivel de servicio D.

$$VS_D = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_L T_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.66$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.67$ (de la tabla 6-L).

$T_L = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,000 \times 1.0 \times 0.66 \times 0.67 \times 0.56$$

$$VS_D = 493 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda dentro de veinte años

$$750 \text{ vph} > 493 \text{ vph } (VS_D)$$

Conclusión:

Dentro de veinte años, el volumen de demanda sobrepasará al volumen de servicio correspondiente al nivel D y, por lo tanto, el camino operará a la capacidad o al nivel de servicio F.

3. Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_L T_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.53$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 1.00$ (de la tabla 6-L).

$T_L = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$$VS_C = 2\,000 \times 1.0 \times 0.53 \times 1.0 \times 0.56$$

$$VS_C = 594 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda dentro de veinte años.

$$750 \text{ vph} > 594 \text{ vph } (VS_C)$$

Conclusión:

La suposición es incorrecta, por lo que hay que hacer un nuevo tanteo. Se supone un nivel de servicio D.

$$VS_D = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_L T_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.72$ (de la tabla 6-K).

W_L y T_L son los mismos valores que para el nivel de servicio C.

Substituyendo:

$VS_D = 2\,000 \times 1.0 \times 0.72 \times 1.0 \times 0.56$

$VS_D = 806$ vph

Comparando con el volumen de demanda dentro de veinte años

$$750 \text{ vph} < 806 \text{ vph } (VS_D).$$

Conclusión:

El camino mejorado operará a un nivel de servicio D dentro de veinte años.

4. Capacidad de la carretera mejorada:

$$c = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_C T_C$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 1.0.$

$W_C = 1.0$ (de la tabla 6-L).

$T_C = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$c = 2\,000 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.56$

$c = 1\,120$ vph

Ejemplo 2.

A. Datos:

Carretera de 2 carriles en dos sentidos.
Carriles de 3.05 m.
Sin acotamientos.
Distancia a obstáculos laterales 0.60 m por un lado y libre de obstáculos por el otro.
Pendiente longitudinal del 5%, en un subtramo de 2 400 m.
Alineamiento restringido para una velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h.
Distancia de visibilidad de rebase disponible, mayor de 500 m = 40%.
Composición del tránsito: camiones 7% (70% de 2 ejes, 20% de 3 ejes y 10% de 4 ejes o más), autobuses 3%, vehículos ligeros 90%.
Volumen de demanda = 410 vph.

B. Determínese:

El nivel de servicio del subtramo para las condiciones dadas.

C. Solución:

Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L\,B_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.38$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.71$ (de la tabla 6-L).

Para encontrar una equivalencia media que sea representativa de la composición del tránsito, se ponderan las equivalencias de las tablas 6-N.1, 6-N.2 y 6-N.3.

$$E_T = 13 \times 0.70 = 9.1$$
$$E_T = 25 \times 0.20 = 5.0$$
$$E_T = 47 \times 0.10 = 4.7$$
$$18.8 \doteq 19$$

$T_L = 0.44$ (de la tabla 6-H).

$E_B = 3$ (de la tabla 6-O).

$B_L = 0.94$ (de la tabla 6-H).

Substituyendo:

$$VS_C = 2\,000 \times 1.0 \times 0.39 \times 0.71 \times 0.44 \times 0.94$$
$$VS_C = 223 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

$$410 \text{ vph} > 223 \text{ vph } (VS_C)$$

Se supone como segundo tanteo un nivel de servicio D.

$$VS_D = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L\,B_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.66$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.71$ (de la tabla 6-L).

Procediendo de la misma manera que para el primer tanteo.

$$E_T = 11 \times 0.70 = 7.7$$
$$E_T = 25 \times 0.20 = 5.0$$
$$E_T = 54 \times 0.10 = 5.4$$
$$18.1 \doteq 18$$

$T_L = 0.46$ (de la tabla 6-H).

$E_B = 2$ (de la tabla 6-O).

$B_L = 0.97$ (de la tabla 6-H).

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,000 \times 1.0 \times 0.66 \times 0.71 \times 0.46 \times 0.97 = 418$$
$$VS_D = 418 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

$$410 \text{ vph} < 418 \text{ vph } (VS_D)$$

Conclusión:

Como el volumen de servicio es ligeramente mayor que el volumen de demanda, se deduce por lo tanto, que el subtramo está operando a un nivel de servicio D.

6.9 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

El análisis en zonas de entrecruzamiento es una parte tan necesaria en la determinación de la capacidad de un camino, como puede serlo cualquiera de los otros componentes, debiendo tomarse en cuenta si se quiere lograr un proyecto balanceado y evitar una sobreestimación de la capacidad general o nivel de operación de un camino.

Independientemente de la naturaleza de la zona de entrecruzamiento, en todos los casos son aplicables los mismos principios de operación y el mismo análisis.

En la Figura 6.28 se ilustra esquemáticamente, con varios ejemplos, la formación de zonas de entrecruzamiento; en estos esquemas se han indicado las longitudes en que se produce el entrecruzamiento.

6.9.1 Características de la operación en zonas de entrecruzamiento

Las zonas de entrecruzamiento se caracterizan por la convergencia de dos o más corrientes de tránsito a una área común del camino, dividiéndose poco después para salir divergiendo; estas maniobras se efectúan en una distancia relativamente limitada. En las Figuras 6.29-A y 6.29-B se muestran los entrecruzamientos que usualmente se resuelven por los métodos señalados en este capítulo, principalmente cuando se encuentran involucrados caminos de primer orden. El entrecruzamiento en dos lados

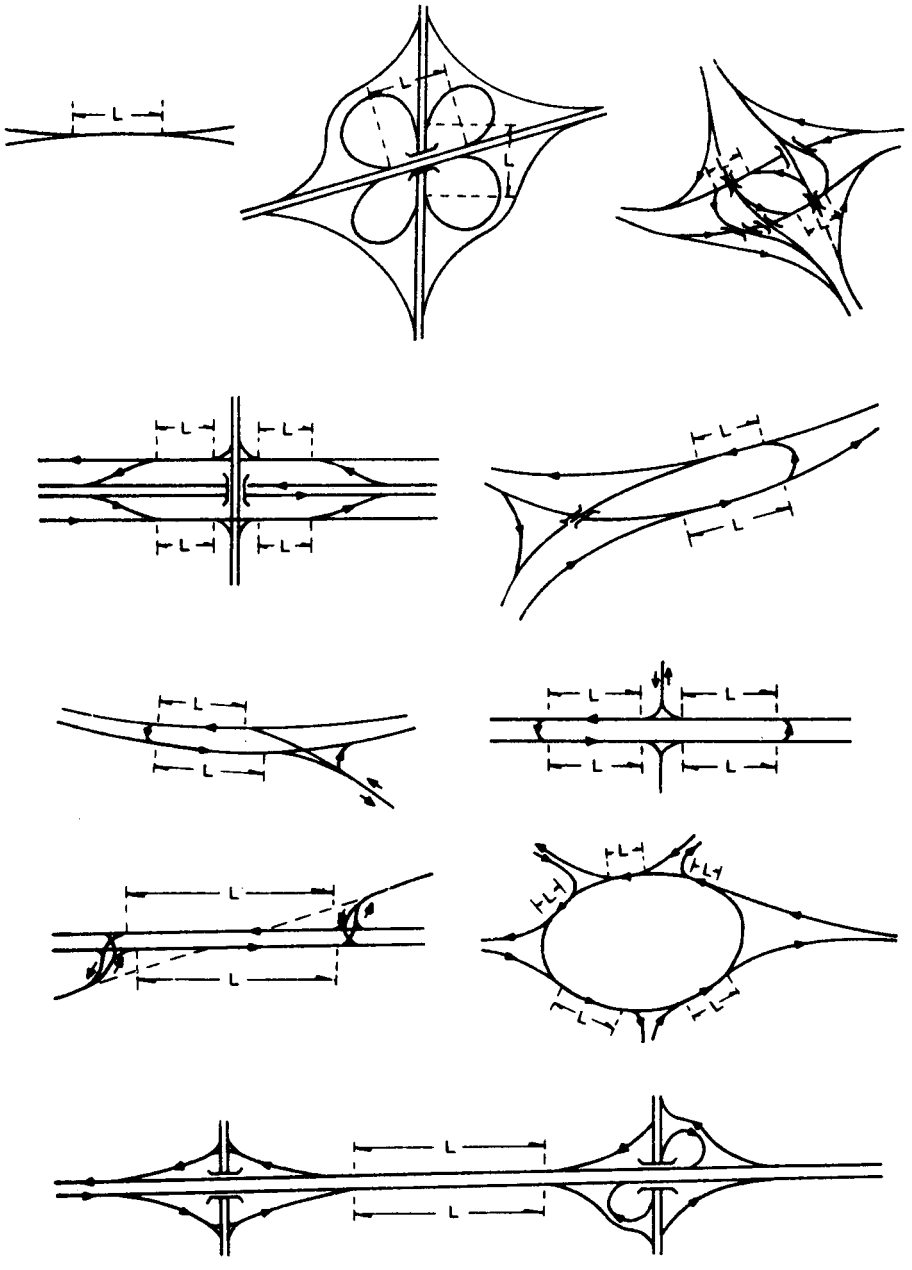


FIGURA 6.28. FORMACION DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

mostrado en la Figura 6.29-D se maneja a menudo con los mismos métodos. Por otra parte, cuando el problema implica entrecruzamiento de un solo lado como el ilustrado en la Figura 6.29-C, es preferible usar los métodos descritos en el inciso 6.10 correspondiente a enlaces.

Una zona de entrecruzamiento acomoda dos clases de tránsito: 1) El tránsito que entra y pasa de largo saliendo de la zona sin cruzar la trayectoria normal de los otros vehículos, y 2) El tránsito que debe cruzar la trayectoria de los otros vehículos después de entrar a la zona de entrecruzamiento; es debido a este último grupo de vehículos, que se produce el entrecruzamiento.

A) Movimientos que no se entrecruzan. La determinación de la capacidad de carriles utilizados para el tránsito que no se entrecruza, no involucra ningún principio nuevo de análisis, siendo comparables a los carriles de una autopista. Para que una zona de entrecruzamiento funcione con eficiencia, es importante que estos carriles adicionales tengan la capacidad para alojar el tránsito que no se entrecruza.

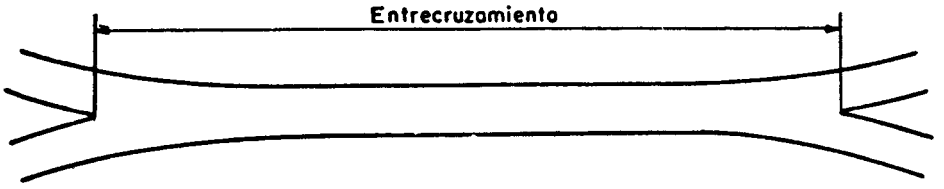
B) Movimientos que se entrecruzan. Bien sea que la totalidad de los vehículos que entran a una zona de entrecruzamiento se entrecrucen o que existan vehículos que se entrecrucen y vehículos que vayan de paso, es evidente que cada vehículo que se entrecruza debe cruzar la línea real o imaginaria que conecta las narices de entrada y salida. En ningún momento, el número de vehículos, en el preciso instante de cruzar esta línea, puede exceder al número máximo que puede alojar un carril sencillo.

Con objeto de acomodar los movimientos de entrecruzamiento, usualmente se requiere un ancho adicional mayor que el de los accesos; es aparente también, que conforme los volúmenes que se entrecruzan se incrementan, se necesitan distancias más largas para ejecutar estas maniobras. Cuando el tránsito que se entrecruza se aproxima a un volumen igual al doble de la capacidad de un carril sencillo, se requiere teóricamente tres veces más longitud que la necesaria para un volumen de entrecruzamiento equivalente a la capacidad de un carril sencillo.

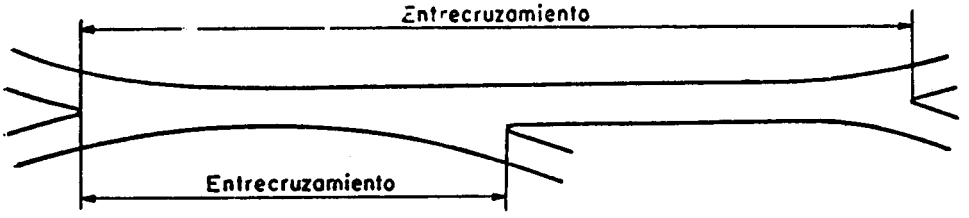
Puede decirse que el funcionamiento de una zona de entrecruzamiento depende fundamentalmente de la longitud y de la anchura de la zona, así como de la composición del tránsito.

C) Calidad del flujo. La operación en zonas de entrecruzamiento se mide en términos de la "calidad del flujo". La gráfica de la Figura 6.30 contiene una familia de curvas desde la I hasta la V, las cuales representan varias calidades del flujo variando desde excelente hasta pobre. Estos niveles de la calidad del flujo, aun cuando se relacionan a los niveles de servicio, son idénticos para todos los tipos de camino, no obstante que los niveles de servicio correspondientes varían dependiendo del tipo de camino involucrado.

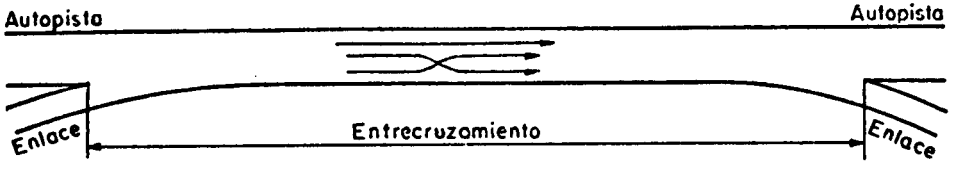
D) Longitud de la zona de entrecruzamiento. La longitud de una zona de entrecruzamiento se mide a lo largo del camino entre la entrada y la salida, como se muestra en la Figura 6.31. Esta longitud se mide desde un punto del extremo de entrada, en el cual la distancia entre la prolongación de las orillas de la calzada sea de 0.60 m hasta un punto del extremo de salida, en el que la distancia entre la prolongación de las orillas de la calzada sea de 3.65 m.



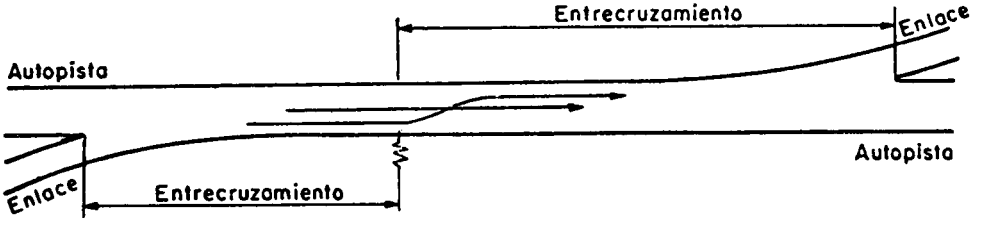
(A) ENTRECRUZAMIENTO SIMPLE



(B) ENTRECRUZAMIENTO MULTIPLE



(C) ENTRECRUZAMIENTO EN UN SOLO LADO



(D) ENTRECRUZAMIENTO EN DOS LADOS

FIGURA 6.29. TIPOS DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

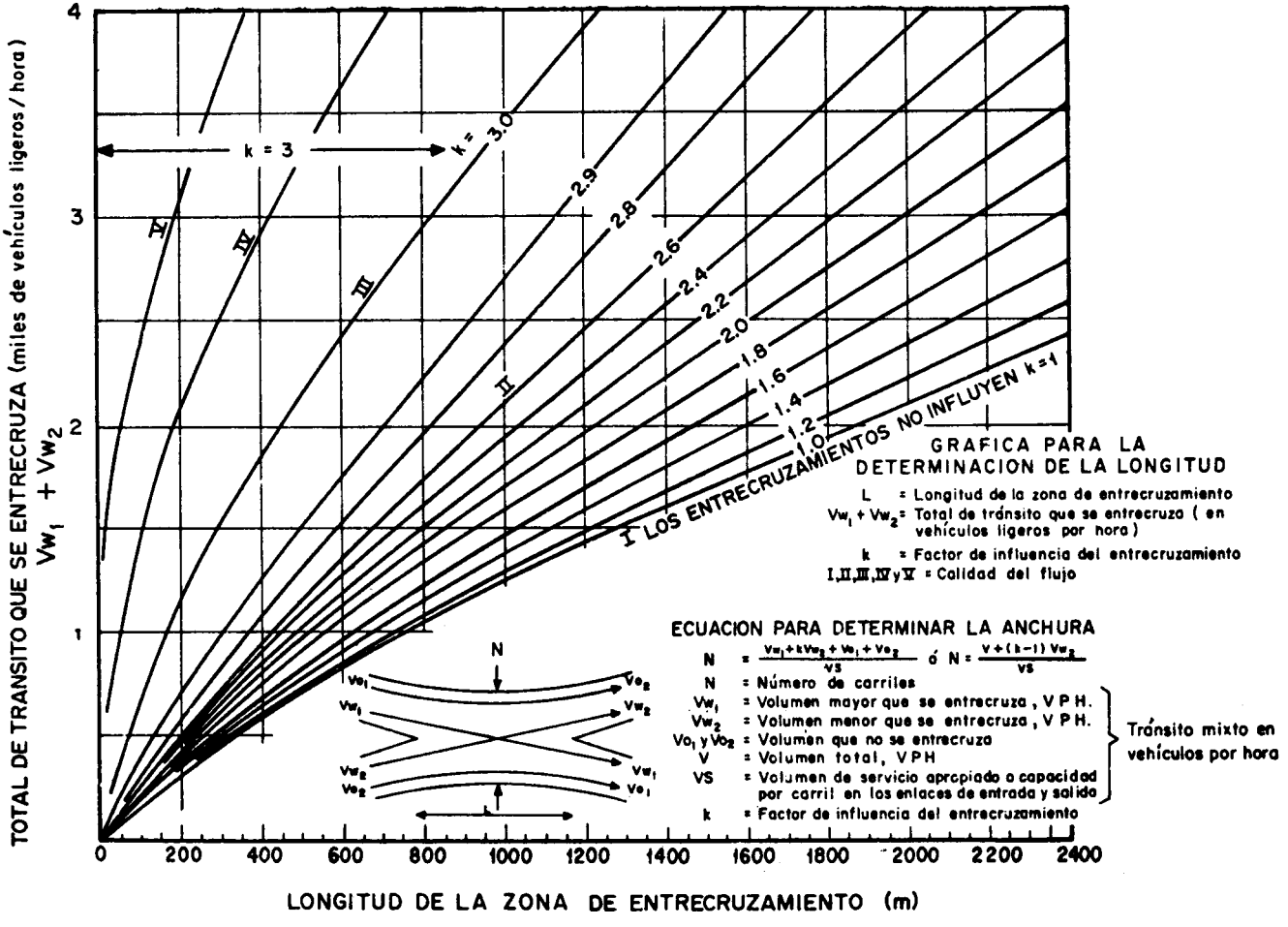


FIGURA 6.30. CARACTERISTICAS DE OPERACION EN LAS ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

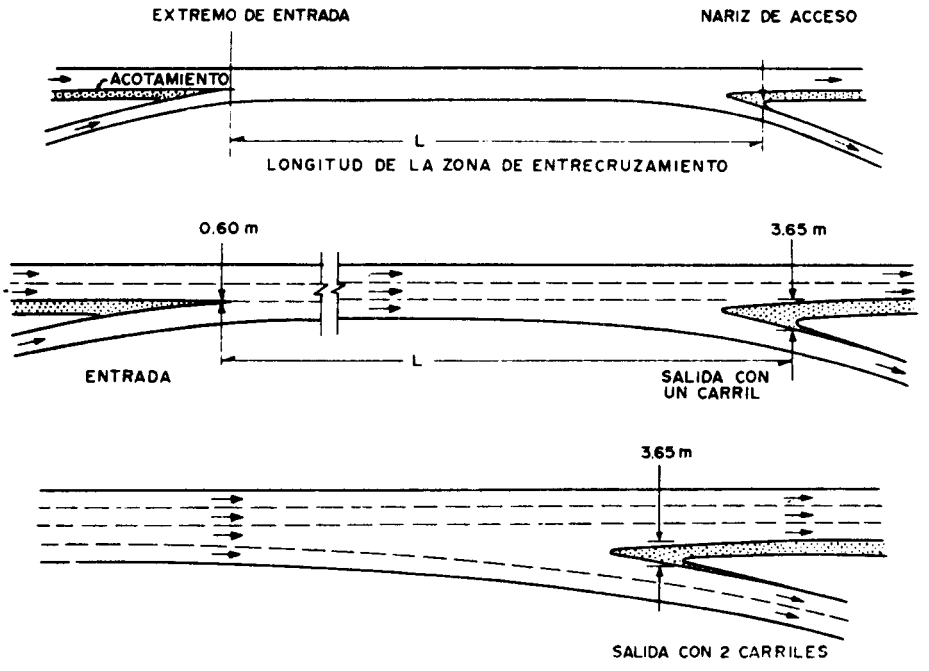


FIGURA 6.31. METODO PARA MEDIR LONGITUDES DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

La longitud de la zona de entrecruzamiento se obtiene de la gráfica de la Figura 6.30 entrando con el volumen que se entrecruza ($V_{w_1} + V_{w_2}$) en vehículos ligeros por hora e intersectando la curva de la calidad del flujo deseada.

Es conveniente incrementar la longitud de la zona de entrecruzamiento, cuando las condiciones lo permitan, lográndose con esto disminuir el efecto adverso del entrecruzamiento.

E) Anchura de la zona de entrecruzamiento. La gráfica de la Figura 6.30 relaciona únicamente los volúmenes posibles de entrecruzamiento a diferentes niveles de operación, con la longitud de la zona. Sin embargo, la anchura de la zona de entrecruzamiento en términos del número de carriles, es otro factor que reviste la misma importancia.

En la solución completa de una zona de entrecruzamiento deben cumplirse ambos requisitos, es decir, longitud y anchura de la zona. Este análisis involucra primero, la determinación de la longitud con base en el volumen de entrecruzamiento y el nivel de operación deseado, y segundo, la determinación de la anchura que a su vez dependerá del volumen de entrecruzamiento, los volúmenes del tránsito que no se entrecruza y del volumen de servicio o capacidad.

El número de carriles para los volúmenes del tránsito que no se entrecruza, se calcula como si se tratara de circulación continua, es decir, dividiendo el volumen de demanda entre el volumen de servicio apropiado o capacidad; de esta manera, si los volúmenes del tránsito que no se entre-

cruza se representan por V_{o_1} y V_{o_2} y el volumen de servicio por carriles se representa por VS, el número de carriles requerido será $(V_{o_1} + V_{o_2}) / VS$.

Los carriles adicionales que se requieren para acomodar los volúmenes de entrecruzamiento se calculan en forma semejante, poniendo en este caso a los volúmenes de entrecruzamiento designados como V_{w_1} y V_{w_2} en el numerador y el mismo valor de VS en el denominador. Se ha demostrado que para volúmenes equivalentes es necesaria más anchura para alojar un flujo de entrecruzamiento, que para alojar un flujo continuo; con el fin de reflejar lo anterior, se ha desarrollado una fórmula racional con base en los datos disponibles, en la cual se plantea que el número de carriles necesario para entrecruzamiento es $(V_{w_1} + kV_{w_2}) / VS$, en donde V_{w_1} es el volumen mayor que se entrecruza en vph; V_{w_2} es el volumen menor que se entrecruza en vph; k es un factor de la influencia del entrecruzamiento, cuyo rango varía de 1.0 a 3.0; y VS es el volumen de servicio promedio por carril, de todas las vías que convergen y divergen a la zona, en vph. El factor k es un factor de equivalencia que expande la influencia del volumen menor de entrecruzamiento, hasta un máximo de tres veces su magnitud real en número de vehículos.

Considerando estas dos expresiones y suponiendo que algunos carriles son utilizados, tanto por los volúmenes de tránsito que no se entrecruza, como por los volúmenes de tránsito que se entrecruza, el número total de carriles viene a ser:

$$N = \frac{V_{w_1} + kV_{w_2} + V_{o_1} + V_{o_2}}{VS}$$

Si $V_{w_1} + V_{w_2} + V_{o_1} + V_{o_2} = V$, volumen total que aloja la zona de entrecruzamiento, la ecuación anterior se puede expresar como sigue:

$$N = \frac{V + (k - 1)\, V_{w_2}}{VS}$$

El valor máximo de k es aplicable a las zonas de entrecruzamiento más cortas, cuya operación está representada por las curvas III, IV y V

En donde la longitud real de la zona de entrecruzamiento es mayor que la mínima requerida, como es el caso de las condiciones que se muestran a la derecha de la curva III de la Figura 6.30, la influencia adversa del entrecruzamiento se hace cada vez menor, razón por la cual el factor k se va reduciendo gradualmente, hasta alcanzar el valor de 1.0 correspondiente a la curva I. Sobre esta curva y a la derecha de la misma, se considera que la zona queda fuera de la influencia del entrecruzamiento, reduciéndose la ecuación a la siguiente expresión:

$$N = \frac{V}{VS}$$

la cual representa el número de carriles requerido bajo condiciones de circulación continua.

El valor de VS usado para determinar el ancho de la zona de entrecruzamiento, deberá ser el volumen de servicio promedio por carril corres-

pondiente a las entradas y salidas de los caminos involucrados, debiéndose tomar en cuenta el factor de la hora de máxima demanda para los niveles C y D. Para autopistas, estos valores se indican en la tabla 6-C, debiendo ajustarse en caso necesario, para reflejar condiciones prevalecientes, tales como porcentaje de camiones, pendientes y anchos de carril.

Se han establecido, sin embargo, ciertas limitaciones del valor máximo de *VS* en relación con cada una de las diferentes calidades del flujo de entrecruzamiento (I a V). En efecto, el valor básico de la capacidad por carril de 2 000 vph, bajo condiciones ideales de la autopista, se reduce con objeto de reflejar la influencia de la turbulencia producida por el entrecruzamiento. Estos valores, los cuales siguen representando condiciones ideales tanto geométricas como del tránsito, se muestran en la tabla 6-P.

Para determinar el número de carriles que se requiere en zonas de entrecruzamiento bajo condiciones en las que el volumen de tránsito es muy fuerte, deberán emplearse los volúmenes de servicio por carril de la tabla 6-P, en lugar de los valores básicos de la tabla 6-C. De la misma manera, estos volúmenes deberán transformarse a valores de *VS* con los ajustes por ancho de carril, camiones, pendientes, etc.

CURVA DE LA CALIDAD DEL FLUJO	VALOR MAXIMO DE $\overline{VS}$ POR CARRIL Vehículos ligeros por hora
I	2 000
II	1 900
III	1 800
IV	1 700
V	1 600

TABLA 6-P. RELACION ENTRE LA CALIDAD DEL FLUJO Y EL VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO POR CARRIL, EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

F) Relaciones entre velocidad-volumen que se entrecruza-longitud, y ancho de las zonas de entrecruzamiento. Las relaciones velocidad-volumen junto con la longitud y ancho de la zona, tienen un efecto vital en las características de la operación y en la determinación de la calidad del flujo.

En zonas de entrecruzamiento con longitudes muy cortas, por ejemplo, de 20 a 30 metros, existirán pocos conflictos cuando son unos cuantos los vehículos que se entrecruzan; sin embargo, si la zona opera a la capacidad, muchos vehículos tendrán que detenerse y la zona fallará al no cumplir con el propósito previsto. La operación en estos casos es comparable a la de una intersección sin control de semáforos con una capacidad de 1 500 vph aproximadamente.

Por otra parte, zonas de entrecruzamiento más largas pueden alojar mucho más tránsito, permitiendo a la mayoría de los vehículos pasar

a través de la zona, sin reducciones intolerables de la velocidad. En general, mientras más larga es una zona, mayor es el volumen de entrecruzamiento que puede alojar y mayor la libertad de movimiento que puede lograrse.

Para condiciones donde la corriente del tránsito esté compuesta por vehículos que se entrecrucen y por vehículos que no se entrecrucen, las curvas III, IV y V de la Figura 6.30, representan el funcionamiento a volúmenes moderadamente altos, con velocidades de operación de los vehículos que se entrecruzan entre 60-70 km/h, 50-60 km/h y 30-50 km/h, respectivamente; este último es el rango aproximado al que se alcanza la capacidad.

En zonas de entrecruzamiento representadas por el área a la derecha de la curva III, pueden alcanzarse velocidades de operación arriba de 65 km/h. En general, la curva III representa una buena operación en donde sólo se requieren ligeros ajustes a la velocidad de los vehículos que se entrecruzan. De manera similar, la curva I representa condiciones de circulación en donde la velocidad del tránsito que se entrecruza, se aproxima a la velocidad de una carretera bajo condiciones de circulación continua.

En promedio, las velocidades de operación a través de zonas de entrecruzamiento para un nivel de servicio dado, son entre 10 y 20 km/h menores que las correspondientes a ese nivel en las entradas y salidas de las ramas de los caminos que forman la zona.

G) Influencia del entrecruzamiento. Dentro de la zona de entrecruzamiento el efecto se intensifica conforme la longitud de la zona se reduce, e inversamente, el efecto disminuye conforme la longitud se incrementa. Como consecuencia, debe existir un límite en el cual la longitud sea tan grande, que el efecto del entrecruzamiento se nulifique o se disipe.

No existen suficientes datos para definir las circunstancias en que el efecto del entrecruzamiento puede considerarse nulo y, por consiguiente, las longitudes donde no es necesario el proyecto de una zona de entrecruzamiento; sin embargo, hay indicios de que más allá de ciertas longitudes, y dentro de ciertos límites de volúmenes de entrecruzamiento, los niveles de operación o la capacidad se ven poco afectados por el entrecruzamiento. Cuando las combinaciones volumen-longitud de la tabla 6-Q sean excedidas, no es necesario proyectar un tramo de camino como zona de entrecruzamiento, sino bajo la base de circulación continua.

Volumenes que se entrecruzan — Vehículos ligeros por hora	Longitud de la zona de entrecruzamiento — m
500	300
1 000	750
1 500	1 250
2 000	1 850

TABLA 6-Q. COMBINACIONES VOLUMEN-LONGITUD CONSIDERADAS FUERA DE LA INFLUENCIA DEL ENTRECRUZAMIENTO

6.9.2 Niveles de servicio y capacidad

El entrecruzamiento puede ocurrir bajo una amplia variedad de condiciones en caminos de todos los tipos, desde autopistas hasta calles urbanas. Debido a que cada uno de estos tipos de camino tiene su propia escala de niveles de servicio, no es posible aplicar la designación básica, A hasta F, a las curvas de la gráfica de la Figura 6.30. El criterio en este caso es considerar que estas curvas representan diferentes niveles de la calidad del flujo, aceptables para el conductor, las cuales son denominadas desde I hasta V. La tabla 6-R se utiliza como referencia para relacionar estas calidades, con los niveles de servicio correspondientes al camino particular en estudio.

NIVEL DE SERVICIO	CALIDAD DE FLUJO(a)			
	AUTOPISTAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES		EN CAMINOS DE DOS CARRILES	EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS
	En la carretera	En los entronques		
A	I — II	II — III	II	III — IV
B	II	III	II — III	III — IV
C	II — III	III — IV	III	IV
D	III — IV	IV	IV	IV
E(b)	IV — V	V	V	V
F	← No satisfactorio(c) →			

(a) Representada por las curvas de la Figura 6.30. Las relaciones abajo de la línea gruesa normalmente no se consideran para proyecto. Cuando aparecen dos valores, el de la izquierda es el deseable y el de la derecha, el mínimo.

(b) Operación a la capacidad.

(c) Volumen máximo, equivalente a la calidad del flujo V, pero puede ser mucho más bajo.

TABLA 6-R. RELACIONES ENTRE LOS NIVELES DE SERVICIO EN EL CAMINO Y LA CALIDAD DEL FLUJO EN LAS ZONAS DEL ENTRECRUZAMIENTO

El proyecto de una zona de entrecruzamiento deberá basarse en el nivel de servicio general que se desea proporcionar en todo el camino.

En la tabla 6-R, la calidad de la operación en una zona de entrecruzamiento, está representada por las curvas I a V de la Figura 6.30; asimismo, se indica su relación con los niveles de servicio básicos para un camino en particular, del cual la zona de entrecruzamiento forma parte.

Cuando aparecen dos valores de la calidad del flujo para un mismo nivel de servicio del camino, se considera al primero de ellos como el valor deseable, en tanto que al segundo normalmente se le utiliza como el valor mínimo para proyecto. Las relaciones abajo de la línea gruesa, generalmente no se consideran para proyecto.

6.9.3 Procedimientos para el proyecto y evaluación operacional de zonas de entrecruzamiento

El análisis de zonas de entrecruzamiento simples es relativamente fácil; este análisis requiere del uso de la gráfica y de la ecuación de la Figura 6.30 con referencia a las tablas 6-P y 6-R, para determinar la longitud y ancho de la zona, dados los volúmenes de demanda. Los volúmenes de tránsito a través de la zona deben mostrarse por separado, incluyendo los volúmenes que no se entrecruzan, el volumen mayor de entrecruzamiento y el volumen menor de entrecruzamiento. El procedimiento puede usarse a la inversa cuando se tienen como datos las características geométricas y se desean obtener las características operacionales.

Las curvas de la Figura 6.30 ligan a los tres factores básicos: longitud de la zona de entrecruzamiento, volumen total de entrecruzamiento y calidad del flujo. Conociendo dos, es posible encontrar el tercero. En problemas típicos se conoce el nivel de servicio, por lo que la calidad del flujo en la zona de entrecruzamiento debe correlacionarse con los niveles de servicio para cada tipo de camino, de acuerdo con las relaciones de la tabla 6-R.

Es necesario tomar ciertas precauciones en relación con el volumen de servicio por carril *VS* que entra como denominador en la ecuación de la Figura 6.30. En primer lugar, al determinar el valor promedio de *VS* para las diferentes entradas y salidas del camino, es importante recordar que, en el caso de autopistas, el volumen de servicio por carril en los accesos y salidas de la zona, variará para un nivel de servicio particular, dependiendo del número de carriles; y en segundo lugar, deberán tomarse en cuenta las limitaciones máximas al *VS* para las diferentes calidades del flujo, tal como se indica en la tabla 6-P.

A) Secuela por fines de proyecto.

Si los datos son:

— Ubicación de la zona de entrecruzamiento.
— Volúmenes de demanda.
— Composición del tránsito.
— Número y ancho de carriles en accesos y salidas de los caminos involucrados.
— Nivel de servicio en cada camino.
— Pendiente en la zona de entrecruzamiento.
— Longitud máxima disponible para el entrecruzamiento.

Y se desea conocer:

— La longitud y el número de carriles para proporcionar una calidad de flujo compatible con los niveles de servicio de los caminos.

La secuela a seguir es la siguiente:

1. Determínese la calidad de flujo compatible con el nivel de servicio en los caminos, entrando a la tabla 6-R, tomando en cuenta el tipo de caminos que forman la zona de entrecruzamiento.

2. Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento V_{w_1} y V_{w_2} en vehículos ligeros equivalentes, con la fórmula:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

en donde T_L es el factor de ajuste por camiones correspondientes al nivel de servicio de los caminos, obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F, cuando se trate de autopistas.

3. Entrese a la gráfica de la Figura 6.30 con el volumen de vehículos ligeros equivalentes antes calculado, hasta intersectar con el valor de k en la curva correspondiente a la calidad de flujo determinada en el punto 1 y por medio de una vertical determínese en el eje de las abscisas, el valor de la longitud de entrecruzamiento buscada.

4. Calcúlese el volumen de servicio promedio por carril VS, bajo condiciones ideales para cada rama de acceso o salida, entrando a la tabla 6-C con el número de carriles y el nivel de servicio en cada rama. El volumen de servicio promedio será:

$$VS \text{ prom.} = \frac{VS \text{ en cada rama}}{\text{Núm. de carriles de todas las ramas}}$$

El volumen de servicio antes calculado deberá ser igual o menor que el indicado en la tabla 6-P correspondiente a la calidad del flujo de la zona.

En caso de que existan condiciones diferentes de las ideales, el valor de VS deberá multiplicarse por los factores de ajuste, de acuerdo con el tipo de restricción.

Por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, el factor se obtiene de la tabla 6-D.

Por vehículos pesados, el factor se obtiene de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F.

5. Calcúlese el ancho de la zona de entrecruzamiento, con la fórmula:

$$N = \frac{V + (k-1)\, V_{w_2}}{VS}$$

B) Secuela para fines de evaluación de las condiciones de operación de una zona de entrecruzamiento.

Si los datos son:

- Ubicación de la zona de entrecruzamiento.
- Volúmenes de demanda.
- Composición del tránsito.
- Longitud de la zona de entrecruzamiento.
- Ancho de la zona de entrecruzamiento.
- Número y ancho de carriles en accesos y salidas de los caminos involucrados.
- Nivel de servicio en cada camino.
- Pendiente en la zona de entrecruzamiento.

Y se desea conocer:

- La calidad del flujo en la zona de entrecruzamiento.
- El nivel de servicio en las ramas que forman la zona de entrecruzamiento, de acuerdo con la calidad del flujo en la zona.

La secuela a seguir es:

1. Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento V_{w_1} y V_{w_2} en vehículos ligeros equivalentes, con la fórmula:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

en donde T_L = factor de ajuste por camiones correspondiente al nivel de servicio de los caminos, obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F, cuando se trate de autopistas.

2. Entrese a la gráfica de la Figura 6.30 con el volumen antes calculado y con la longitud de la zona de entrecruzamiento, para obtener la calidad del flujo y el valor de k correspondiente.

3. Verifíquese que el número de carriles en la zona de entrecruzamiento sea el adecuado para la calidad del flujo obtenida en el punto anterior, utilizando la expresión:

$$N = \frac{V(k - 1)\ V_{w_2}}{VS}$$

en la cual V, k y V_{w_2} son conocidos y VS puede obtenerse en forma semejante a la indicada en la secuela para proyecto.

4. Determínese el nivel de servicio en los caminos que forman la zona de entrecruzamiento, entrando a la tabla 6-R con la designación correspondiente a la calidad del flujo (I, II, III, IV o V) y con el tipo de camino, para obtener el nivel de servicio correspondiente, compatible con la calidad del flujo encontrada.

6.9.4 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Entrecruzamiento ubicado en una autopista.

Volúmenes de demanda (ver croquis de la pág. 222).

Composición del tránsito: Vehículos pesados = 10%
Vehículos ligeros = 90%

Factor de la hora de máxima demanda = 0.91.

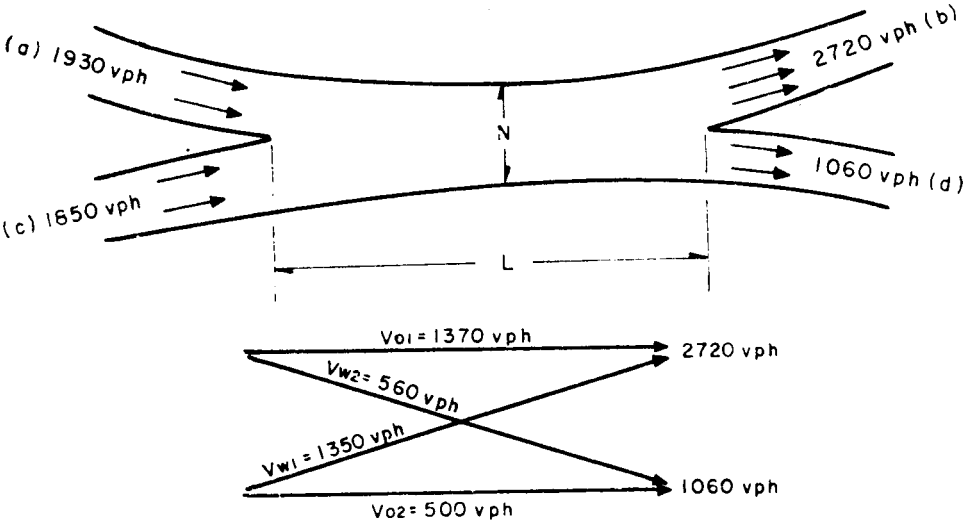
Ancho de los carriles = 3.65 m c/u.

Número de carriles (representados por flechas en el croquis)

Nivel de servicio = C en todas las ramas.

Pendiente en la zona de entrecruzamiento = 3%.

Longitud máxima disponible para el entrecruzamiento = 800 m.



Volúmenes de demanda en la zona de entrecruzamiento

B. Determínese:

1. Longitud de la zona de entrecruzamiento.
2. Ancho de la zona de entrecruzamiento.

C. Solución:

1. Determinación de la longitud de la zona de entrecruzamiento: obténgase primero la calidad del flujo compatible con el nivel de servicio en los caminos, empleando la tabla 6-R. Tomando en cuenta el tipo y los niveles de servicio de los caminos que forman la zona de entrecruzamiento, se tiene una calidad del flujo que puede ser II o III. Para fines de proyecto se considera la calidad II, que es la deseable.

Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento a vehículos ligeros equivalentes.

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

En la cual:

$$V_{w_1} = 1\,350 \text{ vph}$$

$$V_{w_2} = 560 \text{ vph}$$

$$V_{w_1} + V_{w_2} = 1\,910 \text{ vph}$$

$T_L = 0.71$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F)

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{1\,910}{0.71} = 2\,690 \text{ vph}$$

Con la calidad del flujo II y el volumen de entrecruzamiento en vehículos ligeros, antes calculado, éntrese a la gráfica de la Figura 6.30 para obtener la longitud de la zona de entrecruzamiento; $L = 1\,350$ m.

Como 1 350 m es mayor que la longitud disponible (800 m), será necesario aceptar una calidad del flujo menor que la establecida. Considerando la calidad mínima aceptable III, se obtiene de la misma gráfica de la Figura 6.30 una longitud de 710 m, la cual queda dentro de la longitud máxima disponible.

2. Determinación del ancho de la zona de entrecruzamiento.

$$N = \frac{V + (k-1)\,V_{w_2}}{VS}$$

$V = 1\,930 + 1\,850 = 3\,780$ vph

$k = 3.0$ para la calidad del flujo III

$V_{w_2} = 560$ vph

$$VS = \frac{VS \text{ en cada rama}}{\text{Carriles de todas las ramas}}$$

VS en las ramas a, c y d $= 2\,750 \times 3 = 8\,250$ vph (de la tabla 6-C)

VS en la rama b $= 4\,350 = 4\,350$ vph (de la tabla 6-C)

TOTAL 12 600 vph

$$VS \text{ promedio} = \frac{12\,600}{9} = 1\,400 \text{ vph}$$

Comparando con el valor máximo admisible de la tabla 6-P

1 400 vph < 1 800 vph (calidad del flujo III)

Factor de ajuste por vehículos pesados $T_L = 0.71$ (obtenido en la primera parte de la solución)

Aplicando el factor se obtiene el VS promedio en tránsito mixto.

VS promedio $= 1\,400 \times 0.71 = 994$ vph

Substituyendo:

$$N = \frac{3\,780 \times (3.0-1) \times 560}{994} = 4.91 \doteq 5$$

$N = 5$ carriles

Ejemplo 2.

A. Datos.

Entrecruzamiento ubicado en el entronque de una autopista.
Volúmenes de demanda (ver croquis de la pág. 224).

Composición del tránsito: vehículos pesados = 3%
vehículos ligeros = 97%

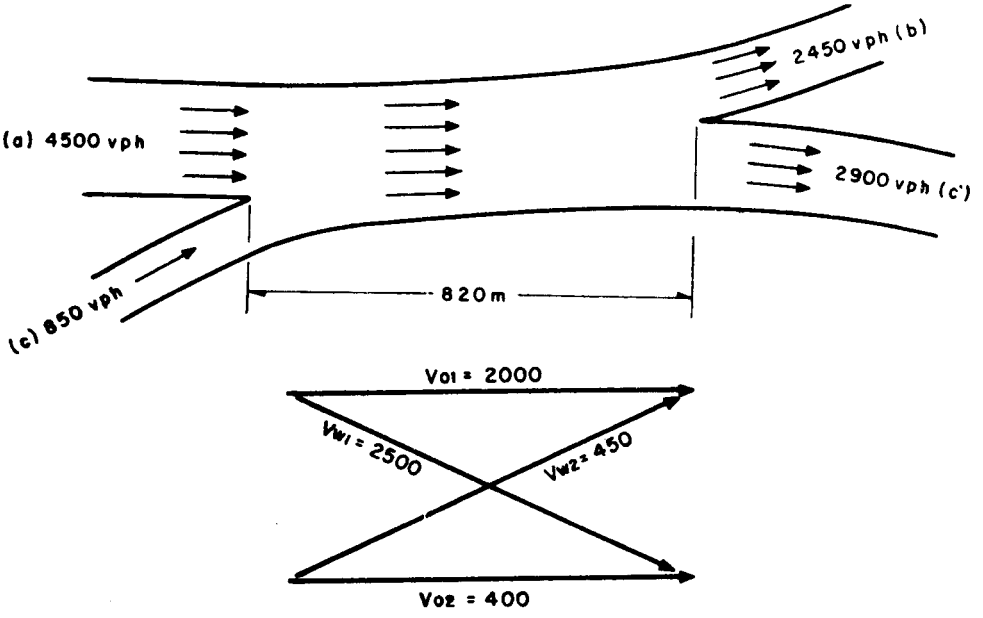
Longitud de la zona de entrecruzamiento = 820 m.

Número de carriles (representado por flechas en el croquis).

Ancho de los carriles = 3.65 m c/u.

Nivel de servicio en cada camino = C.

Pendiente en la zona de entrecruzamiento = 8%.



Volumenes de demanda en la zona de entrecruzamiento

B. Determínese:

1. La calidad del flujo en la zona de entrecruzamiento.
2. El nivel de servicio en las ramas de la zona de entrecruzamiento.

C. Solución:

1. Determinación de la calidad del flujo.

Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento a vehículos ligeros, con la expresión:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

$V_{w_1} = 2\,500$ vph; $V_{w_2} = 450$ vph

Para determinar T_L, se considera que la longitud de la pendiente empieza 400 m antes de la zona de entrecruzamiento; por lo tanto, la longitud de la pendiente será de 400 + 820 = 1 220 m.

De acuerdo con lo anterior, $E_T = 10$ (de la tabla 6-F)

y $T_L = 0.79$ (de la tabla 6-H)

Substituyendo:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{450 + 2\,500}{0.79} = 3\,735 \text{ vph}$$

Con este volumen y la longitud de la zona de entrecruzamiento en la gráfica de la Figura 6.30, se obtiene que la calidad del flujo está comprendida entre III y IV, con un valor de $k = 3.0$.

Verifíquese que el número de carriles en la zona de entrecruzamiento sea el adecuado para la calidad del flujo obtenida anteriormente, utilizando la expresión:

$$N = \frac{V(k - 1)\, V_{w_2}}{VS}$$

$V = 4\,500 + 850 = 5\,350$ vph

$k = 3.0$

$V_{w_2} = 450$ vph

$$VS \text{ promedio} = \frac{VS \text{ en cada rama}}{\text{Carriles de todas las ramas}}$$

VS en la rama $(a) = 6\,000$ vph (de la tabla 6-C)

VS en la rama $(b) = 1\,650$ vph (de la tabla 6-C)

VS en las ramas (c) y $(d) = 4\,350 \times 2 = 8\,700$ vph (de la tabla 6-C)

TOTAL $= 16\,350$ vph

$$VS \text{ promedio} = \frac{16\,350}{11} = 1\,486 \text{ vph}$$

Comparando con el VS máximo admisible de la tabla 6-P

1 846 vph $<$ 1 800 vph (calidad del flujo III)

Factor de ajuste por vehículos pesados = 0.79 (obtenido en la primera parte de la solución).

VS prom. $= 1\,486 \times 0.79 = 1\,174$ vph (tránsito mixto)

Substituyendo:

$$N = \frac{5\,350 + (3.0 - 1)\,450}{1\,174} = 5.3$$

Comparando con el número de carriles en la zona de entrecruzamiento:

$$5 \doteq 5.3$$

De lo anterior se concluye que el número de carriles es el adecuado para la calidad del flujo inicialmente encontrada (III — IV).

2. Determinación del nivel de servicio en las ramas, considerando la influencia de la calidad del flujo existente en la zona de entrecruzamiento.

Sabiendo que la zona de entrecruzamiento está ubicada en el entronque de una autopista y que la calidad del flujo está comprendida entre III y IV, de la tabla 6-R se obtiene que en el nivel de servicio en las ramas es C; este nivel de servicio coincide con el nivel de servicio dado como dato en el ejemplo.

Lo anterior indica que la operación en la zona de entrecruzamiento y la operación en los caminos que la forman, guardan el balance apropiado.

6.10 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN VIAS DE ENLACE

Una vía de enlace es aquella que permite al tránsito cambiar de un camino a otro. En intersecciones es conocida como aquella que une dos ramas de la intersección.

La influencia de la operación de una vía de enlace puede aplicarse a todos los caminos que tengan varios carriles y, por supuesto, que tengan enlaces. Como las autopistas son los caminos que siempre cumplen con las condiciones citadas, en lo sucesivo para hacer más simple la redacción, se hará referencia a este tipo de camino.

Las características de operación en los enlaces pueden afectar directamente la eficiencia del movimiento del tránsito en los carriles de una autopista; un proyecto deficiente de las vías de enlace limita seriamente el volumen de tránsito que puede entrar a una autopista. El diseño y ubicación apropiados de los enlaces en caminos con altos volúmenes de tránsito revisten, por consiguiente, gran importancia si el propósito que se persigue es el de ofrecer una operación rápida, segura y eficiente.

6.10.1 Consideraciones generales

A continuación se describen algunos de los conceptos más importantes en relación con el proyecto y la operación del tránsito en los enlaces; debiéndose señalar que al no tomar en consideración cualquiera de estos conceptos, existe la posibilidad de tener reducciones considerables en el volumen de servicio, bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito.

A) Entrecruzamiento entre enlaces sucesivos. Cuando existe una distancia relativamente corta entre un enlace de entrada y uno de salida, usualmente se presenta una situación de entrecruzamiento de un solo lado. Como ya se indicó al tratar lo relativo a entrecruzamientos, los procedimientos de análisis que se proponen aquí, son más apropiados para la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio en los entrecruzamientos que se producen en un solo lado de la autopista.

B) Consideración de períodos de volúmenes máximos. En ningún otro punto del camino es tan importante conocer el volumen de tránsito durante

intervalos de tiempo dentro de los períodos máximos, como lo es en los enlaces. En muchos casos, los datos del volumen horario pueden ser inadecuados, debido a que el flujo máximo en el enlace puede ocurrir en un intervalo diferente dentro de la hora, que el del flujo máximo en la autopista. Al aplicar los procedimientos de análisis para enlaces a la solución específica de problemas operacionales, las características de los máximos dentro de la hora son los críticos, por lo que deberán usarse volúmenes horarios, basados en estos períodos de tiempo más cortos que el de una hora.

C) Influencia del diseño. Los procedimientos de cálculo que se incluyen más adelante para los diferentes niveles de servicio, están basados en diseños modernos y adecuados. Actualmente, se llevan a cabo investigaciones para proporcionar un conocimiento más específico, del efecto que tiene la ausencia de carriles de aceleración y poder contar con factores de ajuste, que puedan aplicarse a proyectos de esta índole.

D) Factores que controlan la capacidad. La capacidad de un enlace de una autopista se determina por el menor de los tres siguientes valores: 1) la capacidad en el extremo que conecta con la autopista, 2) la capacidad del enlace propiamente dicho, y 3) la capacidad en el extremo que conecta con el camino secundario.

La capacidad de un enlace de un solo carril, puede alcanzar bajo condiciones ideales 2 000 vph; sin embargo, las restricciones en las características geométricas de la mayor parte de los enlaces, tales como pendientes, curvatura y otras semejantes, ocasionan que el valor anterior sea considerablemente más bajo.

En los extremos de los enlaces que conectan con las autopistas, el volumen de tránsito en el carril exterior de la autopista (carril Núm. 1) tiene un efecto notable en las operaciones de entrada y salida, y usualmente es el elemento que controla los volúmenes de servicio y la capacidad que puede alcanzarse en el enlace.

E) Conexiones de los enlaces de entrada. En los extremos de los enlaces de entrada que conectan con la autopista, generalmente el conductor que circula por el enlace y se dispone a entrar a la autopista, tiene necesidad de hacer una evaluación de la corriente del tránsito y hacer los ajustes necesarios de velocidad, para poder lograr incorporarse en el espacio escogido entre vehículos.

Resulta de lo anterior, que el elemento crítico para evaluar la capacidad en los extremos de los enlaces de entrada, es la disponibilidad de suficiente espacio en la corriente del tránsito en el carril Núm. 1.

En otras palabras, que el factor esencial en la determinación del volumen de servicio y de la capacidad, depende de la estimación que se haga del volumen en el área de maniobra donde convergen el tránsito del carril Núm. 1 de la autopista y el del enlace, conocidos los volúmenes de la autopista, la separación de los enlaces adyacentes y los volúmenes de tránsito en ellos.

F) Conexiones de los enlaces de salida. En el caso de enlaces de salida, el factor esencial que influye en la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio, es la estimación del volumen en el área de maniobra donde divergen el tránsito del carril Núm. 1 de la autopista y el del enlace,

debido a que en esta área el volumen en el carril Núm. 1 tiene un efecto considerable en el nivel de servicio que proporciona la autopista.

6.10.2 Niveles de servicio en los extremos de los enlaces

Como ya se mencionó con anterioridad, cuando se trata con volúmenes de servicio y capacidades de elementos específicos del camino, en los cuales la operación es diferente a la de tramos de camino abierto, el propósito es lograr, en esos puntos, condiciones de operación que estén en armonía con el nivel de servicio elegido para el camino. De ahí que el volumen de servicio en los extremos de conexión de los enlaces, deba relacionarse con el volumen de demanda en el carril Núm. 1 de la autopista, si es que se desean mantener las condiciones de equilibrio.

Existen tantos arreglos posibles y espaciamientos de enlaces sucesivos en autopistas, con o sin carriles auxiliares, que no es posible definir todos los niveles de servicio para cada combinación específica; los niveles de servicio que se describen a continuación, se refieren a conexiones simples en donde enlaces de un solo carril conectan con una autopista, sin que haya cambio en el número de carriles de la autopista.

En los puntos de entrada o salida a la autopista, el nivel de servicio A representa una operación sin restricciones. A este nivel, bajo condiciones ideales, el volumen de convergencia (vehículos en el carril Núm. 1, más vehículos que entran por el enlace) no exceda de 1 000 vph a una velocidad aproximada de 100 km/h.

En el nivel de servicio B, aparecen algunos conflictos en las entradas de los enlaces. Bajo condiciones ideales, el volumen de convergencia no exceda de 1 200 vph a una velocidad aproximada de 90 km/h.

El nivel de servicio C representa el límite en que se puede asegurar una circulación continua. Los conductores están conscientes de que se encuentran operando en el área de un entronque y están preparados para hacer los ajustes necesarios. El volumen máximo de convergencia varía de 1 300 a 1 550 vph bajo condiciones ideales. El volumen de divergencia (vehículos en el carril Núm. 1, más vehículos que utilizarán el enlace de salida) tiene un límite máximo de 1 400 a 1 550 vph, dependiendo del factor de la hora de máxima demanda.

El nivel de servicio D representa una condición que se acerca a la inestabilidad y a un principio de congestionamiento. La formación de colas en el enlace ocurre ocasionalmente cuando el volumen que aloja es relativamente alto. El flujo en los cinco minutos más altos, equivalentes a un máximo de 1 800 vph, puede circular a velocidades de 65 km/h, aproximadamente. Si el diseño geométrico del enlace es bueno, éste podrá acomodar satisfactoriamente un volumen de divergencia de 1 900 vph como máximo.

La capacidad establecida en las conexiones de un enlace de salida o de entrada es de 2 000 vph. La operación a este volumen corresponde al límite del nivel de servicio E, con velocidades en el rango de 30 a 50 km/h. Si el acceso está ya operando a la capacidad, un aumento del número de vehículos en el enlace de entrada traerá como consecuencia el congestionamiento total.

El nivel F representa el flujo forzado, que sigue al congestionamiento de la entrada a la autopista. Prácticamente, todo el tránsito en el carril Núm. 1 y el tránsito en el enlace de entrada, están sujetos a paradas continuas.

NIVEL DE SERVICIO	VOLUMEN DE SERVICIO EN LA AUTOPISTA EN UNA DIRECCION [a] (vph)			VOLUMEN DE SERVICIO EN EL PUNTO DE VERIFICACION (vph)		
	4 CARRILES 2 para cada sentido	6 CARRILES 3 para cada sentido	8 CARRILES 4 para cada sentido	CONVERGENCIA [b]	DIVERGENCIA [c]	ENTRECRUZAMIENTO [d]
A	1400	2400	3400	1000	1100	800
B	2000	3500	5000	1200	1300	1000
FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA	0.77 0.83 0.91 1.00	0.77 0.83 0.91 1.00	0.77 0.83 0.91 1.00	0.77 0.83 0.91 1.00	0.77 0.83 0.91 1.00	0.77 0.83 0.91 1.00
C	2300 2500 2750 3000	3700 4000 4350 4800	5100 5500 6000 6600	1300 1400 1550 1700	1400 1500 1650 1800	1100 1200 1350 1450
D	2800 3000 3300 3600	4150 4500 4900 5400	5600 6000 6600 7200	1400 1500 1650 1800	1500 1600 1750 1900	1400 1500 1650 1800
E [e]	$\leq$ 4000	$\leq$ 6000	$\leq$ 8000	$\leq$ 2000	$\leq$ 2000	$\leq$ 2000
F	←	←	←	→	→	→

a.—Para usarse en verificaciones del volumen de servicio en la autopista entre enlaces sucesivos.

b.—Representa el volumen de servicio constituido por la suma del volumen calculado para el carril número 1, más el volumen en el enlace de acceso.

c.—Representa el volumen de servicio en el carril número 1, inmediatamente antes de un enlace de salida, incluye vehículos de paso y vehículos con probabilidad de usar el enlace de salida.

d.—Representa el volumen de servicio en puntos espaciados a cada 150 m entre enlaces de entrada y salida.

e.—Capacidad.

TABLA 6-S. VOLUMENES DE SERVICIO Y CAPACIDAD EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES (TRANSITO MIXTO EN VEHICULOS POR HORA, EN UNA DIRECCION, SUPONIENDO TERRENO A NIVEL Y UN PORCENTAJE DE CAMIONES NO MAYOR DEL 5%)

En la descripción anterior de niveles de servicio, se supone que no existe un ancho adicional de la calzada del camino en ningún punto a través de las zonas de entrada y de salida. En la práctica, un carril auxiliar puede mejorar grandemente las operaciones en lugares donde un enlace de salida se encuentra a poca distancia de uno de entrada. De hecho, este elemento es la clave para mantener un nivel de servicio balanceado en todo el camino.

En la tabla 6-S se sintetizan los criterios fundamentales de niveles de servicio antes señalados, para los casos de entradas y salidas simples. Esta tabla no deberá usarse directamente para cálculos de capacidad y volúmenes de servicio, sin hacer referencia a los procedimientos que se describen más adelante, en este inciso.

6.10.3 Determinación de la capacidad y el volumen de servicio en el extremo del enlace que conecta con la autopista

Los procedimientos para determinar los volúmenes aceptables en los extremos de los enlaces, se basan en la premisa de que si el volumen de demanda no excede al volumen de servicio en ciertos puntos críticos, como los que se muestran en la Figura 6.32, se tendrán buenas condiciones de operación tanto en la autopista como en el enlace, sin requerirse un mayor análisis.

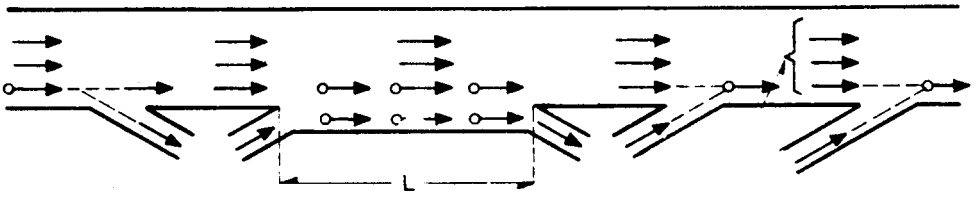


FIGURA 6.32. PUNTOS CRITICOS DE VERIFICACION

Existen dos procedimientos para la determinación de volúmenes de servicio, dependiendo del nivel de servicio por analizar.

6.10.3.1 Cálculo de volúmenes de servicio para los niveles A, B y C

Para propósitos de proyecto, donde se deseen condiciones de circulación continua, como las proporcionadas por un nivel de servicio C o mejor, el procedimiento empleado requiere del uso de ecuaciones, en las cuales están involucrados los siguientes conceptos: *a)* el volumen de tránsito en el

enlace en estudio, *b)* el volumen de tránsito en la autopista, inmediatamente antes de que conecte el enlace, *c)* las distancias entre enlaces adyacentes y los volúmenes de tránsito en ellos antes y después de su conexión con la autopista.

Estas ecuaciones han sido obtenidas por medio de técnicas de regresión múltiple y se emplean para calcular los volúmenes de tránsito probable en el carril Núm. 1, en puntos de verificación seleccionados.

Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Establézcanse las características geométricas del lugar en estudio, incluyendo el número de carriles de la autopista y la ubicación y tipo de los enlaces adyacentes.

2. Establézcanse los volúmenes de demanda para todos los movimientos vehiculares.

3. Elíjase de entre los diferentes casos mostrados en las Figuras 6.33 a 6.50, la ecuación apropiada de acuerdo con las características geométricas y de operación involucradas, y con ésta calcúlese el volumen de tránsito probable en el carril Núm. 1, en el punto o los puntos de verificación necesarios.

4. Analícese el criterio señalado en los puntos anteriores, de la manera siguiente:

a) En el punto de convergencia, el volumen que entra por el enlace se suma al volumen calculado en el carril Núm. 1. Este volumen total que llega al punto de convergencia después de la salida, se compara con el volumen de servicio que se da en la tabla 6-S correspondiente al punto de convergencia que se está verificando.

b) En el punto de divergencia, el volumen calculado en el carril Núm. 1 (que incluye a los vehículos de paso que circularán en este carril y a los vehículos a punto de salir), se compara con los volúmenes de servicio en el punto de divergencia, señalados en la tabla 6-S.

c) Cuando existen carriles auxiliares, entre un enlace de entrada y uno de salida, se calculan los volúmenes en el carril auxiliar y en el carril Núm. 1, en puntos seleccionados entre los dos enlaces. Estos volúmenes se comparan con los volúmenes de servicio de convergencia o de divergencia de la tabla 6-S dependiendo de la ubicación de los puntos de verificación.

d) Cuando exista entrecruzamiento entre enlaces espaciados a corta distancia, en la tabla 6-S se indican los volúmenes máximos de entrecruzamiento admisibles, con los cuales hay que comparar la suma de los volúmenes de los enlaces. En caso necesario deben efectuarse verificaciones del entrecruzamiento, en puntos a cada 150 m.

e) En el caso de enlaces de dos carriles, los diferentes volúmenes de convergencia y de divergencia por verificar, se comparan con los volúmenes de servicio de convergencia y de divergencia de la tabla 6-S.

f) El volumen total de tránsito en la autopista, se compara con el volumen de servicio de la tabla 6-S. En este procedimiento, los carriles auxiliares no cuentan como carriles de la autopista.

5. Evalúense e interprétense los resultados del análisis efectuado en el punto 4, de la manera siguiente:

Los volúmenes de servicio para un nivel de servicio en particular, no deberán ser excedidos en ningún caso por los volúmenes de demanda si se

desea mantener una armonía completa en el proyecto. Si no son excedidos, el proyecto se considera satisfactorio para la operación del tránsito al nivel de servicio elegido. Si los volúmenes de servicio son excedidos en uno o más puntos de verificación, es recomendable hacer lo siguiente:

a) En el caso de un diseño nuevo, rediséñese o acéptese un nivel de servicio más bajo.

b) En el caso de una obra existente, considérese la reconstrucción o acéptese un nivel de servicio restringido.

La meta usual, si se decide reconstruir o rediseñar, es la de reducir los volúmenes en los puntos de verificación, de tal manera que queden dentro del rango de volúmenes de servicio correspondiente al nivel de servicio elegido. Los siguientes son ejemplos de posibles soluciones:

— Agregar otro carril auxiliar.
— Aumentar la distancia entre enlaces.
— Distribuir entre dos enlaces los volúmenes altos de un enlace.
— Aumentar el número de carriles de la autopista.

A) Variables consideradas. La serie de ecuaciones mostradas en las Figuras 6.33 a 6.50, involucran un cierto número de factores y variables, aun cuando no todos ellos se utilizan en una sola ecuación. Estos se definen a continuación:

$V_1 = (1)$ Para un enlace de entrada, V_1 es el volumen en el carril Núm. 1 de la autopista, a la altura de la nariz del enlace de entrada, precisamente antes de que tenga lugar la convergencia.

$= (2)$ Para un enlace de salida, V_1 es el volumen en el carril Núm. 1, inmediatamente antes de que tenga lugar la divergencia.

$= (3)$ Para un enlace de salida de dos carriles, V_1 es el volumen en el carril Núm. 1, inmediatamente después de que tenga lugar la divergencia.

$V_{1+A} = (1)$ Para un enlace de entrada de dos carriles, V_{1+A} es el volumen en el carril Núm. 1 de la autopista más el volumen del carril izquierdo del enlace (el carril del enlace más cercano a la autopista).

$= (2)$ Para un enlace de salida de dos carriles, V_{1+A} es el volumen en el carril Núm. 1 más el volumen en el carril izquierdo del enlace antes de que tenga lugar la divergencia.

$V_c =$ Para la bifurcación de los tres carriles en un solo sentido de una autopista, en dos ramas de dos carriles cada una, V_c es el volumen en el carril central antes de que éste se divida en el carril Núm. 1 de la rama más importante y en el carril izquierdo de la otra rama.

$V_f =$ Para un enlace de entrada, V_f es el volumen en la autopista, total para todos los carriles en un sentido, a la altura de la nariz del enlace, precisamente antes de que tenga lugar la convergencia.

$V_t =$ Para un enlace de salida, V_t es el volumen en la autopista, total para todos los carriles en un solo sentido, inmediatamente antes de que tenga lugar la divergencia.

$V_r = (1)$ Para un enlace de entrada, V_r es el volumen que llega a la zona de convergencia a través del enlace.

$= (2)$ Para un enlace de salida, V_r es el volumen que sale por el enlace proveniente de la zona de divergencia.

= (3) Para una bifurcación, V_r es el volumen que usa la rama derecha de la bifurcación.

D = Distancia en metros, medida como se indica en la Figura 6.31, desde el enlace que se está considerando hasta el enlace inmediato anterior de entrada o de salida.

V = Volumen en el enlace inmediato anterior al que se está considerando, bien sea de entrada o de salida.

D_d = Distancia en metros, medida como se indica en la Figura 6.31, desde el enlace que se está considerando hasta el enlace inmediato posterior de entrada o de salida.

V_d = Volumen en el enlace inmediato posterior al que se está considerando, bien sea de entrada o de salida.

B) Elementos adicionales que requieren consideración. Uso de carril auxiliar. Las Figuras 6.37, 6.38, 6.42, 6.43 y 6.47, se usan para el análisis de los enlaces de entrada, cuando existe un carril auxiliar que se prolonga hasta un enlace de salida inmediato posterior. La presencia de carriles auxiliares cambia, en cierto modo, los procedimientos de cálculo que se usan en situaciones comunes de convergencia y divergencia. La mayor oportunidad de entrecruzamiento o de cambio de carril que ocurre entre el carril Núm. 1 y el carril auxiliar, hace necesario el cálculo del volumen en puntos seleccionados entre las narices de los enlaces; debiéndose verificar también, el volumen de entrecruzamiento en puntos situados a cada 150 m.

El cálculo de los volúmenes en el carril Núm. 1 y en el carril auxiliar, deben verificarse por separado, comparándolos con los volúmenes de servicio de la tabla 6-S. Si los puntos de verificación están situados a la mitad de la distancia entre enlaces o más cercanos al enlace de entrada, la comparación se hace con los volúmenes de servicio de convergencia; si el punto se encuentra más cercano al enlace de salida, la comparación deberá hacerse con los volúmenes de servicio de divergencia. Para una verificación de volúmenes en todos los carriles de la autopista, no deberá incluirse dentro del volumen total el volumen en el carril auxiliar.

Para el análisis de situaciones donde existe un carril auxiliar, se emplean las curvas de la Figura 6.51 junto con las ecuaciones correspondientes; su uso permite el análisis de los movimientos de cambio de carril que se producen en un momento dado, en cualquier punto a lo largo del carril auxiliar. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

a) Determínese el volumen en el carril Núm. 1, usando la ecuación apropiada al caso (Figuras 6.37, 6.38, 6.42, 6.43 y 6.47). Este volumen en el carril Núm. 1 se compone de los vehículos que van de paso y de los que van a dejar la autopista por medio del enlace de salida. Al calcular el tránsito de paso en el carril Núm. 1, se considera que el 100 por ciento de los vehículos que van a salir, permanecen en el carril Núm. 1 desde el enlace de entrada.

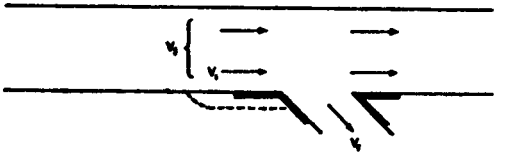
b) Réstese el volumen en el enlace de salida, del volumen calculado en el carril Núm. 1 para obtener el volumen que va de paso en el carril Núm. 1 (Volumen que va de paso = $V_1 - V_r$)

c) Háganse varias verificaciones de volúmenes en el carril Núm. 1 y en el carril auxiliar en puntos situados entre enlaces. Estos volúmenes se determinan como sigue:



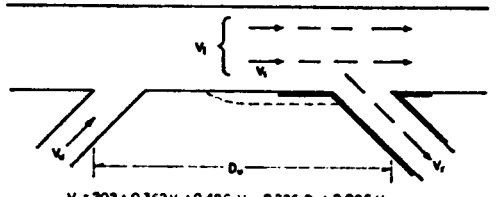
$V_t = 136 + 0.345\ V_f - 0.115\ V_r$
Error estándar = 113 VPH
Limitaciones :
V_f : 400 - 3400 VPH
V_r : 50 - 1400 VPH
Que no exista un enlace de entrada en una longitud de 600 m antes del enlace indicado

FIGURA 6.33



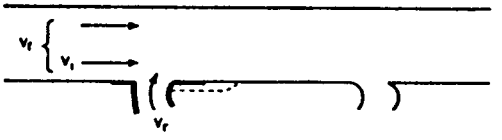
$V_t = 165 + 0.345\ V_f + 0.520\ V_r$
Error estándar = 131 VPH
Limitaciones :
V_f : 400 - 4200 VPH
V_r : 50 - 1500 VPH
Que no exista un enlace de entrada en una longitud de 1000 m antes del enlace indicado.

FIGURA 6.34



$V_t = 202 + 0.362\ V_f + 0.490\ V_r - 0.226\ D_o + 0.096\ V_o$
Error estándar = 83 VPH
Limitaciones :
V_f : 70 - 4200 VPH
V_r : 50 - 1600 VPH
V_o : 50 - 900 VPH
D_o : 210 - 1000 m

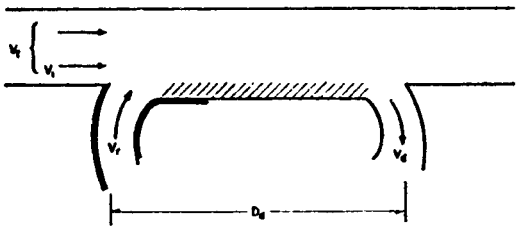
FIGURA 6.35



Solución (a) : Volumen del enlace < 600 VPH
$V_t = 166 + 0.280\ V_o$
Error estándar = 102 VPH
Limitación :
V_f : 600 - 2000 VPH

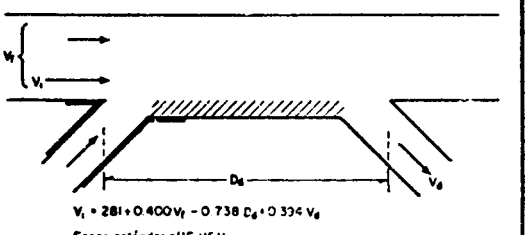
Solución (b) : Volumen del enlace : 600 - 1200 VPH
$V_t = 128 + 0.482\ V_o - 0.301\ V_r$
Error estándar = 111 VPH
Limitaciones :
V_f : 600 - 1200 VPH
V_r : 600 - 1200 VPH

FIGURA 6.36



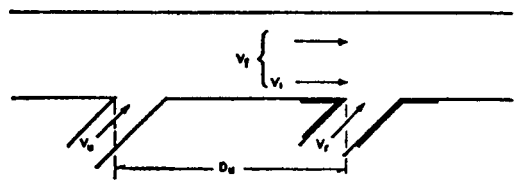
$V_t = 195 + 0.273\ V_f - 0.146\ V_r + 0.723\ V_d$
Error estándar = 96 VPH
Limitaciones :
V_f : 600 - 3600 VPH
V_r : 100 - 1500 VPH
V_d : 50 - 500 VPH
D_d : 120 - 230 m (deseable)

FIGURA 6.37



$V_t = 281 + 0.400\ V_f - 0.738\ D_d + 0.334\ V_d$
Error estándar =116 VPH
Limitaciones :
V_f : 1200 - 3200 VPH
V_d : 50 - 1000 VPH
D_d : 250 - 500 m

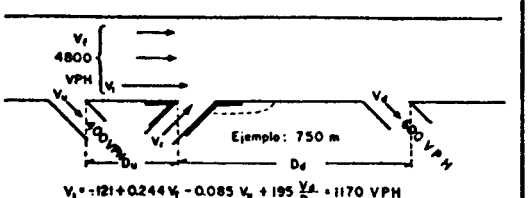
FIGURA 6.38



$V_t = 123 + 0.376\ V_f - 0.142\ V_r$
Error estándar = 76 VPH
Limitaciones :
V_f : 800 - 3600 VPH
V_r : 100 - 1500 VPH
V_o : 100 - 1000 VPH
D_d : 120 - 600 m

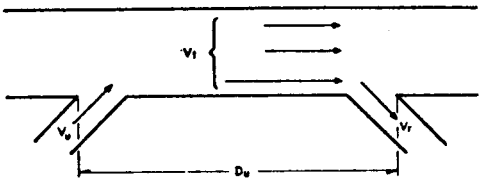
FIGURA 6.39

(INCLUYE UN PROBLEMA DE EJEMPLO)



$V_t = 121 + 0.244\ V_f - 0.085\ V_o + 195\ \frac{V_d}{D_d} = 1170$ VPH
Error estándar = 140 VPH
Limitaciones :
V_f : 2400 - 6200 VPH
V_o: 50 - 1100 VPH
V_d: 50 - 1300 VPH
V_r: 100 - 1700 VPH
D_d: 275 - 1750 m
D_t: 275 - 800 m

FIGURA 6.40

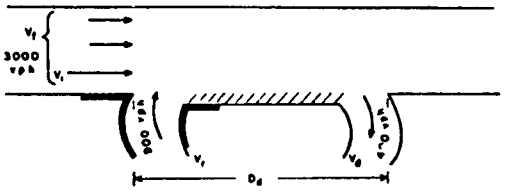


$V_t = 94 + 0.231\,V_t + 0.473\,V_r + 65.5\,\frac{V_u}{D_u}$

Error estándar = 128 VPH

FIGURA 6.41

(INCLUYE UN PROBLEMA DE EJEMPLO)



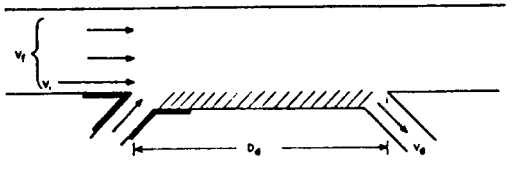
$V_t = 87 + 0.225\,V_f - 0.140\,V_r + 0.500\,V_d = 836$ VPH

Error estándar = 178 VPH

Limitaciones:

V_f : 2000-5600 VPH
V_r : 200-1500 VPH
V_d : 150-1500 VPH
D_d : 120- 260 m.

FIGURA 6.42



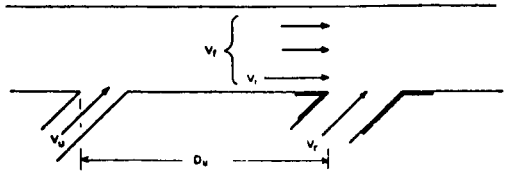
$V_t = 53 + 0.283\,V_f - 1.320\,D_d + 0.547\,V_d$

Error estándar = 159 VPH

Limitaciones:

V_f : 1900-5600 VPH
V_d : 50-1000 VPH
D_d : 90- 425 m.

FIGURA 6.43



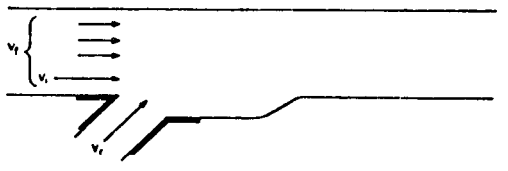
$V_t = 574 + 0.228\,V_f - 0.194\,V_r + 0.274\,V_u$

Error estándar = 142 VPH

Limitaciones:

V_f : 1800-5400 VPH
V_r : 100-1500 VPH
V_u : 100-1400 VPH
D_u : 150- 300 m.

FIGURA 6.44



$V_t = -312 + 0.201\ V_f + 0.127\ V_r$

Error estándar = 156 VPH

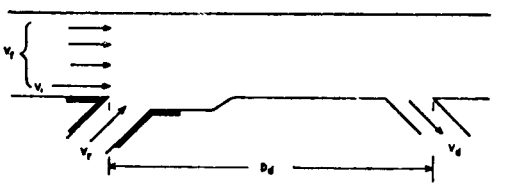
Limitaciones:

V_f : 3000-7700 VPH

V_r : 300-1300 VPH

Que no exista un enlace de salida en una longitud de 915 m despues del enlace indicado

FIGURA 6.45



$V_t = -353 + 0.199\ V_f - 0.057\ V_r + 0.486\ V_d$

Error estándar = 107 VPH

Limitaciones:

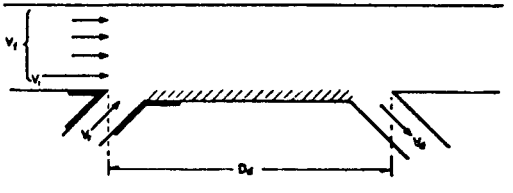
V_f : 3000-7100 VPH

V_r : 300-1100 VPH

V_d : 100- 800 VPH

D_d : 455- 915 m.

FIGURA 6.46



$V_t = 584 + 0.180\ V_f - 0.203\ V_r - 1.600\ D_d + 0.204\ V_d$

Error estándar = 107 VPH

Limitaciones:

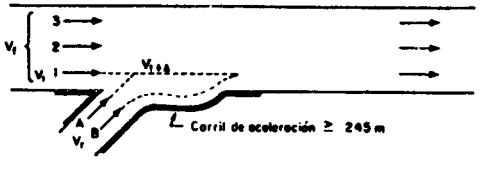
V_f : 3670 - 7500 VPH

V_r : 110 - 1220 VPH

V_d : 110 - 1220 VPH

D_d : 150 - 425 m

FIGURA 6.47



Solución (a):

$V_t = 54 + 0.070\ V_f + 0.049\ V_r$

Error estándar = 99 VPH

Limitaciones:

V_f : 600 - 3000 VPH

V_r : 1100 - 3000 VPH

Solución (b):

$V_{t+A} = 205 + 0.287\ V_f + 0.575\ V_r$

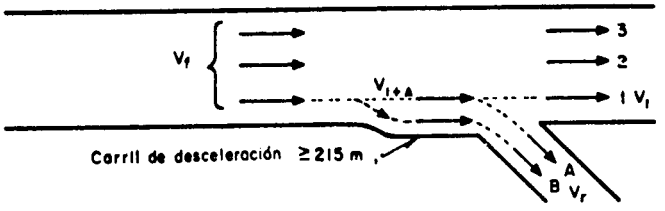
Error estándar = 212 VPH

Limitaciones:

V_f : 600 - 3000 VPH

V_r : 1100 - 3000 VPH

FIGURA 6.48



Solución (a) :

$V_{1+A} = -158 + 0.035\ V_f + 0.0567\ V_r$

Error estándar = 181 VPH

Limitaciones :

V_f : 2100 - 6000 VPH

V_r : 1100 - 6000 VPH

Solución (b) :

$V_1 = +18 + 0.060\ V_f + 0.072\ V_r$

Error estándar = 150 VPH

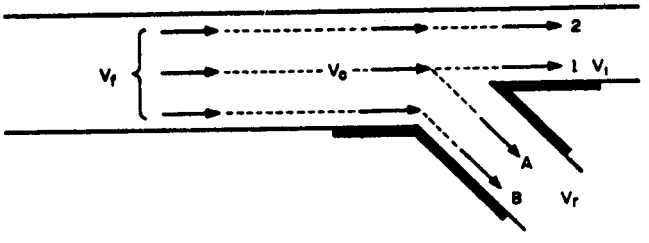
Limitaciones :

V_f : 2100 - 6000 VPH

V_r : 1100 - 6000 VPH

Error estándar en el carril A de salida = 77 VPH

FIGURA 6.49



Solución (a):

$V_o = 64 + 0.285\ V_f + 0.141\ V_r$

Error estándar = 94 VPH

Limitaciones :

V_f : 1200 - 4500 VPH

V_r : 300 - 2650 VPH

Solución (b):

$V_1 = 173 + 0.295\ V_f - 0.320\ V_r$

Error estándar = 66 VPH

Limitaciones :

V_f : 1200 - 4500 VPH

V_r : 300 - 2650 VPH

Error estándar del enlace de salida = 86 VPH

FIGURA 6.50

Volumen en el carril Núm. 1 = vehículos en el carril Núm. 1 que van de paso + vehículos en el carril Núm. 1 provenientes del enlace de entrada, fuera del carril auxiliar (curva superior de la Figura 6.51) + vehículos que usarán el enlace de salida pero que todavía se encuentran en el carril Núm. 1 (deducido de la curva inferior de la Figura 6.51).

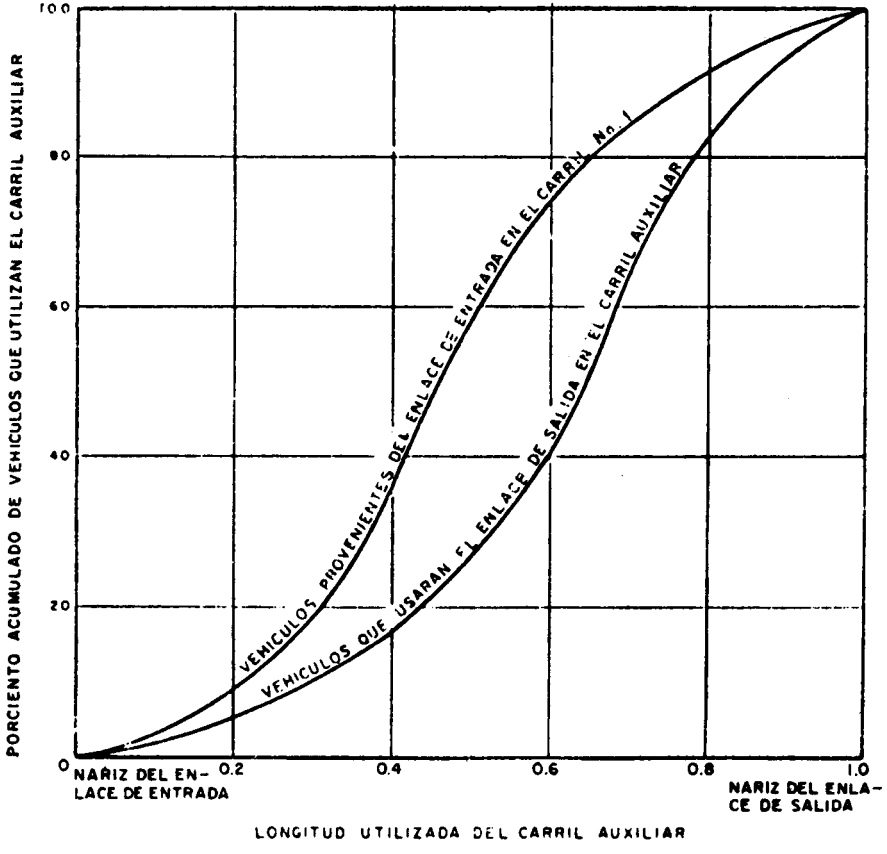


FIGURA 6.51. USO DEL CARRIL AUXILIAR ENTRE ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA ADYACENTES

Volumen en el carril auxiliar = vehículos provenientes del enlace de entrada, que todavía se encuentran en el carril auxiliar (deducido de la curva superior de la Figura 6.51 + vehículos que usarán el enlace de salida y que se han movido al carril auxiliar (de la curva inferior de la Figura 6.51).

Usualmente puede determinarse el punto más crítico entre los enlaces, al observar los volúmenes de cada enlace y la forma de las curvas de la Figura 6.51. Al examinar la curva superior, se nota que el movimiento más fuerte que pasa del carril auxiliar al carril Núm. 1 en la distancia disponible, ocurre en el tramo comprendido entre 0.3 y 0.6 de esta distancia.

Asimismo, se puede observar en la curva inferior, que los vehículos que van a salir tienden a permanecer en el carril Núm. 1 hasta una longitud igual a 0.5 de la distancia disponible, después de la cual, se desplazan hacia el carril auxiliar hasta una longitud igual a 0.8 de la distancia. Lo anterior sugiere que la parte más usada del carril Núm. 1 es la comprendida entre 0.5 y 0.6 de la longitud del carril auxiliar. Si la suma del volumen en el carril Núm. 1 y el volumen en el enlace de entrada, no excede al 150 por ciento del volumen de servicio de convergencia indicado en la tabla 6-S, será suficiente, como regla práctica, verificar el volumen en un punto situado a 0.5 de la distancia disponible.

Ajuste por camiones. Los procedimientos descritos están basados en volúmenes de tránsito mixtos con 5% de camiones y condiciones de terreno a nivel; aun cuando no se requieren correcciones cuando el porcentaje de camiones es inferior al 5%, el procedimiento considera un factor de seguridad de 1.10, es decir 1/0.91, en donde 0.91 corresponde al factor de ajuste para 5% de camiones, obtenido de la tabla 6-H.

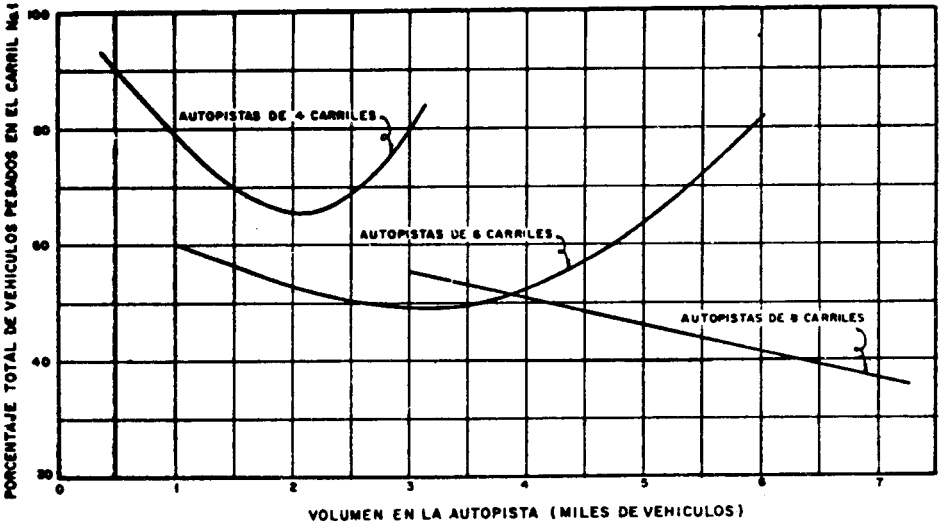


FIGURA 6.52. PORCENTAJE TOTAL DE VEHICULOS PESADOS EN EL CARRIL NUM. 1 DE AUTOPISTAS DE 4, 6 Y 8 CARRILES INMEDIATAMENTE ANTES DE LOS ENLACES DE ENTRADA, O EN EL PUNTO DE DIVERGENCIA INMEDIATAMENTE ANTES DE LOS ENLACES DE SALIDA

Cuando el porcentaje de camiones sea superior, o las pendientes sean importantes, deberá hacerse un ajuste por camiones, el cual se lleva a cabo empleando la Figura 6.52; en esta figura se muestra el porcentaje del total de camiones en un solo sentido, que probablemente circulará por el carril Núm. 1. Con este porcentaje se obtiene el número de camiones en el carril Núm. 1 y, por consiguiente, el por ciento de camiones en función del volumen de tránsito de este mismo carril. Conocido el por ciento de

camiones en el carril Núm. 1, se puede determinar la equivalencia de vehículos ligeros y, por consiguiente, el factor de ajuste, de acuerdo con el procedimiento indicado en el apartado B) del inciso 4.6.1. Multiplicando el volumen en el carril Núm. 1 por el factor 0.91 (factor de ajuste real por camiones), se obtiene el equivalente de vehículos ligeros, quedando implícito en el cálculo, el 5% que se toma como base en el procedimiento.

6.10.3.2 Cálculo de volúmenes de servicio para el nivel D

La tabla 6-T y la Figura 6.53, son los principales elementos que se emplean para reflejar el comportamiento del conductor a un nivel de servicio D. La tabla 6-T da el porcentaje del tránsito de paso que circula en el carril Núm. 1 en las zonas de conexión de los enlaces a un nivel de servicio D, y la Figura 6.53 da los porcentajes del tránsito que van a entrar a la autopista y del tránsito que va a salir, con probabilidad de circular en el carril Núm. 1 en la zona entre enlaces, así como los del tránsito que va a circular en el carril auxiliar en caso de que éste exista.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

a) Establézcanse las características geométricas del lugar en estudio, incluyendo el número de carriles de la autopista, y los carriles auxiliares en el caso de que existan; ubíquense todos los enlaces comprendidos entre 1 200 m antes y 1 200 m después del enlace o punto de estudio.

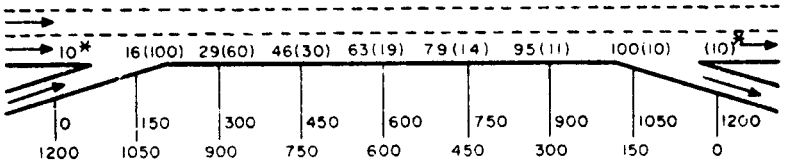
b) Establézcanse los volúmenes de demanda para todos los movimientos involucrados.

VOLUMEN TOTAL DEL TRANSITO DE PASO, EN UN SENTIDO (V P H)	PORCENTAJE DEL TRANSITO DE PASO QUE CIRCULA EN EL CARRIL Nº 1		
	AUTOPISTA DE 8 CARRILES 4 EN CADA SENTIDO	AUTOPISTA DE 6 CARRILES 3 EN CADA SENTIDO	AUTOPISTA DE 4 CARRILES 2 EN CADA SENTIDO
6500 y más	10	——	——
6000 – 6499	10	——	——
5500 – 5999	10	——	——
5000 – 5499	9	——	——
4500 – 4999	9	18	——
4000 – 4499	8	14	——
3500 – 3999	8	10	——
3000 – 3499	8	6	40
2500 – 2999	8	6	35
2000 – 2499	8	6	30
1500 – 1999	8	6	25
Hasta 1499	8	6	20

TABLA 6-T. PORCENTAJE DEL TRANSITO DE PASO QUE CIRCULA EN EL CARRIL NUM. 1, EN LAS ZONAS DE CONEXION DE LOS ENLACES A UN NIVEL DE SERVICIO D

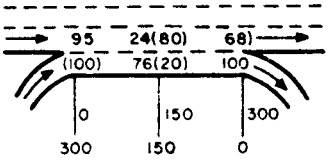
CASO I.- ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SOLO CARRIL, SIN CARRIL AUXILIAR

(Este croquis puede emplearse independientemente del espaciamiento entre enlaces de entrada y salida, pero como se indica abajo * debe usarse con precaución).

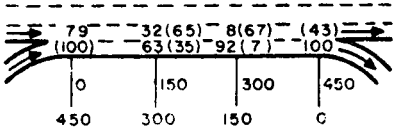


CASO II.- ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SOLO CARRIL, CON CARRIL AUXILIAR

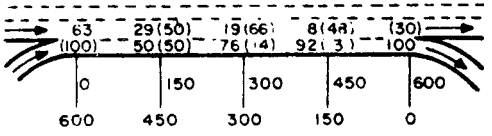
L = (Longitud del carril auxiliar entre enlaces) = 300 m.



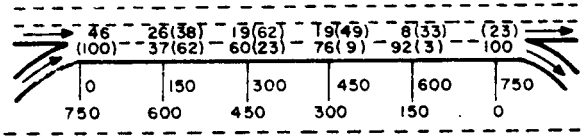
L = 450 m



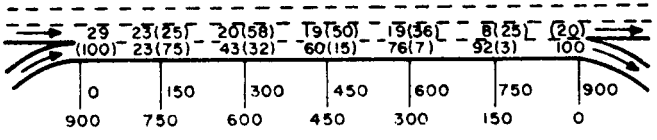
L = 600 m



L = 750 m



L = 900 m



Los valores encerrados en paréntesis indican el porcentaje del tránsito del enlace de entrada en el carril Núm. 1 Los valores que no están encerrados en paréntesis indican el porcentaje del volumen del enlace de salida en el carril Núm. 1 (El tránsito remanente está sobre el carril o carriles a la izquierda del carril Núm. 1)

Estos porcentajes no son necesariamente los correspondientes a condiciones de circulación continua o bajos volúmenes de tránsito en el enlace sino bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito en el carril Núm. 1 en el punto a considerar y con espacio libre disponible en los otros carriles.

* El porcentaje mínimo en el carril Núm. 1 debe ser igual o mayor que el correspondiente al tránsito de paso en el mismo carril, determinado de la tabla 7-T

FIGURA 6.53. DISTRIBUCION EN POR CIENTO DE LOS TRANSITOS DE LOS ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA CON PROBABILIDAD DE CIRCULAR EN EL CARRIL NUM. 1 Y EN EL CARRIL AUXILIAR

c) Determínense los volúmenes por carril en los puntos críticos indicados en la Figura 6.32 y los volúmenes de entrecruzamiento en puntos a cada 150 m; verifíquense estos volúmenes con los valores de control de la tabla 6-S, de la manera siguiente:

1. El volumen de convergencia en cualquier punto del carril Núm. 1, o del carril auxiliar, no debe exceder al valor mostrado en la tabla 6-S, correspondiente al nivel de servicio D; este valor varía entre 1 400 y 1 650 vph, dependiendo del factor de la hora de máxima demanda que se utilice. De manera similar, el volumen de divergencia en un punto sobre el carril Núm. 1 o en un punto sobre el carril auxiliar, no puede exceder al valor mostrado en la tabla 6-S para el nivel D; este valor varía entre 1 500 y 1 750 vph, dependiendo también del factor de la hora de máxima demanda. Los volúmenes en los puntos críticos que se muestran en la Figura 6.32 deberán compararse con estos valores. La Figura 6.53 será de ayuda para determinar dónde existen otros puntos críticos.

2. Para mantener un flujo balanceado, el volumen de tránsito en la autopista, en la zona donde conecta con los enlaces (excluyendo el volumen de los carriles auxiliares en caso de existir), no debe exceder al valor que se da en la tabla 6-S para el nivel de servicio establecido.

3. El volumen de entrecruzamiento no debe exceder de 1 400 a 1 650 vph, en un segmento cualquiera de 150 m dentro de la zona de entrecruzamiento.

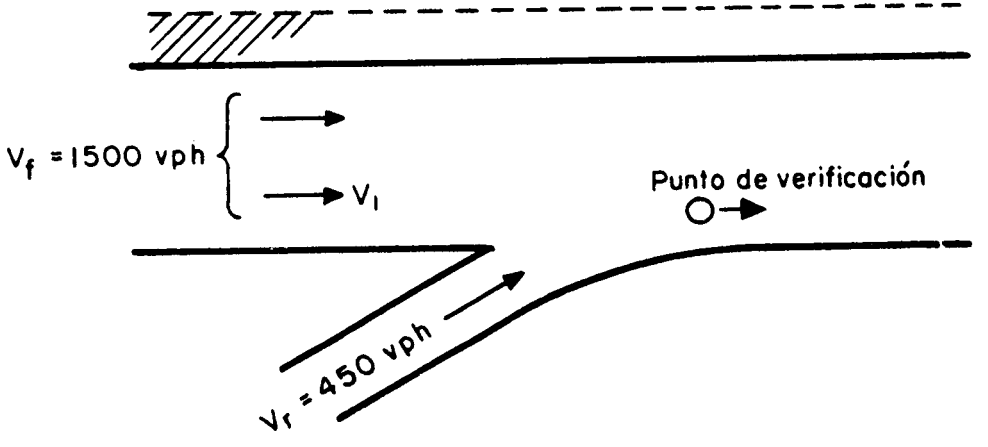
d) Evalúense los resultados obtenidos en el punto *c)*. En caso de no ser satisfactorios, considérense las posibles medidas de corrección.

6.10.4 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Conexión de un enlace de entrada de un solo carril con una autopista de 4 carriles, 2 en cada sentido.
Factor de la hora de máxima demanda $FHMD = 0.83$.
Proyecto geométrico con condiciones ideales.
Los volúmenes de demanda se muestran en el siguiente croquis.



B. Determínese:

El nivel de servicio en el punto de convergencia si:

1. Las condiciones son ideales.

2. Existen las siguientes restricciones:

En la autopista:

— Pendiente ascendente del 3% con longitud de 800 m.
— 10% de vehículos pesados.

En el enlace:

— Pendiente ascendente del 4% con longitud de 400 m.
— 4% de vehículos pesados.

C. Solución:

1. Para las condiciones ideales. Usando la ecuación correspondiente al diagrama de la Figura 6.33.

$V_1 = 136 + 0.345\ V_f - 0.115\ V_r$

$V_1 = 136 + 0.345\ (1\,500) - 0.115\ (450)$

$V_1 = 602$ vph.

Volumen total en el punto de convergencia:

$V_1 + V_r = 602 + 450 = 1\,052$ vph.

Comparando con el volumen de convergencia indicado en la tabla 6-S, se concluye que en el punto de convergencia que se está verificando, la operación corresponde a un nivel de servicio B.

2. Para las restricciones que se plantean.

Conversión del volumen en el carril núm. 1, a vehículos ligeros equivalentes:

De la Figura 6.52, para 1 500 vph en la autopista, el 70% de los vehículos pesados circularán por el carril Núm. 1, es decir, que el número de vehículos pesados en ese carril será $1\,500\ (0.10)\ (0.70) = 105$ vph.

$$\%\text{ de vehículos pesados} = \frac{\text{Vehículos pesados en carril núm. 1}}{V_1}$$

$$= \frac{105}{602} \doteq 17\%$$

De la tabla 6-F para el 17% de vehículos pesados y 3% de pendiente, en 800 m de longitud, $E_r = 4$.

De la tabla 6-H, para $E_T = 4$ y 17% de camiones, $T_L = 0.67$

$$V_1 = 602\left(\frac{0.91^{53}}{0.67}\right) = 818 \text{ vehículos ligeros por hora.}$$

[53] Véase ajuste por camiones, en el inciso 6.10.3.

Conversión del volumen en el enlace V_r a vehículos ligeros equivalentes:

De la tabla 6-F para 4% de vehículos pesados y 4% de pendiente en 400 m de longitud, $E_T = 10$.

De la tabla 6-H, para $E_T = 10$ y 4% de vehículos pesados, $T_L = 0.74$

$$V_r = 450 \left(\frac{0.91^{54}}{0.74}\right) = 553 \text{ vehículos ligeros por hora.}$$

Volumen total en el punto de convergencia:

$$V_1 + V_r = 818 + 553 = 1\,371 \text{ vehículos ligeros por hora.}$$

Comparando con el volumen de convergencia indicado en la tabla 6-S para un *FHMD* de 0.83, se concluye que en el punto de convergencia que se está verificando, la operación corresponde a un nivel de servicio C.

Ejemplo 2.

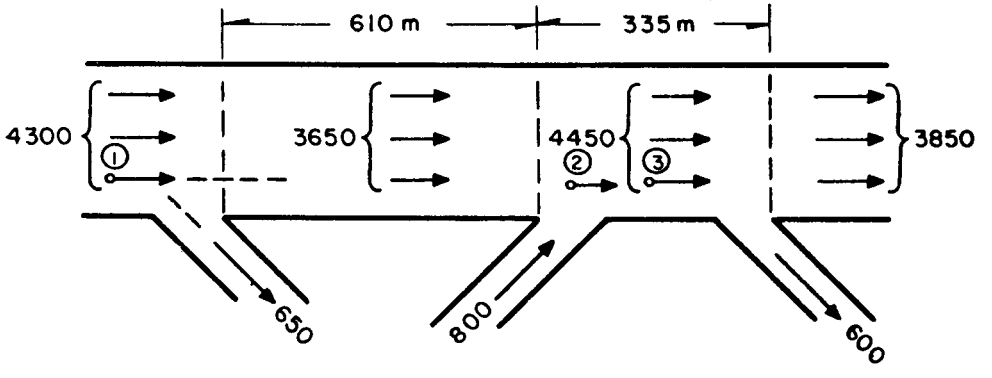
A. Datos:

Autopista de 6 carriles, 3 en cada sentido.

Factor de la hora de máxima demanda *FHMD* = 0.91.

Proyecto geométrico con condiciones ideales.

Volúmenes de demanda (véase croquis).



B. Determínese:

1. Si los volúmenes en los puntos marcados con un número dentro de un círculo operan a un nivel C.

2. Si el volumen de demanda en la autopista es menor que el valor límite del volumen de servicio para un nivel C.

3. Si los volúmenes de entrecruzamiento entre los enlaces de entrada y salida cumplen con los volúmenes de servicio de entrecruzamiento al nivel C, de la tabla 6-S.

4. Si no se cumple con el nivel de servicio C, rediséñese para lograr el nivel mencionado.

[54] Véase ajuste por camiones, en el inciso 6.10.3.

C. Solución:

1. Evaluando los condiciones dadas, conviene emplear la Figura 6.41 para divergencias y la Figura 6.40 para convergencias.

Verificación del primer punto de divergencia:

Utilizando la ecuación de la Figura 6.41.

$$V_1 = 94 + 0.231\ V_t + 0.473\ V_r + 65.5\left(\frac{V_u}{D_u}\right)$$

$V_t = 4\,300$ vph
$V_r = 650$ vph
$V_u = 0\ ;\ D_u = 0$

Substituyendo:

$$V_1 = 94 + 0.231\ (4\,300) + 0.473\ (650) + 65.5\ (0)$$
$$V_1 = 1\,395 \text{ vph}$$

De la tabla 6-S para un nivel C y $FHMD = 0.91$, en el punto de divergencia el volumen de servicio es de 1 650 vph.

Como 1 395 vph $<$ 1 650 vph, se cumplen los requerimientos del nivel C y las condiciones son satisfactorias.

Verificación del segundo punto de divergencia:

Utilizando la misma ecuación de la Figura 6.41

$V_t = 4\,450$ vph
$V_r = 600$ vph
$V_u = 800$ vph
$D_u = 335$ vph

Substituyendo:

$$V_1 = 94 + 0.231\ (4\,450) + 0.473\ (600) + 65.5\left(\frac{800}{335}\right)$$

$$V_1 = 1\,562 \text{ vph}$$

Como 1 562 vph $<$ 1 650 vph, se cumplen los requerimientos del nivel C y las condiciones son satisfactorias.

Verificación del punto de convergencia:

Utilizando la ecuación de la Figura 6.40.

$$V_1 = -121 + 0.244\ V_f - 0.085\ V_u + 195\left(\frac{V_d}{D_d}\right)$$

$V_f = 3\,650$ vph
$V_u = 650$ vph
$V_d = 600$ vph
$D_d = 335$ m

Substituyendo:

$$V_1 = -121 + 0.244\,(3\,650) - 0.085\,(650) + 195\left(\frac{800}{335}\right)$$

$$V_1 = 1\ 064 \text{ vph}$$

Total en el punto de convergencia 1 064 vph (V_1 en el carril Núm. 1, a la altura de la nariz del enlace) + 800 vph (volumen entrando por el enlace) = 1 864 vph.

De la tabla 6-S, el volumen de servicio para convergencia a un nivel C y un *FHMD* de 0.91, es de 1 550 vph.

1 550 vph < 1 864 vph.

Como el volumen de convergencia es considerablemente mayor que el volumen de servicio al nivel C, no se cumple con los requisitos de operación planteados.

2. Verificación del nivel de servicio C, en los carriles de la autopista.

4 300 vph < 4 350 vph (de la tabla 6-S); aceptable
3 650 vph < 4 350 vph (de la tabla 6-S); aceptable
4 450 vph > 4 350 vph (de la tabla 6-S); no aceptable.

3. Verificación del entrecruzamiento.

800 vph entrando + 600 vph saliendo = 1 400 vph, que entrecruzan en una longitud de 335 m. Obviamente se encuentra en un nivel de servicio C si se compara con el volumen de entrecruzamiento de la tabla 6-S, la cual indica un máximo de 1 350 vph entrecruzándose en una longitud de 150 m; por consiguiente, las condiciones son satisfactorias.

Los análisis anteriores indican que la geometría propuesta es deficiente en el punto de convergencia y en los carriles de la autopista entre los enlaces de entrada y salida.

4. Proposiciones de modificación al diseño, para mejorar la operación en los puntos que no cumplen con el nivel de servicio C.

La modificación apropiada para cumplir con los requerimientos del nivel C, consiste en aumentar un carril entre los enlaces de entrada y salida, con el fin de proporcionar un espacio adicional de maniobra y reducir el número de vehículos en el carril Núm. 1.

Esto no cambiará la operación en el primer enlace de salida, por lo cual no será necesario revisarlo.

Con esta modificación, deberá hacerse una verificación del volumen en el carril Núm. 1, en el carril auxiliar y en la autopista, además de la verificación del entrecruzamiento.

Verificación sobre el carril Núm. 1. Para la verificación. es apropiado el empleo de la ecuación de la Figura 6.43.

$$V_1 = 53 + 0.283\,V_f - 1.320\,D_d + 0.547\,V_d$$

V_f, D_d y V_d, son los mismos valores utilizados en la primera parte del problema.

Substituyendo:

$$V_1 = 53 + 0.283\ (3\ 650) - 1.320\ (335) + 0.547\ (600)$$
$$V_1 = 972 \text{ vph}$$

Para propósitos de análisis, se considera que el 100% de los vehículos que van a salir, circulan en el carril Núm. 1 desde el enlace de entrada.

Volumen en el carril Núm. 1 que va de paso = V_1 (calculado con la ecuación) — V_r (que utilizará el enlace de salida), de donde:

Volumen en el carril Núm. 1 que va de paso = 972 — 600 = 372 vph.

Aplicación de la regla práctica.

Si la suma del volumen en el carril Núm. 1 más el volumen en el enlace de entrada no excede al 150% del volumen de servicio de convergencia, será suficiente verificar el volumen en un punto a 0.5 de la distancia disponible.

Volumen en el carril número 1	=	972 vph
Volumen en el enlace de entrada	=	800 vph
		1 772 vph

Volumen de convergencia para *FHMD* de 0.91 = 1 550 (de la tabla 6-S).
150% del volumen de convergencia = 1 550 × 1.5 = 2 325 vph.

Como 1 172 vph < 2 325 vph, se puede aplicar la regla práctica.

Volumen a 0.5 de la distancia disponible:

V_1 (a 0.5 de la distancia disponible) = vehículos en el carril Núm. 1 que van de paso + vehículos en el carril Núm. 1 provenientes del enlace de entrada + vehículos que usarán el enlace de salida pero que todavía se encuentran en el carril Núm. 1.

Vehículos en el carril Núm. 1 que van de paso = 372 vph.

Vehículos en el carril Núm. 1 provenientes del enlace de entrada = 0.58 × 800 = 464 vph (curva superior de la Figura 6.51).

Vehículos que usarán el enlace de salida pero que todavía se encuentran en el carril Núm. 1 = (1.00 − 0.25) × 600 = 450 vph (deducido de la curva inferior de la Figura 6.51).

V_1 (a 0.5 de la distancia disponible) = 372 vph de paso + 464 vph de entrada + 450 vph de salida = 1 286 vph.

Como el punto está situado a la mitad de la distancia entre enlaces, la comparación se hace con el volumen de servicio de convergencia.

1 286 vph (volumen de demanda a 0.5 de la distancia) < 1 550 vph (volumen de servicio de convergencia al nivel C).

Conclusión: Se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

Verificación sobre el carril auxiliar:

El volumen en el carril auxiliar puede calcularse utilizando la Figura 6.51 o bien simplificando, si se suma al volumen en el carril Núm. 1 (a la altura de la nariz del enlace de entrada) el volumen en el enlace de entrada y se resta el volumen calculado en el carril Núm. 1 para el punto a 0.5 de la distancia.

972 vph (en la nariz) + 800 vph (en la entrada) – 1 286 vph (a 0.5 de la distancia) = 486 vph.

Comparando con el volumen de servicio de convergencia:

486 vph (volumen de demanda en el carril auxiliar a 0.5 de la distancia) < 1 550 vph (volumen de servicio de convergencia al nivel C).

Conclusión: Se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

Verificación en los carriles de la autopista:

A 0.5 de la distancia, el volumen de demanda en la autopista, descontando el volumen en el carril auxiliar, es: 4 450 vph (en los carriles de la autopista) – 486 vph (en el carril auxiliar) = 3 964 vph.

Comparando con el volumen de servicio (de la tabla 6-S), 3 964 vph (volumen de demanda) < 4 350 vph (volumen de servicio al nivel C).

Conclusión: Se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

Verificación del entrecruzamiento:

El entrecruzamiento de 1 400 vph (800 + 600) en 335 m parece satisfactorio, al compararlo con el volumen de servicio de entrecruzamiento de 1 350 vph en 150 m, para el nivel C y *FHMD* de 0.91 indicado en la tabla 6-S; sin embargo, es conveniente una verificación del entrecruzamiento en la zona intermedia.

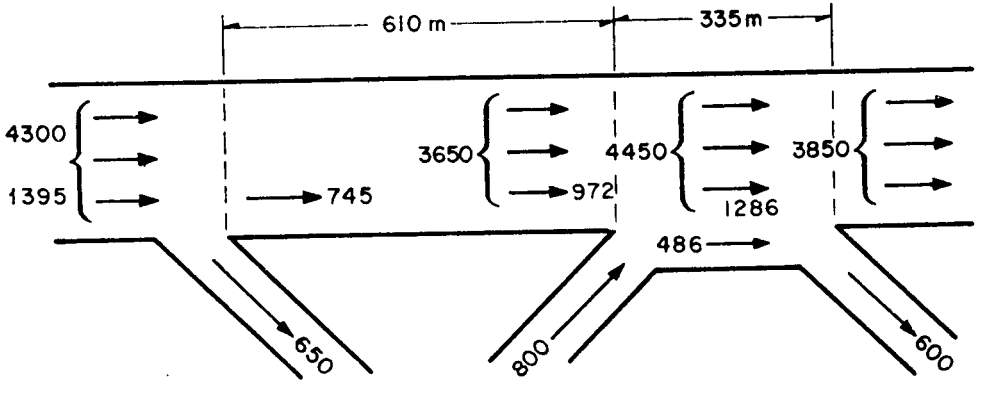
Volumen en el carril Núm. 1 proveniente del enlace de entrada = 464 vph.

Volumen en el carril auxiliar que usará el enlace de salida (600 – 450) = 150 vph.

Volumen entrecruzándose a 0.5 de la distancia = 464 + 150 = 614 vph.

El valor anterior es considerablemente menor que el volumen de entrecruzamiento de 1 350 vph para 150 m de la tabla 6-S, por lo que se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

A continuación, se muestra el croquis indicando las modificaciones al diseño y los volúmenes probables para cumplir con el nivel de servicio C especificado.



Ejemplo 3.

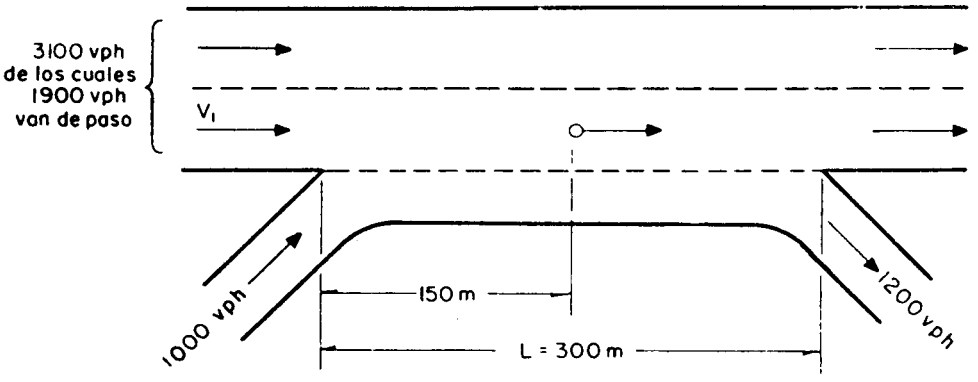
A. Datos:

Subtramo de autopista de 4 carriles, 2 en cada sentido, comprendido entre un enlace de entrada y un enlace de salida, con un carril auxiliar entre ellos.

Condiciones ideales, tanto geométricas como del tránsito.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.91.

Los volúmenes de demanda se muestran en el siguiente croquis.



B. Determínese:

Si el subtramo entre enlaces cumple con los requisitos de un nivel de servicio D.

C. Solución:

Verificación del volumen de tránsito en el carril Núm. 1, a 0.5 de la distancia entre enlaces.

Tránsito de paso en el carril Núm. 1 = $0.25 \times 1\,900 = 475$ vph (de la tabla 6-T).

Tránsito en el carril Núm. 1, proveniente del enlace de entrada = $0.80 \times 1\,000 = 800$ vph (de la Figura 6.53).

Tránsito en el carril Núm. 1, que utilizará el enlace de salida = $0.24 \times 1\,200 = 288$ vph (de la Figura 6.53).

Volumen total en el carril Núm. 1, a 0.5 de la distancia entre enlaces = $475 + 800 + 288 = 1\,563$ vph.

Comparando con el volumen de convergencia de la tabla 6-S para el nivel de servicio D y $FHMD = 0.91$.

1 563 vph (volumen de demanda) $< 1\,650$ vph (volumen de convergencia al nivel D).

La comparación indica que sí se cumple con el nivel de servicio D, en el punto situado a la mitad de la distancia entre enlaces.

Verificación del entrecruzamiento entre enlaces:

En la Figura 6.53 se observa que el 80% del tránsito que proviene del enlace de entrada, se entrecruza con el 76% del tránsito que utilizará el enlace de salida; el volumen de entrecruzamiento será el siguiente:

Volumen de entrecruzamiento = $0.80 \times 1\,000 + 0.76 \times 1\,200 = 1\,712$ vph.

Comparando con el volumen de entrecruzamiento a cada 150 m indicado en la tabla 6-S para el nivel de servicio D y $FHMD = 0.91$.

1 650 vph $<$ 1 712 vph (VS_D).

Como el volumen de servicio es un poco menor que el de demanda, es probable que ocurran algunas turbulencias en el flujo de tránsito. Este ejemplo ilustra lo indeseable que resulta tener volúmenes de tránsito altos, en enlaces sucesivos de entrada y de salida, espaciados a distancias tan cortas, aun cuando se proporcione un carril auxiliar entre ellos.

6.11 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN INTERSECCIONES A NIVEL CONTROLADAS CON SEMAFOROS

La intersección a nivel es uno de los elementos más importantes del sistema vial, que limitan y a menudo interrumpen la circulación del tránsito.

La cantidad de vehículos que puede pasar a través de una intersección, depende de las características geométricas y de operación de los caminos, de la influencia que tienen las condiciones ambientales sobre la experiencia y acciones del conductor, de las características de la corriente del tránsito y de las medidas para el control del tránsito.

6.11.1 Factores que afectan la capacidad y los niveles de servicio en una intersección a nivel

A) Características físicas y de operación.

1. Anchura del acceso. La anchura del acceso, más bien que el número de carriles, es el elemento con mayor influencia en la capacidad. Por consiguiente, los procedimientos que se describen en este inciso, están basados en las anchuras de los accesos y no en el número de carriles. Entendiéndose por acceso la parte de la rama utilizada por el tránsito que llega a la intersección.

2. Estacionamiento. Debido a que el estacionamiento en un acceso tiene un efecto muy pronunciado en la capacidad, se considera que su presencia o su ausencia es una condición básica que debe ser definida desde un principio, antes que se haga la evaluación de otros factores, ya que la eliminación del estacionamiento proporciona un incremento considerable de la capacidad. Si se suprime el estacionamiento en uno o en ambos lados de un acceso, la capacidad deberá evaluarse para cada condición.

La condición "Sin estacionamiento", se refiere a que no hay vehículos que permanezcan o se detengan en el acceso, a excepción del ascenso y descenso ocasional de pasajeros. "Con estacionamiento", significa que los vehículos permanecen o se detienen durante cierto período de tiempo en el acceso.

Como regla práctica, se considera que aquellos accesos en donde se permite estacionarse a menos de 75 m de la intersección, deberán considerarse dentro del grupo "Con estacionamiento".

3. Operación en uno o en dos sentidos. Existen, obviamente, diferencias importantes entre la operación en un sentido y la operación en dos

sentidos, las cuales se reflejan en la capacidad y en los volúmenes de servicio que pueden alcanzarse. Por ejemplo, en los accesos de calles con un sentido de circulación, las vueltas a la izquierda pueden hacerse con más facilidad, debido a la ausencia de tránsito en sentido contrario. Cuando las calles transversales son también de un sentido, los conflictos ocasionados por movimientos de vuelta, son menores que si hubiera dos sentidos.

Debido a las diferencias antes señaladas, los procedimientos de análisis y los factores de ajuste para estas dos condiciones se llevan a cabo por separado.

B) Condiciones ambientales. Los factores por condiciones ambientales representan aquellas características de la demanda, que se reflejan en la corriente del tránsito, las cuales no pueden cambiarse aunque se modifique el proyecto, o se alteren los dispositivos de control de la intersección. Estos factores incluyen: el factor de carga, el factor de la hora de máxima demanda, la población del área metropolitana y la ubicación dentro de la ciudad.

1. Factor de carga. El factor de carga es una medida del grado de utilización del acceso a una intersección, durante una hora de flujo máximo. Es la relación entre el número de fases verdes que están cargadas, o totalmente utilizadas por el tránsito (usualmente durante la hora máxima), y el número total de fases verdes disponibles para ese acceso durante el mismo período de tiempo. Como tal, es también una medida del nivel de servicio en el acceso, según se explicará en páginas subsecuentes.

El término "fase cargada" se usa con frecuencia para describir el grado de utilización del acceso de una intersección. Puede considerarse que la fase de luz verde de un acceso está cargada, cuando se tienen las siguientes condiciones: *a)* hay vehículos en todos los carriles, listos para cruzar la intersección cuando se prenda la luz verde y *b)* mientras sigue prendida la luz verde, siguen entrando vehículos a la intersección, sin tiempo desperdiciado o espaciamientos demasiado largos entre vehículos, debido a la ausencia de tránsito, ya sea que esta ausencia se deba a la falta de demanda o a interferencias y fricciones antes de la intersección.

2. Factor de la hora de máxima demanda. Normalmente, las variaciones de la demanda dentro de una hora pueden producir el arribo de volúmenes máximos en períodos cortos de tiempo durante la hora, los cuales exceden considerablemente al promedio. Este elemento debe tomarse en consideración con el fin de asegurar que no se formen colas largas de vehículos, durante ciertos períodos de la hora, aun cuando la capacidad en la hora no sea excedida.

3. Población del área metropolitana. Se ha observado que los accesos a intersecciones ubicadas en ciudades grandes, tienen mayor capacidad que los accesos a intersecciones con características geométricas similares, ubicadas en ciudades más pequeñas.

En general, lo anterior probablemente se deba a que los conductores en ciudades muy populosas tienen más experiencia con situaciones de altas densidades y congestionamientos de tránsito, que aquellos que operan en ciudades más pequeñas. En el procedimiento de análisis para determinar la capacidad y los volúmenes de servicio, se incluyen nueve grupos que abarcan un rango muy amplio del tamaño de la población, dependiendo del número de habitantes.

Por conveniencia, en la solución de problemas, el efecto del número de habitantes del área metropolitana y el del factor de la hora de máxima demanda, se han combinado en un solo factor de ajuste.

4. Ubicación de la intersección dentro del área metropolitana. Para propósitos de análisis, se considera que dependiendo de la ubicación de la intersección dentro del área metropolitana, el efecto es distinto sobre la capacidad de la intersección. En el procedimiento de análisis, se incluyen factores de ajuste para cuatro diferentes condiciones de la ubicación, a saber: zona comercial en el centro de la ciudad; zona circundante al centro de la ciudad, donde existen entre otras cosas bodegas de almacenes, industria ligera y núcleos con alta densidad de población; zona comercial fuera del centro; y zona residencial.

C) Características del tránsito.

1. Movimientos de vuelta. No obstante que los movimientos de vuelta están directamente relacionados con las características del tránsito, éstos pueden ser controlados con frecuencia en forma deliberada. Algunos movimientos en intersecciones aisladas pueden eliminarse totalmente, o bien, estudiarse con las técnicas de la Ingeniería de Tránsito, con el fin de lograr un incremento de la capacidad.

Debido al gran número de interrelaciones de los movimientos de vuelta con otros movimientos del tránsito y de los peatones en el área de la intersección, muchas de las cuales no se han estudiado en detalle, no es posible aún establecer un criterio definido, sobre el efecto que se tiene con esos movimientos.

a) A continuación se incluye una lista de las características de los efectos sobre la capacidad de los movimientos de vuelta a la izquierda, los cuales han sido tomados como base para determinar los factores de ajuste que se emplean en los procedimientos de cálculo.

— El efecto por vehículo en el acceso de una intersección es menor, cuando dos o más vehículos sucesivos dan vuelta a la izquierda, que cuando vehículos aislados efectúan ese mismo movimiento.

— En calles de dos sentidos, el efecto de los vehículos que dan vuelta a la izquierda se relaciona con el número de vehículos que circulan en sentido contrario.

— El efecto de una vuelta a la izquierda está relacionado con los conflictos que ocasiona la circulación de peatones.

— Un vehículo esperando para efectuar una vuelta a la izquierda causa una reducción de capacidad más grande en una calle estrecha que en una calle ancha o en una que tenga una isleta separadora, con un carril especial para dar vuelta a la izquierda.

— La anchura de la calle transversal afecta a la velocidad de los vehículos que dan vuelta. En una calle ancha, las velocidades son más altas, debido a que los radios de giro son mayores y hay más espacio para alojar a los vehículos que dan vuelta a la izquierda.

b) Las vueltas a la derecha influyen también en la capacidad, dependiendo de las condiciones en la intersección. Aun cuando en este caso el tránsito en sentido contrario no tiene ningún efecto, las influencias son muy parecidas a las de las vueltas a la izquierda, y son:

— Dos o más vehículos sucesivos dando vuelta, tienen mayor efecto que si dieran la vuelta aisladamente.

— Los movimientos de vuelta a la derecha se ven afectados por los movimientos de peatones. Algunas veces, el efecto es mayor que en el caso de vueltas a la izquierda, debido a que el conflicto se produce a menudo con grupos grandes de peatones que intentan cruzar la calle.

— Un vehículo que da vuelta a la derecha causa una reducción de la capacidad, más grande en una calle ancha que en una calle estrecha.

— La influencia de la anchura de la calle transversal angosta puede ser mayor para vueltas a la derecha que para vueltas a la izquierda, debido a que el radio de giro disponible es menor. Por otra parte, cuando la interferencia de peatones es pequeña y existe un radio de giro adecuado, o donde se permite la vuelta continua a la derecha, existe un aumento en la capacidad al incrementarse el número de vueltas a la derecha, particularmente cuando la calle transversal es ancha y los vehículos que dan vuelta a la derecha libran la intersección más rápidamente que los vehículos que van de frente.

2. Vehículos pesados. Para propósitos de análisis, dentro de esta categoría quedan comprendidos los camiones y autobuses foráneos.

La presencia de vehículos pesados tiende a reducir las capacidades de los accesos de una intersección, debido a que aceleran más lentamente, además de ocupar mayor espacio que los vehículos ligeros. La magnitud del efecto es muy variable, dependiendo del tipo de vehículos, de su relación peso-potencia y en particular, de su tamaño y de su radio de giro.

Sin embargo, debido a que existen pocas investigaciones detalladas en este campo, en los procedimientos de cálculo se proporcionan únicamente factores de ajuste aproximados.

3. Autobuses urbanos. Los autobuses urbanos tienen un efecto completamente diferente sobre la capacidad de las calles de la ciudad que el producido por los autobuses foráneos, considerados como camiones.

El efecto específico que los autobuses urbanos tienen sobre la capacidad de una intersección en particular, depende de la zona de la ciudad en donde se encuentre ubicada la intersección, del ancho de la calle, de las condiciones de estacionamiento, del número de autobuses y de la ubicación de la parada de autobuses.

En general, cuando el volumen de autobuses urbanos es apreciable, las paradas de autobuses localizadas en la esquina antes de llegar a la intersección, tendrán un efecto más desfavorable en la capacidad, que una parada ubicada pasando la intersección. En los procedimientos de cálculo que se indican en las siguientes páginas, se incluyen los métodos para hacer los ajustes necesarios, en las dos condiciones antes mencionadas.

D) Medidas de control. Estas incluyen:

1. Semáforos. El semáforo ordinario regula la circulación del tránsito, a través de la siguiente secuencia de indicaciones: luz verde (siga), luz ámbar (preventiva), y luz roja (alto). En el caso más simple, los tiempos de duración de cada una de las indicaciones de la secuencia es fija, no existiendo interconexión con otros semáforos. Por otra parte, en instalaciones complejas, cada movimiento puede ser gobernado por su propia serie específica de indicaciones; el tiempo de duración de cada indicación puede ser variable y el semáforo probablemente esté interconectado con otros semáforos.

Prácticamente, cualquier semáforo despliega indicaciones periódicas de luz roja, durante las cuales los vehículos dejan de circular. Obviamente, estos períodos de rojo reducen la cantidad de tránsito que puede pasar por el acceso de una intersección durante una hora, en proporción aproximada al porcentaje del tiempo total. Por consiguiente "vehículos por hora", refiriéndose a la hora efectiva, no es una medida adecuada de la circulación, en una intersección controlada con semáforo. La medida normalmente usada es "vehículos por hora de luz verde del semáforo"

La influencia principal de un semáforo en la capacidad de un acceso particular, en términos de vehículos por hora de luz verde, radica en el grado en el cual detiene a los vehículos en movimiento. Por una parte, si todos los vehículos haciendo uso del acceso son detenidos antes de entrar en la intersección, como puede ocurrir en un semáforo aislado, muy difícilmente pueden pasar a través de la intersección más de 1 500 vehículos por hora de luz verde, por carril. Por otra parte, si ningún vehículo es detenido, como puede ser el caso de un sistema debidamente sincronizado, puede obtenerse una capacidad de 2 000 vehículos por hora de luz verde, por carril. Los volúmenes por hora efectiva serán, desde luego, menores en ambos casos.

Los procedimientos de cálculo que se dan en este inciso, son aplicables a intersecciones aisladas con semáforos, considerando que existe cierto grado de coordinación con los semáforos de otras intersecciones.

a) Programación del semáforo. El tiempo que se proporciona a cada una de las indicaciones de luz del semáforo en una intersección simple, tiene una gran influencia en el número de vehículos que puede alojar cada uno de los accesos de la misma. No obstante que el elemento de cálculo que se usa en el análisis, es la parte de la hora en que el semáforo está en luz verde para el acceso en estudio, deben considerarse otros aspectos de la programación que afectan a la capacidad.

b) Longitud del ciclo. Es el tiempo total requerido para una secuencia completa de las indicaciones de luz del semáforo (verde + ámbar + rojo). En general, la longitud del ciclo deberá mantenerse tan corta como sea posible, sin dejar de satisfacer la demanda de cada uno de los movimientos vehiculares necesarios para la operación total de la intersección. Las longitudes típicas del ciclo durante períodos fuera de los máximos, varían entre 50 y 60 seg. Rara vez es factible operar con longitudes del ciclo menores de 40 segundos o con tiempos de luz verde para movimientos individuales menores de 15 segundos. Longitudes del ciclo mayores de 60 segundos se requieren a veces para acomodar movimientos múltiples en intersecciones complicadas, con el fin de proporcionar tiempos de luz verde más largos en aquellos accesos con volúmenes de tránsito altos, o para operar varias intersecciones simultáneamente. Sin embargo, los ciclos largos tienden a incrementar la demora total en la intersección (principalmente al formarse colas demasiado largas en la calle secundaria).

La máxima eficiencia se logra fundamentalmente con la menor longitud posible del ciclo. En la práctica, sin embargo, puede llegar en algunos casos a ser bastante largo, lo que hace necesario hacer un análisis cuidadoso para elegir la longitud del ciclo y la división del mismo, de manera tal, que se logre una utilización balanceada y efectiva del tiempo de luz verde en todos los accesos.

c) Relación tiempo de luz verde al ciclo (relación *G/C*). Este es un factor importante que se emplea en el cálculo de la capacidad, para convertir vehículos por hora de luz verde, a vehículos por hora efectiva. Con excepción de los semáforos accionados por el tránsito, la longitud del ciclo y/o la división del mismo, no sufre modificaciones dentro de los períodos máximos, de tal manera que el intervalo de luz verde para una fase cualquiera dividido por la longitud del ciclo, proporciona la relación *G/C*, para los vehículos del acceso que se mueven durante ese intervalo.

2. Número de carriles por acceso. Como ya se mencionó con anterioridad, el ancho del acceso ha probado tener mayor influencia en la capacidad, que el número de carriles; sin embargo, se han determinado algunas relaciones entre el número de carriles y la capacidad.

En la siguiente tabla se indica el número de carriles necesarios de acuerdo con el ancho del acceso, para alojar volúmenes óptimos de tránsito.

Ancho del acceso en metros	*Núm. de carriles*
Hasta 5.00	1
5.50 a 7.50	2
8.00 a 12.00	3
12.50 a 16.50	4

6.11.2 Capacidad, volúmenes de servicio y niveles de servicio

Aunque para la mayor parte de los elementos de un camino se emplea la velocidad de los vehículos como una medida del nivel de servicio, tratándose de intersecciones a nivel con semáforos, su uso es poco práctico, debido a que estos dispositivos provocan altos intencionalmente. En este tipo de intersecciones, la mejor medida para el nivel de servicio es el factor de carga, por ser éste el más evidente para el conductor promedio.

Las condiciones de operación en este tipo de intersecciones para cada nivel de servicio son las siguientes:

En el nivel de servicio A, no hay fases cargadas (el factor de carga es 0.0) y sólo unas cuantas fases se acercan a esta condición. Ninguna fase del acceso es totalmente utilizada por el tránsito y no hay vehículos que esperen más de una indicación de luz roja del semáforo.

En el nivel de servicio B, la operación es estable, con un factor de carga no mayor de 0.1; ocasionalmente se utiliza totalmente una fase del acceso y un número importante de éstas se aproxima a la utilización total.

En el nivel de servicio C, continúa la operación estable. La carga de las fases es todavía intermitente, aunque más frecuente, con factores de carga que varían entre 0.1 y 0.3. Ocasionalmente algunos conductores tendrán que esperar más de una indicación de luz roja, pudiendo formarse algunas colas de los vehículos que van a dar vuelta. Muchos conductores se sienten restringidos en cierto modo, pero sin presentar objeciones. Este es el nivel de servicio que normalmente se utiliza para fines de proyecto en zonas urbanas.

En el nivel de servicio D, las restricciones son cada vez mayores, aproximándose a la inestabilidad en los límites donde el factor de carga alcanza el valor de 0.70. Las demoras de los vehículos que se aproximan pueden ser mayores durante cortos períodos dentro del período máximo, pero ocurren suficientes ciclos con poca demanda que permiten la disipación de colas.

En el nivel de servicio E, se alcanza la capacidad o sea, el mayor número de vehículos que puede alojar cualquier acceso de la intersección. Aun cuando teóricamente la capacidad equivale a tener un factor de carga de 1.0, en la práctica rara vez se produce una total utilización de las fases. Un factor de carga de 0.7 a 1.0 es por consiguiente más realista. Se recomienda el uso de un factor de carga de 0.85.

En el nivel de servicio F, el congestionamiento es total. La formación de colas después de la intersección, o en la calle transversal, puede restringir el movimiento de vehículos fuera del acceso que se está considerando; de ahí, que no puedan predecirse los volúmenes que puede alojar la intersección. En este caso no puede establecerse un valor para el factor de carga.

En la tabla 6-U se sintetiza el criterio de niveles de servicio descrito anteriormente:

NIVEL DE SERVICIO	CARACTERISTICAS DE LA CIRCULACION	FACTOR DE CARGA
A	Libre	0.0
B	Estable	0.1
C	Estable	0.3
D	Poco estable	0.7
E (capacidad)	Inestable	1.0
F	Forzada	No aplicable

TABLA 6-U. NIVELES DE SERVICIO Y FACTORES DE CARGA PARA INTERSECCIONES A NIVEL, AISLADAS, CONTROLADAS CON SEMAFORO

6.11.3 Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones urbanas

A) Cuando no existen carriles ni fases del semáforo especiales para dar vuelta. Las Figuras 6.54 a 6.58, así como las tablas que están incluidas en ellas, permiten la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio por hora de luz verde, en calles de uno y de dos sentidos, con o sin estacionamiento, cuando se tienen como datos el ancho del acceso, el factor de carga, el factor de la hora de máxima demanda, la población del área metropolitana y la ubicación dentro de la ciudad.

Las gráficas fueron elaboradas suponiendo las siguientes condiciones medias:

Del lugar: factor de la hora de máxima demanda 0.85; población del área metropolitana 250 000 habitantes y ubicación en la zona comercial del centro.

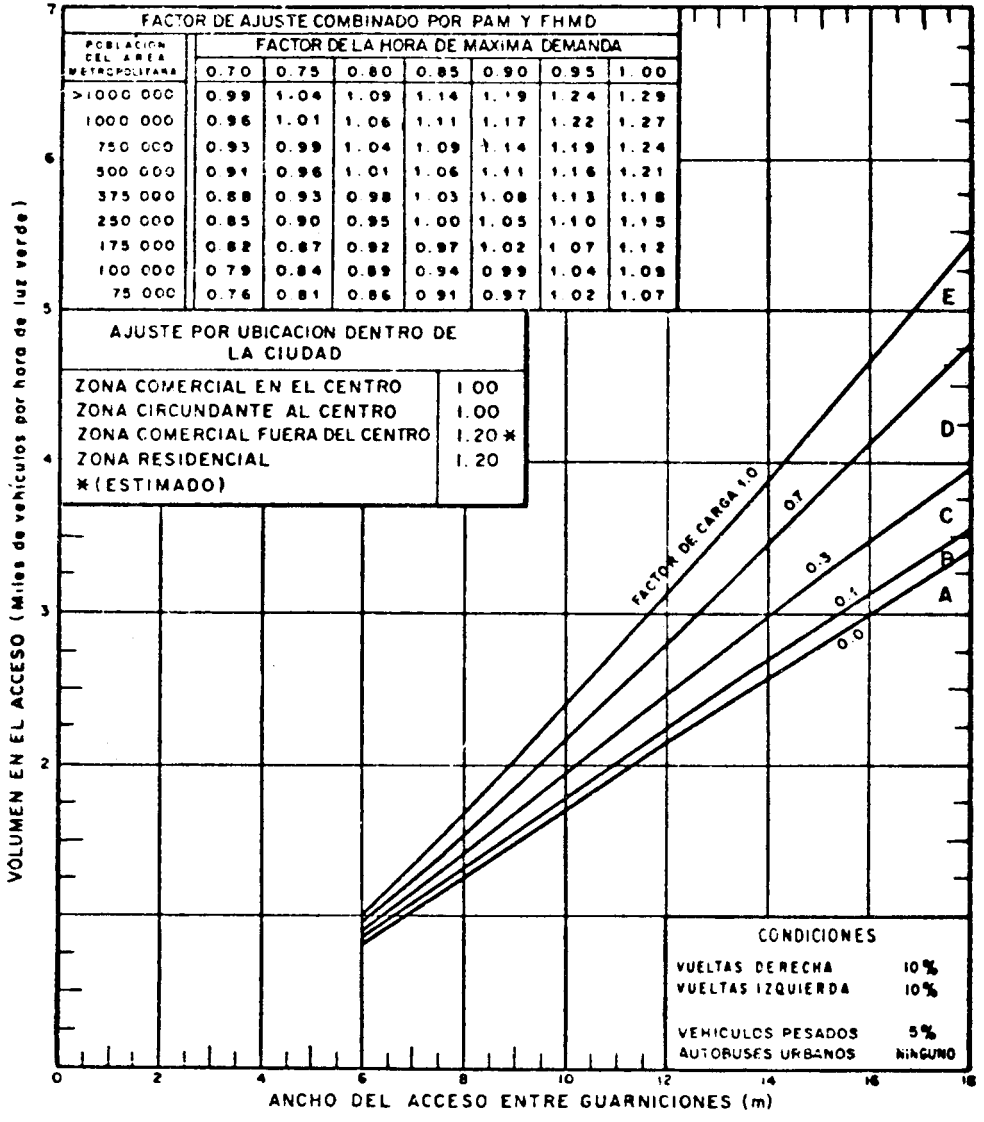


FIGURA 6.55. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO EN UN LADO

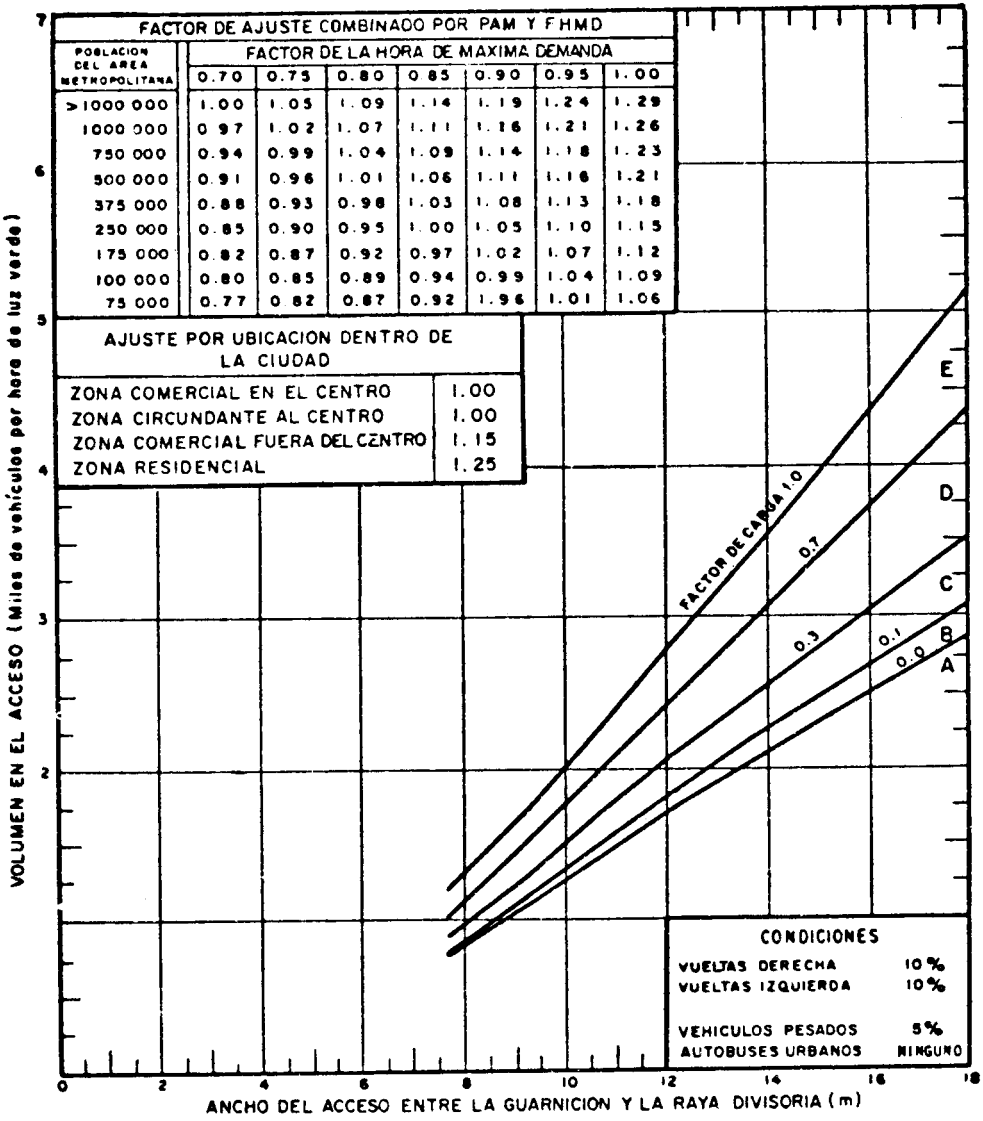


FIGURA 6.56. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS

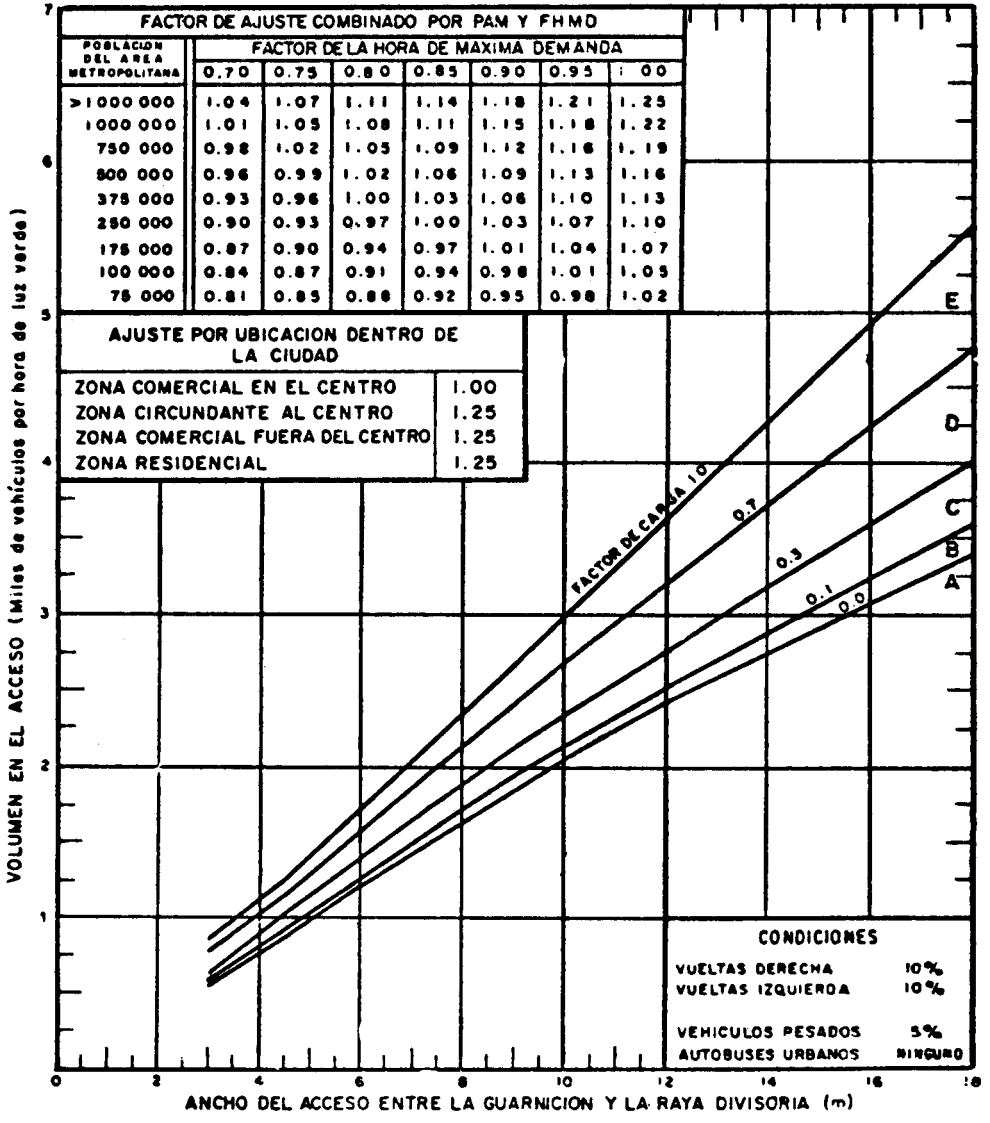


FIGURA 6.57. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO

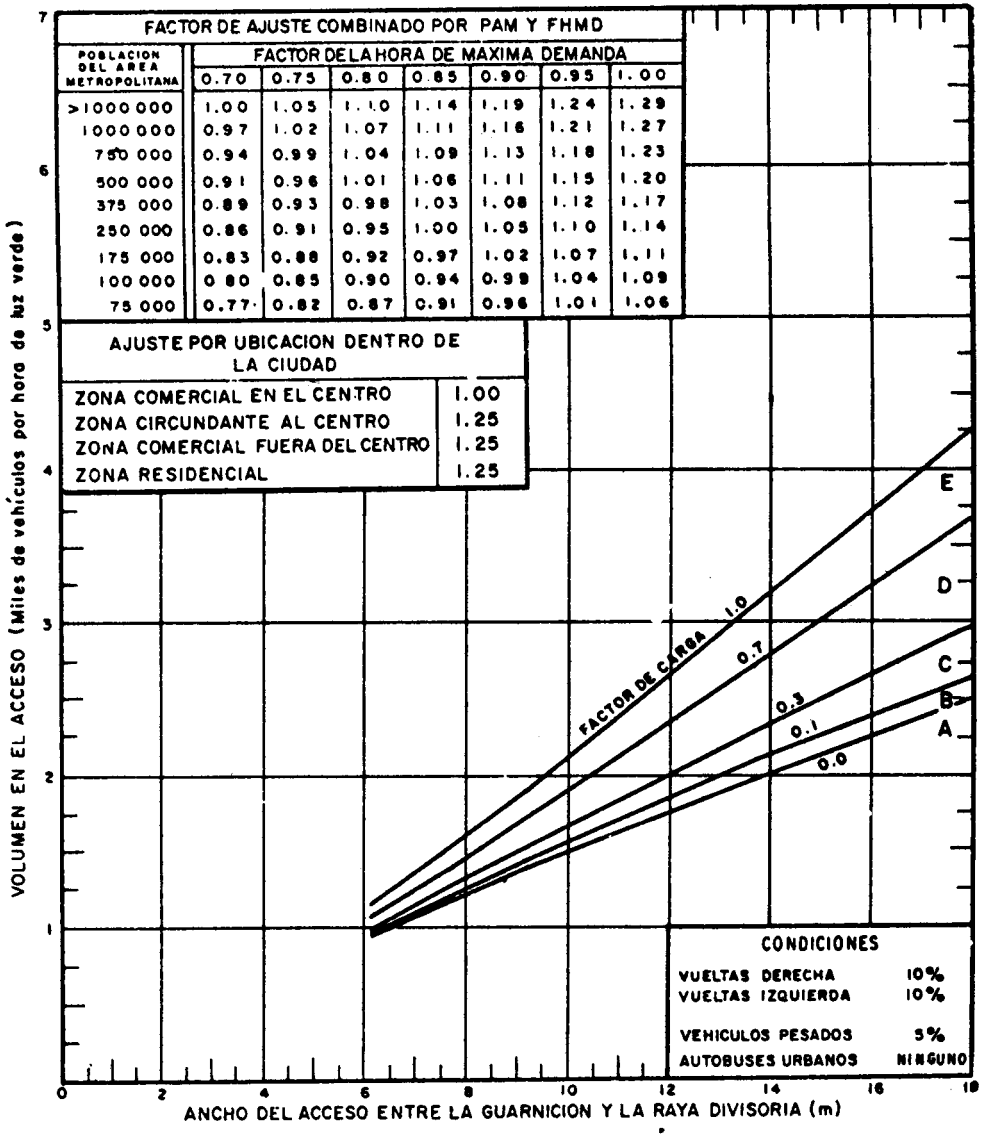


FIGURA 6.58. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO

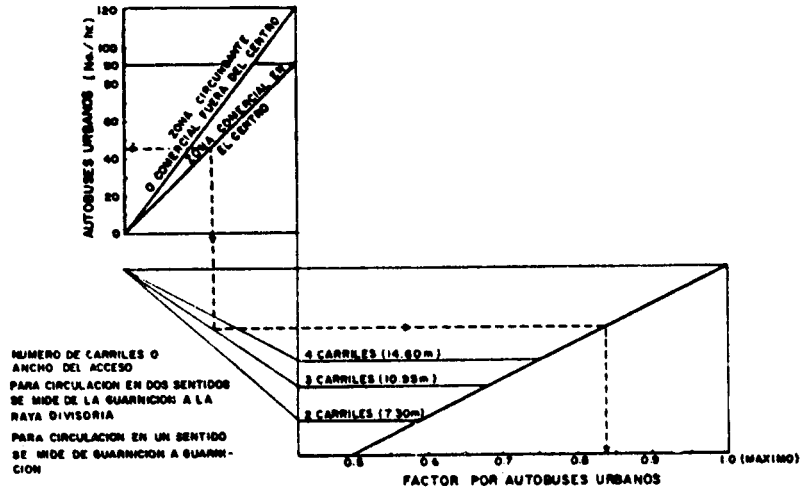


FIGURA 6.59. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA ANTES DE CRUZAR LA CALLE Y SIN ESTACIONAMIENTO

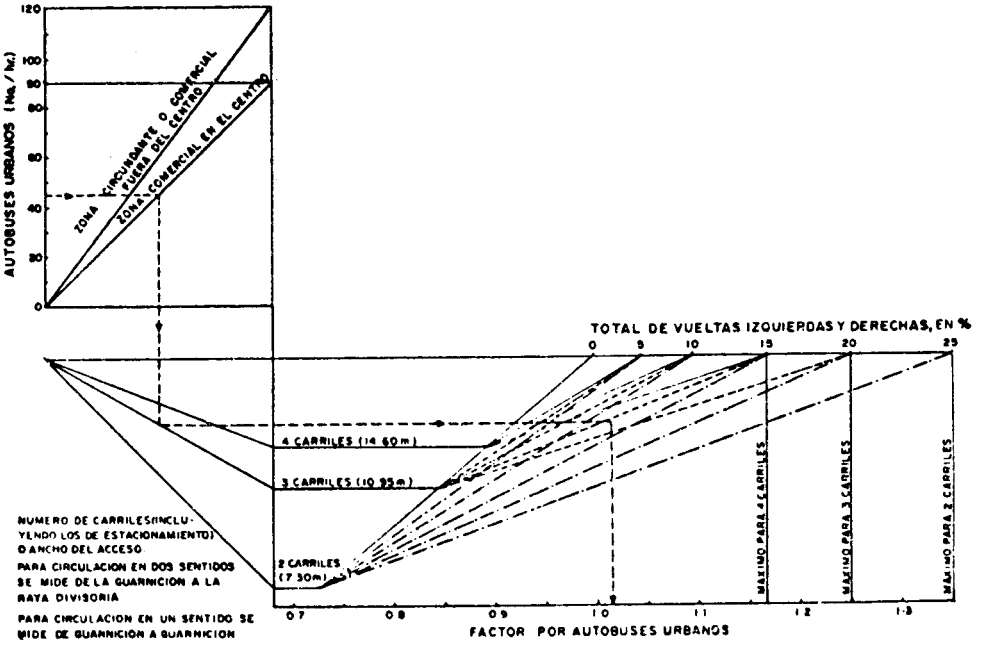


FIGURA 6.60. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA ANTES DE CRUZAR LA CALLE Y CON ESTACIONAMIENTO

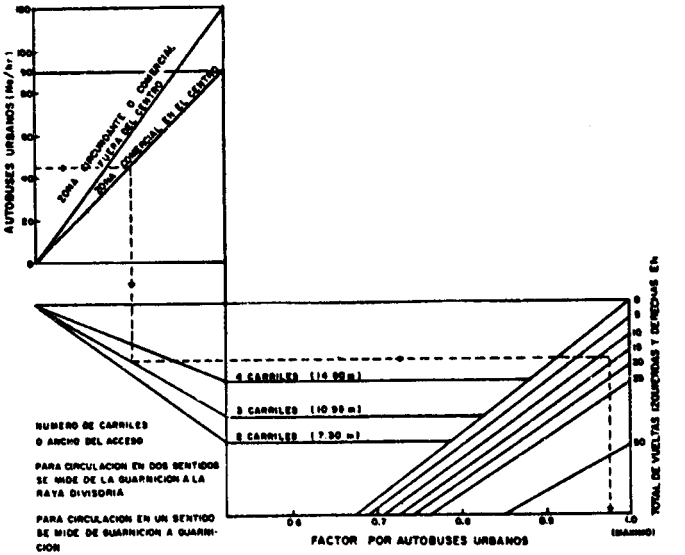


FIGURA 6.61. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA DESPUES DE CRUZAR LA CALLE Y SIN ESTACIONAMIENTO

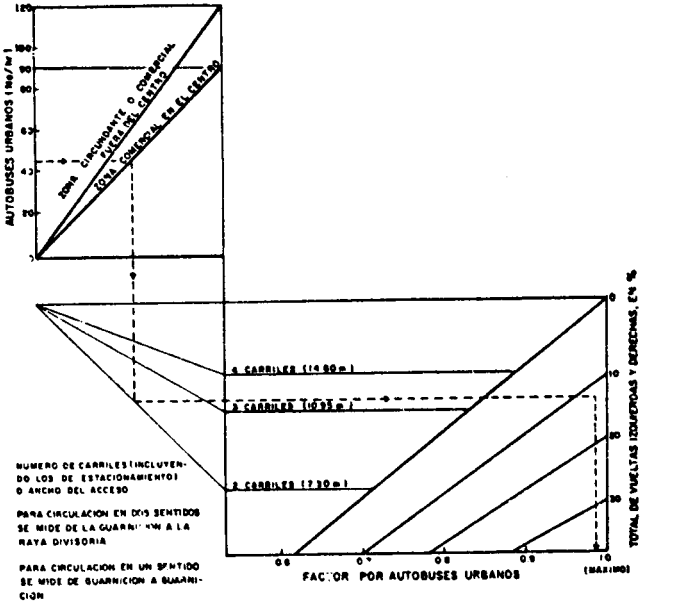


FIGURA 6.62. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA DESPUES DE CRUZAR LA CALLE Y CON ESTACIONAMIENTO

VUELTAS[b] %	FACTOR DE AJUSTE[a]					
	SIN ESTACIONAMIENTO[c]			CON ESTACIONAMIENTO[d]		
	ANCHO DEL ACCESO ≤ 4.50m	ANCHO DEL ACCESO 5.00 a 7.50m	ANCHO DEL ACCESO 8.00 a 10.50m	ANCHO DEL ACCESO ≤ 6.00 m	ANCHO DEL ACCESO 6.50 a 9.00m	ANCHO DEL ACCESO 9.50 a 12.00m
0	1.20	1.050	1.025	1.20	1.050	1.025
1	1.18	1.045	1.020	1.18	1.045	1.020
2	1.16	1.040	1.020	1.16	1.040	1.020
3	1.14	1.035	1.015	1.14	1.035	1.015
4	1.12	1.030	1.015	1.12	1.030	1.015
5	1.10	1.025	1.010	1.10	1.025	1.010
6	1.08	1.020	1.010	1.08	1.020	1.010
7	1.06	1.015	1.005	1.06	1.015	1.005
8	1.04	1.010	1.005	1.04	1.010	1.005
9	1.02	1.005	1.000	1.02	1.005	1.000
10	1.00	1.000	1.000	1.00	1.000	1.000
11	0.99	0.995	1.000	0.99	0.995	1.000
12	0.98	0.990	0.995	0.98	0.990	0.995
13	0.97	0.985	0.995	0.97	0.985	0.995
14	0.96	0.980	0.990	0.96	0.980	0.990
15	0.95	0.975	0.990	0.95	0.975	0.990
16	0.94	0.970	0.985	0.94	0.970	0.985
17	0.93	0.965	0.985	0.93	0.965	0.985
18	0.92	0.960	0.980	0.92	0.960	0.980
19	0.91	0.955	0.980	0.91	0.955	0.980
20	0.90	0.950	0.975	0.90	0.950	0.975
22	0.89	0.940	0.980	0.89	0.940	0.980
24	0.88	0.930	0.985	0.88	0.930	0.985
26	0.87	0.920	0.990	0.87	0.920	0.990
28	0.86	0.910	0.995	0.86	0.910	0.995
30 ó más	0.85	0.900	1.000	0.85	0.900	1.000

a) Sin carriles especiales para vueltas o indicaciones especiales del semáforo.

b) Considérense las vueltas a la derecha y a la izquierda separadamente. No se sumen.

c) No es necesario el ajuste para anchos del acceso mayores de 10.50 m

d) No es necesario el ajuste para anchos del acceso mayores de 12.00 m

TABLA 6-V. FACTORES DE AJUSTE POR VUELTAS A LA DERECHA EN CALLES DE DOS SENTIDOS, VUELTAS A LA DERECHA EN CALLES DE UN SENTIDO Y VUELTAS A LA IZQUIERDA EN CALLES DE UN SENTIDO

VUELTAS %	FACTOR DE AJUSTE[a]					
	SIN ESTACIONAMIENTO			CON ESTACIONAMIENTO		
	ANCHO DEL ACCESO ≤ 4.50m	ANCHO DEL ACCESO 5.00 a 10.50m	ANCHO DEL ACCESO ≥ 11.00m	ANCHO DEL ACCESO ≤ 6.00m	ANCHO DEL ACCESO 6.50 a 12.00m	ANCHO DEL ACCESO ≥ 12.50m
0	1.30	1.10	1.050	1.30	1.10	1.050
1	1.27	1.09	1.045	1.27	1.09	1.045
2	1.24	1.08	1.040	1.24	1.08	1.040
3	1.21	1.07	1.035	1.21	1.07	1.035
4	1.18	1.06	1.030	1.18	1.06	1.030
5	1.15	1.05	1.025	1.15	1.05	1.025
6	1.12	1.04	1.020	1.12	1.04	1.020
7	1.09	1.03	1.015	1.09	1.03	1.015
8	1.06	1.02	1.010	1.06	1.02	1.010
9	1.03	1.01	1.005	1.03	1.01	1.005
10	1.00	1.00	1.000	1.00	1.00	1.000
11	0.98	0.99	0.995	0.98	0.99	0.995
12	0.96	0.98	0.990	0.96	0.98	0.990
13	0.94	0.97	0.985	0.94	0.97	0.985
14	0.92	0.96	0.980	0.92	0.96	0.980
15	0.90	0.95	0.975	0.90	0.95	0.975
16	0.89	0.94	0.970	0.89	0.94	0.970
17	0.88	0.93	0.965	0.88	0.93	0.965
18	0.87	0.92	0.960	0.87	0.92	0.960
19	0.86	0.91	0.955	0.86	0.91	0.955
20	0.85	0.90	0.950	0.85	0.90	0.950
22	0.84	0.89	0.940	0.84	0.89	0.940
24	0.83	0.88	0.930	0.83	0.88	0.930
26	0.82	0.87	0.920	0.82	0.87	0.920
28	0.81	0.86	0.910	0.81	0.86	0.910
30 ó más	0.80	0.85	0.900	0.80	0.85	0.900

a) Sin carriles especiales para vueltas o indicaciones especiales del semáforo

TABLA 6-W. FACTORES DE AJUSTE POR VUELTAS A LA IZQUIERDA EN CALLES DE DOS SENTIDOS

CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS %	FACTOR DE AJUSTE	CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS %	FACTOR DE AJUSTE	CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS %	FACTOR DE AJUSTE
0	1.05	7	0.98	14	0.91
1	1.04	8	0.97	15	0.90
2	1.03	9	0.96	16	0.89
3	1.02	10	0.95	17	0.88
4	1.01	11	0.94	18	0.87
5	1.00	12	0.93	19	0.86
6	0.99	13	0.92	20	0.85

TABLA 6-X. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS

B) Cuando existen carriles especiales para vueltas controladas con semáforo. El procedimiento a seguir, es el siguiente:

1. Dedúzcase del ancho del acceso el ancho del carril o carriles especiales para dar vuelta. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al ancho que resulte, siguiendo el mismo procedimiento indicado en el apartado A), pero considerando 0% de vueltas.

2. Considérese que un carril especial para dar vuelta tiene los siguientes volúmenes de servicio:

Nivel de servicio	*Vehículos por hora de luz verde (un carril)*	*Vehículos pesados (%)*
A, B, C,	800	5
D	1 000	5
E (capacidad)	1 200	5

Aplíquese la relación G/C correspondiente a la indicación de luz verde para vueltas y el factor de ajuste apropiado obtenido de la tabla 6-X para porcentajes de vehículos pesados diferentes del 5%.

Cuando existen dos o más carriles especiales para dar vuelta, al primer carril se le asignan los valores de la tabla y a los demás se les asigna el 80% del valor del primer carril.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1 y 2, para obtener el volumen de servicio total para el acceso.

C) Cuando existen carriles especiales para vueltas que no estén controladas por el semáforo. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Dedúzcase del ancho del acceso, el ancho del carril o carriles especiales para dar vuelta. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al ancho que resulte, siguiendo el mismo procedimiento indicado en el apartado A), pero considerando 0% de vueltas.

2. En este caso se presentan dos variantes:

a) Con un carril especial para vueltas a la derecha: para cualquier nivel de servicio, úsese un valor igual a $600 \times G/C$ en vehículos por hora, suponiendo 5% de vehículos pesados en caso de que las vueltas deban efectuarse simultáneamente con el cruce de peatones. Si no existe cruce con peatones, úsense los valores que se dan para la condición en que exista control del semáforo, ver apartado B). Hágase el ajuste por vehículos pesados, aplicando los factores de la tabla 6-X.

b) Con un carril especial para vueltas a la izquierda: para cualquier nivel de servicio, considérese el volumen de servicio como la diferencia entre 1 200 vehículos y el volumen total de tránsito en sentido contrario, en términos de vehículos ligeros por hora de luz verde, pero no menos de dos vehículos por cada ciclo del semáforo; aplíquese la relación G/C según sea el caso, y hágase el ajuste por vehículos pesados, aplicando los factores de la tabla 6-X.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1, 2 *a)* y 2 *b)*, para obtener el volumen de servicio total para el acceso.

D) Cuando no existan carriles especiales para vueltas pero existe control del semáforo. Esta situación se presenta cuando se permiten movimientos de vuelta en intervalos diferentes al de la fase del semáforo para el tránsito que sigue de frente, por medio de flechas dentro de la indicación de luz verde, aun cuando no existan carriles especiales para dar vuelta. Esto ocurre también, cuando el tránsito en dirección opuesta no tiene períodos simultáneos de luz verde.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Cuando exista tránsito en sentido contrario, aplíquese el procedimiento indicado en el apartado A) para el cálculo de volúmenes de servicio, considerando el ancho del acceso.

2. Cuando no exista tránsito en sentido contrario, aplíquese también el procedimiento indicado en el apartado A) para el cálculo de volúmenes de servicio, considerando las vueltas a la izquierda como vueltas en calles de un solo sentido.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1 y 2, para obtener el volumen de servicio total en el acceso.

6.11.4 Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones rurales

Para intersecciones en zonas rurales, se toma como base para el cálculo la Figura 6.63, la cual permite la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio en este tipo de intersecciones. Esta gráfica ha sido elaborada suponiendo un valor de 0.7 para el factor de la hora de máxima demanda y sin estacionamiento en el camino. Además, se supusieron las siguientes condiciones del tránsito: 10% de vueltas a la derecha, 10% de vueltas a la izquierda y 5% de vehículos pesados. Para condiciones distintas de las mencionadas, los resultados que se obtengan de la gráfica, deberán afectarse por los factores de ajuste correspondientes.

Si la intersección rural está sobre un camino exento de conflictos urbanos, pero sujeta ocasionalmente a fuerte demanda por un lapso de varias horas, o sea con un factor de la hora de máxima demanda igual a 1.00 que genere una acumulación continua de vehículos, la operación puede aproximarse al valor máximo de 1 500 vehículos ligeros por carril por hora de luz verde. Bajo estas condiciones, los volúmenes que se lean en la gráfica, para factores de carga cercanos a 1.0, deben multiplicarse por 1.4.

Cuando exista estacionamiento, puede emplearse la Figura 6.58 en lugar de la Figura 6.53, pero sin aplicar los factores de las tablas que aparecen en esa figura.

La capacidad o el volumen de servicio en cualquier acceso de una intersección rural se obtiene con la siguiente expresión:

$$VS = (VA_{W,FC})\ (G/C)\ (VD)\ (VI)\ (T)$$

en la cual:

VS = Volumen de servicio en el acceso (tránsito mixto en vph).

$VA_{W,FC}$ = Volumen por hora de luz verde en el acceso, en función del ancho W y del factor de carga FC obtenido de la Figura 6.63. Cuando exista estacionamiento úsese la Figura 6.58, pero sin aplicar los factores de ajuste de las tablas que aparecen en esa figura.

G/C = Relación luz verde-ciclo.

VD = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas derechas, obtenido de la tabla 6-V.

VI = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas izquierdas, obtenido de la tabla 6-V o de la tabla 6-W, según el caso.

T = Factor de ajuste por vehículos pesados, obtenido de la tabla 6-X.

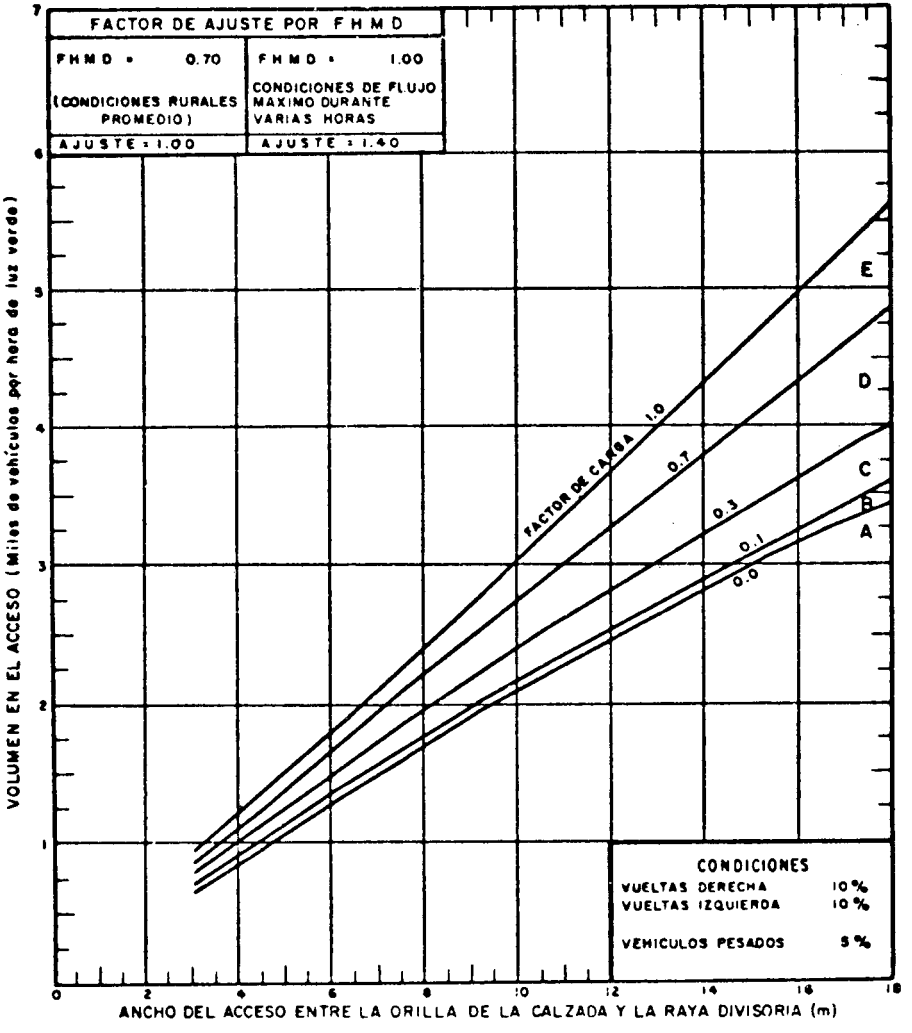


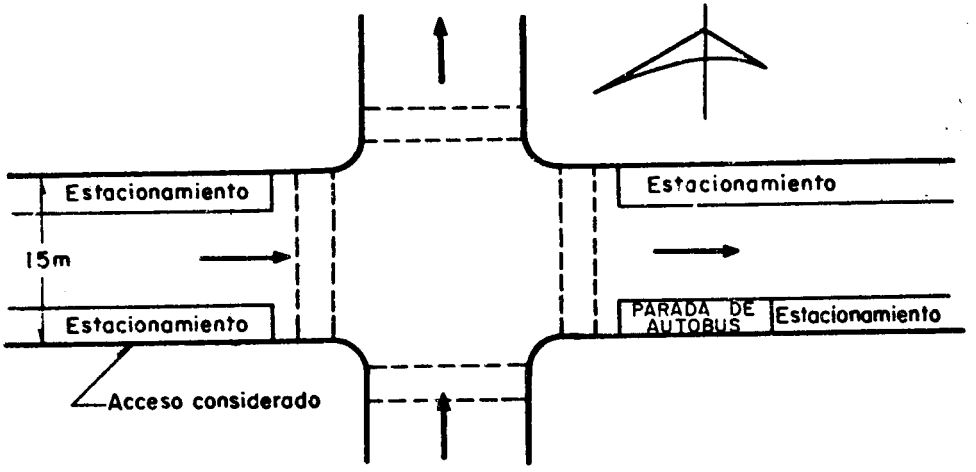
FIGURA. 6.63. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION RURAL, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE PARA CAMINOS DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO

6.11.5 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Intersección de 2 calles, ambas de un solo sentido de circulación.
Ancho del acceso en estudio = 15 m, véase croquis que se incluye.
Estacionamiento en ambos lados.
Ubicación en la zona circundante al centro de la ciudad.
Población del área metropolitana = 175 000 habitantes.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.75.
Fases cargadas = 10/hora.
Longitud del ciclo = 60 segundos.
Intervalo de luz verde = 30 segundos.
Vueltas a la derecha = cero.
Vueltas a la izquierda = 8%.
No existe carril ni fase especial para vuelta.
Vehículos pesados = 7%.
Autobuses urbanos = 10/hora, con parada después de cruzar la calle.



B. Determínese:

Para el acceso en estudio:

1. El volumen de servicio.
2. El nivel de servicio.
3. La capacidad.

C. Solución:

1. Volumen de servicio:

$$VS = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

Para determinar el valor de $VA_{W,FC}$ es necesario primero determinar al factor de carga, el cual está en función del número de fases cargadas dentro de la hora $_{FC} = 10/60 = 0.166$

$VA_{W,FC} = 2\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.56).

$G/C = 30/60 = 0.50$

$PAM, FHMD = 0.87$ (de la tabla de la Figura 6.56)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.56)

$VD = 1.00$ (de la tabla 6-V)

$T = 0.98$ (de la tabla 6-X)

$B = 1.00$ (de la Figura 6.62)

Substituyendo:

$$VS = 2\,600 \times 0.50 \times 0.87 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.98 \times 1.00$$
$$VS = 1\,108 \text{ vph}$$

2. Nivel de servicio.

De la tabla 6-U para un factor de carga de 0.166, el nivel de servicio correspondiente es C.

3. Capacidad.

En este caso, a falta de información relativa al factor de carga bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito, supóngase un factor de carga = 0.85.

Con excepción del valor de $VA_{W,FC}$ el cual varía con el nuevo factor de carga, los demás factores permanecen invariables.

$VA_{W,FC} = 3\,700$ vph de luz verde (de la Figura 6.56)

$C = 3\,700 \times 0.50 \times 0.87 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.98 \times 1.00$

$C = 1\,577$ vph

Ejemplo 2.

A. Datos:

Intersección de 2 calles, ambas de 2 sentidos de circulación. El acceso por analizar es el correspondiente a la rama poniente de la intersección y se plantean las siguientes condiciones:

a) El acceso es ampliado para proporcionar 4 carriles de circulación, reservándose un carril para vueltas a la izquierda y un carril para vueltas a la derecha. Los anchos se muestran en el croquis que se incluye.

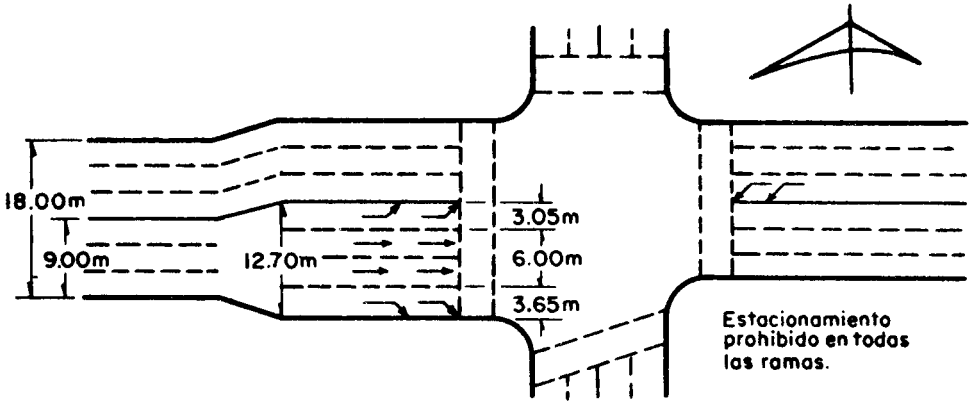
b) El acceso no es ampliado, conservándose únicamente 9 m de ancho.

Sin estacionamiento.

Zona comercial fuera del centro de la ciudad.

Población del área metropolitana = 375 000 habitantes.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.85



Operación del semáforo.

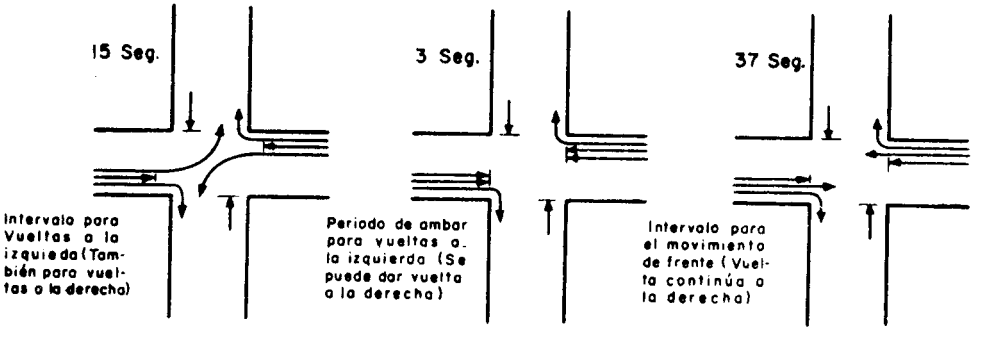
Para la condición *a)*:

Longitud del ciclo = 90 seg.

Intervalo de luz verde para el tránsito que sigue de frente = 37 seg.

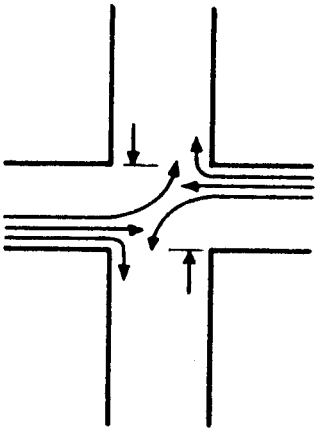
Intervalo de luz verde para vueltas a la izquierda = 15 seg. (simultáneo con las vueltas a la izquierda del sentido opuesto, pero separado de la indicación del semáforo para el tránsito de frente).

Intervalo de luz verde para vueltas a la derecha = 55 seg. (simultáneo con la luz verde para vueltas a la izquierda, luz ámbar para vueltas a la izquierda y luz verde para el tránsito de frente) = 15 + 3 + 37 = 55 seg.



Para la condición *b)*:

Longitud del ciclo = 90 seg.
Intervalo de luz verde, para todos los movimientos = 55 seg.
Vueltas a la derecha = 28%.
Vueltas a la izquierda = 10%.
Vehículos pesados = 3%.
Autobuses urbanos = ninguno.
Sin interferencia de peatones.



B. Determínese:

Volumen que puede alojar el acceso, al nivel de servicio D. Para las condiciones *a)* y *b)* planteadas en los datos.

C. Solución:

1. Para la condición *a):*

En este caso, es aplicable el criterio señalado en el apartado B) del inciso 6.11.3.

Volumen de servicio en los carriles disponibles para el tránsito que sigue de frente:

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$W = 6.0$ m (ancho disponible para el tránsito que sigue de frente)

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC} = 1\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 37/90 = 0.41$$

$PAM, FHMD = 1.03$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.05$ (de la tabla 6-V, para 0% de vueltas derechas)

$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W, para 0% de vueltas izquierdas)

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

$B =$ (No aplicable en este ejemplo)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,600 \times 0.41 \times 1.03 \times 1.25 \times 1.05 \times 1.10 \times 1.02$$

$VS_D = 995$ vph (de frente)

Volumen de servicio en el carril especial para vueltas a la derecha.

Volumen por hora de luz verde. Para el nivel D, el volumen de servicio correspondiente a un carril especial para dar vuelta, es de 1 000 vph de luz verde, considerando 5% de vehículos pesados y un ancho del carril de 3.05 m. Como en este caso el ancho del carril es de 3.65 m, el volumen de servicio se verá afectado por la relación 3.65/3.05.

Relación $G/C = 55/90 = 0.61$

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,000 \times \frac{3.65}{3.05} \times 0.61 \times 1.02$$

$VS_D = 748$ vph

Volumen de servicio en el carril especial para vueltas a la izquierda.
Procediendo en forma semejante:
Volumen por hora de luz verde = 1 000 vph

Relación $G/C = 15/90 = 0.166$

$T = 1.02$

Substituyendo:

$VS_D = 1\,000 \times 0.166 \times 1.02$
$VS_D = 170$ vph

Verificación de los volúmenes de servicio que proporciona el acceso en los carriles para dar vuelta y la distribución del tránsito que llega al acceso.
Vueltas a la derecha = 28%.
Vueltas a la izquierda = 10%.
Tránsito de frente = 62%
Volumen de servicio posible en todo el acceso al nivel de servicio D = 995/0.62 = 1 604 vph.

Posible volumen que puede dar vuelta a la derecha = 1 604 × 0.28 = 449 vph.
Como 449 vph<748 vph, la operación es satisfactoria al nivel D.
Posible volumen que puede dar vuelta a la izquierda = 1 604 × 0.10 = = 160 vph.
Como 160 vph<170 vph, la operación es satisfactoria al nivel D.

2. Para la condición *b)*:

En este caso es aplicable el criterio señalado en la parte primera del apartado D) del inciso 6.11.3

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)(T)(B)$$

$W = 9.00$ m (ancho sin considerar la ampliación)

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC} = 2\,420$ vph de luz verde (de la Fig. 6.57)

$$G/C = 55/90 = 0.61$$

Los factores de ajuste son los mismos que para la solución *a)* del ejemplo, excepto que en este caso:

$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V; para 28% de vueltas derechas)

$VI = 1.00$ (de la tabla 6-W; para 10% de vueltas izquierdas)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,420 \times 0.61 \times 1.03 \times 1.25 \times 0.995 \times 1.00 \times 1.02$$

$$VS_D = 1\,930 \text{ vph}$$

Conclusión:

Los resultados indican que para el nivel de servicio D, los volúmenes de servicio son:

Para la condición *a):* 1 604 vph con ampliación del acceso y proporcionando carriles especiales para vueltas a la derecha y a la izquierda con indicaciones especiales de luz verde del semáforo.

Para la condición *b):* 1 930 vph sin ampliación y con una sola indicación de luz verde del semáforo.

Lo anterior demuestra claramente que la adición de carriles especiales para vueltas y la operación con fases múltiples del semáforo, no significa que automáticamente se logre un incremento en los volúmenes de servicio.

Las razones que justifican los resultados anteriores, son los siguientes:

1. La utilización de los carriles disponibles es proporcional a la distribución de la demanda: 28% en el carril derecho, 31% en cada uno de los dos carriles centrales y 10% en el carril izquierdo. Esto trae como consecuencia, el uso desbalanceado del ancho del acceso disponible.

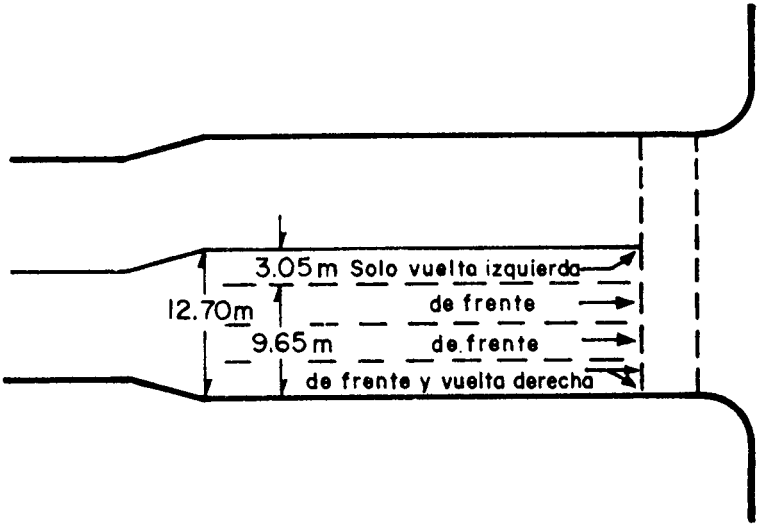
2. Se ha substraído una parte considerable al tiempo de luz verde del tránsito que sigue de frente, para proporcionar el tiempo necesario para la fase del tránsito que da vuelta a la izquierda; sin embargo, la pérdida de capacidad en los carriles centrales es considerablemente mayor que lo que se gana en el carril para vuelta a la izquierda.

3. El carril para vueltas a la izquierda es usado principalmente para almacenamiento en lugar de utilizarse para desalojar el tránsito.

4. El carril para vueltas a la derecha tiene mucho más capacidad que la requerida para satisfacer la demanda de ese movimiento.

En este caso particular es posible, aparentemente, incrementar el volumen de servicio si el carril especial para vueltas a la derecha es utilizado también por los vehículos que siguen de frente, aun cuando tengan que ser eliminadas las vueltas a la derecha durante la indicación de luz verde para vueltas a la izquierda.

En estas condiciones, la operación sería la siguiente:



Volúmenes de servicio al nivel D.

En el carril especial para vueltas a la izquierda, el volumen de servicio es el mismo que para la parte 1 del ejemplo.

Para el resto de los carriles:

$$VS_D = (VA_{W,\,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VC)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$W = 9.65$ m
$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U para nivel de servicio)
$VA_{W,\,FC} = 2\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$G/C = 37/90 = 0.41$

$PAM, FHMD = 1.03$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V; para 28%)
$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W; para 0%)
$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,600 \times 0.41 \times 1.03 \times 1.25 \times 0.995 \times 1.10 \times 1.02$$
$$VS_D = 1\,530 \text{ vph}$$

Volumen de demanda total con base en el porcentaje del tránsito que va de frente y del que da vuelta a la derecha = 1 530/0.90 = 1 700 vph.

Vueltas potenciales a la izquierda, suponiendo que el tránsito de frente y el tránsito a la derecha son los que controlan, 1 700 × 0.10 = 170 vph.

Comparando con el volumen de servicio, 170 = 170; por lo anterior la operación es satisfactoria, aunque en el límite. Se deduce, por lo tanto, que el acceso podría alojar un volumen de demanda de 1 530 + 170 = 1 700 vph.

6.12 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS

Para propósitos de análisis, las arterias urbanas y suburbanas se consideran como avenidas localizadas fuera de la zona comercial del centro de la ciudad, las cuales se caracterizan bien sea por la existencia de intersecciones controladas con semáforo a una distancia promedio de 1 500 m o menos, o bien, porque las velocidades límites son de 60 km/h o menores, como consecuencia del desarrollo urbano adyacente.

La capacidad de las arterias urbanas depende principalmente de la capacidad de las intersecciones a nivel que se encuentran a lo largo de la arteria, analizadas en forma aislada. Sin embargo, cuando se desea conocer el nivel de servicio que puede suministrar la arteria, es necesario hacer el análisis considerándola en toda su longitud.

6.12.1 Nivel de servicio

Primeramente debe investigarse el efecto que tienen las interrupciones y las intersecciones sobre la operación del tránsito, debiendo analizarse después la arteria en toda su longitud, para determinar un valor promedio de la relación volumen-capacidad (relación v/c). Esto permitirá conocer la naturaleza verdadera de las condiciones operacionales que encuentran los conductores.

La velocidad usada en el análisis es la velocidad global, debido a que la velocidad de operación es difícil de definir donde existe una variedad de interrupciones.

Las velocidades globales están en función de factores tales como: límites de velocidad, número de intersecciones y conflictos a la mitad de la cuadra y en las intersecciones; el efecto de estas interrupciones es mayor a medida que aumentan los volúmenes de tránsito. La calidad del alineamiento, por otra parte, tiene un efecto relativamente pequeño sobre la velocidad, excepto en lugares especiales como es el caso de pasos a desnivel.

La relación que existe entre la velocidad global y la relación v/c, se emplea en este caso, para analizar el nivel de servicio en forma similar a como se hizo para las carreteras. La Figura 6.64 muestra esta relación para arterias urbanas y suburbanas.

La curva I representa condiciones de circulación continua en arterias suburbanas sin control de semáforos, en las que el límite máximo de la velocidad es de 60 km/h o en arterias urbanas controladas con semáforos, en las que existe una progresión razonablemente buena de los semáforos.

La curva II representa condiciones de circulación discontinua. Los semáforos están espaciados normalmente a distancia de 800 m o menos, sin que exista interconexión entre ellos. La velocidad bajo condiciones de

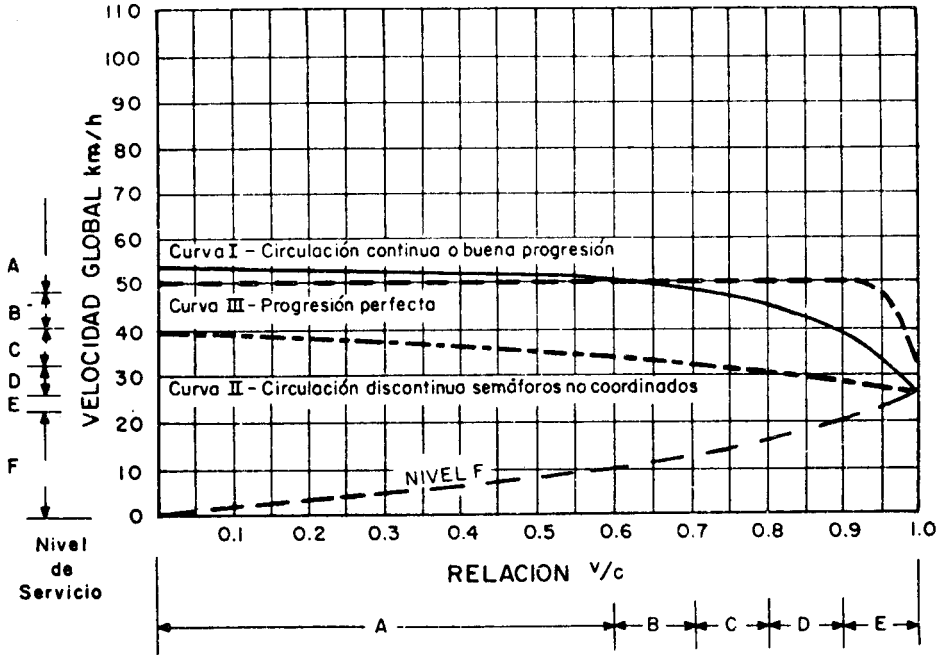


FIGURA 6.64. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD GLOBAL Y LA RELACION V/C EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS

circulación continua, está representada por la velocidad que se alcanza a la mitad de la cuadra, la cual está gobernada muchas veces por el límite máximo de la velocidad (40 km/h para el ejemplo ilustrado con la curva II).

La curva III representa una progresión perfecta con grupos de vehículos circulando a la velocidad de la progresión, la cual para el ejemplo es igual a 50 km/h.

Para la condición de circulación continua, que raras veces se presenta, la capacidad es idéntica en concepto y a menudo en valor absoluto, a las capacidades de caminos con circulación continua, discutidas en los incisos 6.5 a 6.8. Para condiciones de circulación discontinuas, la capacidad usualmente está gobernada por los dispositivos para controlar el tránsito y por las condiciones físicas de las intersecciones.

La capacidad aquí, representa fundamentalmente la máxima utilización de la arteria en aquellos intervalos de la hora en que hay indicación de luz verde, o bien, cuando la arteria está libre de otras interrupciones predecibles. Una avenida puede llegar a alojar volúmenes de tránsito cercanos a los que se encuentran bajo condiciones de circulación continua, cuando el tránsito está moviéndose con la indicación de la luz verde del semáforo; sin embargo, como el tránsito deja de circular porque el semáforo está con la indicación de luz roja, o bien, cuando el espaciamiento entre grupos de vehículos es muy grande en los casos de sistemas progresivos, la capa-

cidad en vehículos por hora es mucho menor que bajo las condiciones de circulación continua.

Cuando en un tramo de arteria urbana, con características geométricas más o menos uniformes, haya varias intersecciones controladas con semáforo y no existan diferencias radicales en la programación de ellos, es posible obtener condiciones promedio del nivel de servicio aplicables a todo el tramo (excepto para el nivel E). Sin embargo, cuando se consideran condiciones de volumen máximo (nivel E, o capacidad), no debe excederse la capacidad del punto más crítico.

La capacidad en los accesos de las intersecciones se determina con los procedimientos descritos en el inciso 6.11.

Los niveles de servicio en arterias urbanas pueden analizarse de manera semejante a la de los otros caminos, usando como criterio en este caso, la velocidad global y la relación v/c. Lo anterior implica que se analicen los niveles de operación de todos los puntos potenciales de restricción, y de un análisis del tramo en su conjunto.

Aun cuando los puntos críticos son normalmente los accesos a las intersecciones, éstos pueden presentarse también en lugares a mitad de la cuadra.

En la tabla 6-Y se muestran los niveles de servicio, relacionados en forma aproximada con el factor de carga y con el factor de la hora de máxima demanda; sin embargo, debe hacerse notar que teóricamente el factor de la hora de máxima demanda puede ocurrir a cualquier nivel de servicio, ya que éste depende más bien del grado de demanda que de su magnitud. En la tabla se muestra, además de la calidad del flujo y de los límites de las velocidades globales, la escala de valores de la relación v/c para cada uno de los niveles.

6.12.2 Elementos críticos que requieren consideración

A) Progresión del sistema de semáforos. Una progresión perfecta o casi perfecta de semáforos puede lograrse a altos volúmenes de tránsito, sólo si pueden establecerse las siguientes condiciones: 1) que existan pocos movimientos de vuelta, 2) que pueda sostenerse la demanda por ciclo, y 3) que no se presenten conflictos a mitad de la cuadra. En el caso de una progresión perfecta ningún vehículo se ve detenido por las indicaciones de la luz roja de los semáforos, por lo que se logra en la circulación, volúmenes de tránsito cercanos a los 2 000 vehículos por hora de luz verde.

La operación bajo condiciones de volúmenes altos es siempre inestable, pudiendo perderse el balance en el momento en que se produzca cualquier anormalidad en la circulación del tránsito. Para cálculos de capacidad de intersecciones, bajo estas condiciones, es apropiado el uso de un factor de carga de 0.95 y de un factor de la hora de máxima demanda, también de 0.95. El factor de carga de 0.95 tiene un significado especial, indicando que casi todos los ciclos fueron totalmente utilizados. Por otra parte y refiriéndose a la curva III de la Figura 6.64, se puede apreciar que en una progresión perfecta se tiene una velocidad constante, mientras que la relación v/c varía desde cero hasta alcanzar un valor cercano a 0.95 para esa misma velocidad, lo cual indica que bajo estas condiciones los conductores no tienen objeción a que el volumen de tránsito se vaya incrementando, puesto que pueden mantener la velocidad correspondiente a la progresión perfecta. Para efectos de análisis, el valor máximo de v/c para el nivel de servicio A, en una progresión casi perfecta es de 0.80.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO				VOLUMEN DE SERVICIO-CAPACIDAD[a,b] (v/c)
	DESCRIPCION	VELOCIDAD GLOBAL[a] (km/hora)	FACTOR DE CARGA[a]	FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA[b]	
A	FLUJO LIBRE	≥ 50	0.0	≤ 0.70	≤ 0.60 (0.80)
B	FLUJO ESTABLE	≥ 40	≤ 0.1	≤ 0.80	≤ 0.70 (0.85)
C	FLUJO ESTABLE	≥ 30	≤ 0.3	≤ 0.85	≤ 0.80 (0.90)
D	APROXIMANDOSE AL FLUJO INESTABLE	≥ 20	≤ 0.7	≤ 0.90	≤ 0.90 (0.95)
E[d]	FLUJO INESTABLE	20	≤ 1.0 (0.85)[c]	≤ 0.95	≤ 1.00
F	FLUJO FORZADO	< 20	No Significativo	No Significativo	No Significativo

a.– La velocidad global y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; deben satisfacerse ambos límites en cualquier determinación de niveles de servicio, con la debida consideración al hecho de que estas son racionalizaciones en su mayor parte. El factor de carga que es una medida de nivel de servicio en intersecciones, puede usarse como criterio suplementario cuando sea necesario.
b.– Los valores entre paréntesis se refieren a una progresión casi perfecta.
c.– Un factor de carga de 1.00 no se encuentra con frecuencia, aún bajo condiciones de operación a la capacidad, debido a las fluctuaciones inherentes al flujo de tránsito.
d.– Capacidad.
e.– La relación volumen de demanda–capacidad puede exceder 1.00, indicando sobrecarga.

TABLA 6-Y. NIVELES DE SERVICIO PARA CALLES URBANAS Y SUBURBANAS

B) Operación en un sentido y en dos sentidos. Para propósitos de comparación, es necesario que se analicen las siguientes condiciones: 1) la demanda y composición del tránsito, 2) la superficie de rodamiento, 3) el estacionamiento, 4) el señalamiento, 5) el medio ambiente, y 6) los movimientos de vuelta en todo el tramo.

En general, la operación de arterias de un sentido es más eficiente que la operación de arterias de dos sentidos con igual anchura, en términos de vehículos por hora.

C) Otras interrupciones e interferencias. A lo largo de las arterias urbanas y suburbanas existen otros elementos que afectan la circulación del tránsito; entre los más comunes están los siguientes:

1) Intersecciones sin control de semáforos.
2) Entradas y salidas en la mitad de la cuadra y movimientos de vuelta correspondientes.
3) Estacionamientos a mitad de la cuadra.
4) Lotes de estacionamiento a mitad de la cuadra.
5) Señales y marcas inadecuadas en el pavimento.
6) Falta de canalización.
7) Restricción en las distancias libres laterales.
8) Interferencias de peatones.
9) Maniobras de los autobuses.
10) Falta de aplicación del reglamento de tránsito.

Hay que señalar que hasta el momento, no existen suficientes datos que sirvan de base para determinar los factores de ajuste o de corrección para cada uno de estos elementos.

6.12.3 Procedimiento para determinar la capacidad y los niveles de servicio

A) Cálculo de la capacidad. El procedimiento para el cálculo de la capacidad es el siguiente:

1. Hágase una revisión general del tramo en estudio, estableciendo los elementos que influyan en la capacidad, tales como: intersecciones controladas con semáforo, restricciones a mitad de la cuadra ocasionadas por las interferencias del tránsito y por las condiciones geométricas y, finalmente, los subtramos entre intersecciones con longitudes mayores de 1 500 m en los que exista circulación más o menos continua.

2. Calcúlense en las intersecciones, las capacidades de los accesos más importantes con los procedimientos que se dan en el inciso 6.11 y de los subtramos con circulación continua, con los procedimientos descritos en los incisos 6.6 a 6.8. Analícese cada restricción importante a la mitad de la cuadra, como un caso especial, para lo cual pueden adoptarse los procedimientos básicos para la determinación de la capacidad de intersecciones, dados en el inciso 6.11.

3. Interprétense los resultados del análisis anterior, para establecer: *a)* los puntos con capacidades menores que la de la arteria en su conjunto, *b)* una capacidad de control, tomando como base la capacidad mínima en el tramo (excluyendo puntos de congestionamiento).

4. Hágase un esfuerzo por incrementar la capacidad de los puntos de congestionamiento, al valor mínimo establecido como capacidad de control para el resto del tramo. Si lo anterior no es posible, estos puntos serán los que gobiernan la capacidad.

B) Cálculo del nivel de servicio. El procedimiento para el cálculo del nivel de servicio es el siguiente:

1. Hágase una revisión general de la arteria, para determinar aquellos puntos en que las características del tránsito cambien notablemente, debido a movimientos de vuelta en las calles transversales, enlaces y otras entradas y salidas. Para propósitos de análisis, estos puntos deberán establecerse como límites dentro del tramo.

2. Calcúlese la capacidad de todas las intersecciones y de otros elementos con alguna posibilidad de influir en la operación de la arteria, de manera similar a como se indica en el apartado A) (cálculo de la capacidad); sepárense aquellos puntos de restricción anormales y establézcase un valor mínimo de control de la capacidad para el resto del tramo.

3. Determínese si el volumen de demanda general excede o no al valor mínimo de la capacidad, establecido como control en el tramo. Cuando esta capacidad no sea excedida, háganse verificaciones adicionales para determinar si alguno de los puntos de restricción anormales, separados para su análisis individual, suministran capacidades por abajo del volumen de demanda.

4. Si de acuerdo con el punto anterior, no se producen limitaciones en la capacidad, divídase el volumen de demanda entre la capacidad establecida como control, para obtener la relación v/c promedio para el tramo. Obténgase la velocidad global, de la Figura 6.64 y determínese el nivel de servicio general, de la tabla 6-Y.

Cuando haya restricciones anormales, pero éstas no limiten la capacidad, considérense en detalle para establecer los niveles de servicio correspondientes. Esto se hace a menudo con los procedimientos del inciso 6.11 cuando se trata de intersecciones, o haciendo adaptaciones en el caso de otras interrupciones; aunque a veces, pueden ser más apropiados los procedimientos para caminos con circulación continua. Interprétense los niveles de servicio en cada punto, en términos del número de restricciones aceptado en relación con la capacidad de control obtenida para el resto del tramo. Establézcase por último, el nivel de servicio para todo el tramo, ponderando de acuerdo con las distancias de influencia de las restricciones.

5. Si de acuerdo con el punto 3, se produce una limitación en la capacidad, efectúese un análisis más detallado de ese punto de restricción, para determinar la extensión de su influencia, es decir, determínese si el efecto es solamente local, debido a movimientos de vuelta ocurriendo antes o después del punto, o bien, si se están creando condiciones de flujo forzado en la corriente antes de llegar al punto, en tanto que después de éste se tiene un nivel tolerable. Asígnese el nivel de servicio general, tomando en consideración lo anterior.

De manera inversa, para determinar en forma aproximada el volumen de servicio que puede suministrar una arteria dado el nivel de servicio, o la velocidad global deseada, deberá entrarse a la Figura 6.64 y obtener la relación v/c. Aplíquese esta relación a la capacidad de control del tramo, determinada según lo indicado con anterioridad, para obtener el volumen de servicio o de demanda que puede alojar la arteria a este nivel.

6.12.4 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Tramo de una arteria urbana, con intersecciones controladas con semáforo.

Los anchos de las calles se muestran en el croquis.

Banqueta de 1.50 m.

Sin estacionamientos.

3% de camiones.

30 autobuses urbanos/hora; con parada de autobuses como se muestra en el croquis.

Localizada en la zona comercial fuera del centro.

Población = 500 000 habitantes.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.85.

Interferencia de peatones: despreciable.

Características de las intersecciones y movimientos de vuelta (ver croquis).

Los tiempos de recorrido indican una velocidad global de 30 km/h.

Los volúmenes de demanda que se muestran en el croquis, sólo indican el flujo en un sentido.

B. Determínese:

1. El nivel de servicio general correspondiente a la velocidad global de 30 km/h.

2. El nivel de servicio por restricciones en las intersecciones y a mitad de la cuadra.

C. Solución:

1. De la tabla 6-Y, para una velocidad global de 30 km/h, el nivel de servicio es C, en el límite con el nivel de servicio D.

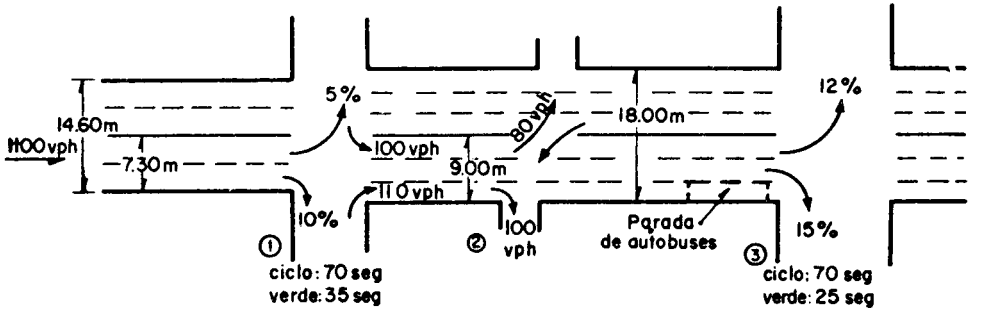
2. En el croquis se observa que la intersección 1, el área a la entrada del lote de estacionamiento 2 y la intersección 3, son los elementos principales de control de la capacidad.

Nivel de servicio en la intersección 1:

Para el análisis son aplicables los procedimientos del inciso 6.11.

Para el cálculo de nivel de servicio es necesario determinar primero, el volumen por hora de luz verde.

$$VA_{W,\,FC} = \frac{VS\ (\text{volumen de demanda})}{(G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)(\ VI)(\ T)(\ B)}$$



Para propósitos prácticos, los vehículos esperando para entrar al estacionamiento, bloquean continuamente el carril de la derecha y el de la izquierda. El carril del centro es bloqueado por los vehículos en sentido opuesto que entran al estacionamiento, durante el 30% de la hora.

VS = 1 100 vph (demanda en el acceso)

G/C = 35/70 = 0.50

$PAM, FHMD$ = 1.06 (de la tabla de la Figura 6.57)

UC = 1.25 (de la tabla de la Figura 6.57)

VD = 1.00 (de la tabla 6-V)

VI = 1.05 (de la tabla 6-W)

Debido a que no existe parada de autobuses, los autobuses urbanos pueden considerarse como vehículos pesados, y sumarse al por ciento de vehículos dado como dato en el ejemplo.

$$\text{Autobuses} = \frac{30}{1\,100} = 2.7\% \doteq 3\%, \text{ por lo que:}$$

Total de vehículos pesados = 3% + 3% = 6%; el factor de ajuste correspondiente es:

T = 0.99 (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VA_{W,\,FC} = \frac{1\,100}{0.50 \times 1.06 \times 1.25 \times 1.00 \times 1.05 \times 0.99}$$

$VA_{W,\,FC}$ = 1 597 vph de luz verde.

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga $_{FC}$ = 0.15, el cual corresponde a un nivel de servicio C.

De la misma Figura 6.57 se obtiene que el volumen por hora de luz verde al nivel de servicio E (capacidad) es de 2 100 vph, por lo que:

$$\frac{v}{c} = \frac{1\,597}{2\,100} = 0.76$$

De la tabla 6-Y, se concluye que la operación corresponde a un nivel de servicio C.

Nivel de servicio en el área a la entrada del lote de estacionamiento 2.

Debido a que los movimientos de vuelta izquierda para entrar al lote de estacionamiento, obstruyen al tránsito que va de paso, la circulación se ve sujeta a continuas paradas, tal como sucede en una intersección controlada con semáforo.

Supóngase, por lo tanto, que se trata de una intersección controlada con semáforo, sin movimientos de vuelta, ancho del acceso de 3.00 m, sin estacionamiento y 70% de luz verde (100 − 30).

$$VA_{W,FC} = \frac{VS \text{ (volumen de demanda)}}{(G/C)\,(PAM, FHMD)(\,UC)(\,VD)\,(VI)\,(T)\,(B)}$$

$$VS = 1\,100 - 1\,100\,(0.10 + 0.05) + 100 + 110$$
$$VS = 1\,145 \text{ vph}$$

$G/C = 0.70$ (se considera que el tránsito sólo sufre interrupciones durante 30% del tiempo).

$PAM, FHMD = 1.06$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$VD = 1.20$ (de la tabla 6-V)
$VI = 1.30$ (de la tabla 6-W)
$T = 0.99$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VA_{W,FC} = \frac{1\,145}{0.70 \times 1.06 \times 1.25 \times 1.20 \times 1.30 \times 0.99} = 800 \text{ vph de luz verde}$$

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga de 0.9, el cual corresponde a un nivel de servicio E y por consiguiente, el área a la entrada del lote de estacionamiento operará a la capacidad.

Nivel de servicio en la intersección 3:

$$VA_{W,FC} = \frac{VS \text{ (volumen de demanda)}}{(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)}$$

$$VS = 1\,145 - 100 - 80 = 965 \text{ vph}$$

$$G/C = 25/70 = 0.36$$

$PAM, FHMD = 1.06$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$VD = 0.99$ (de la tabla 6-V)
$VI = 0.98$ (de la tabla 6-W)
$T = 1.02$ (de la tabla 6-X para 3% de vehículos pesados)
$B = 0.91$ (de la Figura 6.59)

Substituyendo:

$$VA_{W,FC} = \frac{965}{0.36 \times 1.06 \times 1.25 \times 0.99 \times 0.98 \times 1.02 \times 0.91}$$

$VA_{W,FC} = 2\,246$ vph de luz verde

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga de 0.5, el cual corresponde a un nivel de servicio D.

De la misma Figura 6.57 se obtiene que el volumen por hora de luz verde a la capacidad es de 2 700 vph, por lo que:

$$\frac{v}{c} = \frac{2\,246}{2\,700} = 0.83$$

Examinando la tabla 6-Y, se concluye que la operación corresponde a un nivel de servicio D.

Conclusión:

La arteria en su conjunto tiene una operación cercana al nivel de servicio D, en tanto que las intersecciones 1 y 3 operan niveles de servicio C y D, respectivamente. Sin embargo, el área en la entrada de los estacionamientos a la mitad de la cuadra es un punto serio de interferencia, siendo esta área la que controla la capacidad en esta parte de la arteria.

6.13 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN LAS CALLES DE LA ZONA COMERCIAL DEL CENTRO DE LA CIUDAD

En la zona comercial del centro de la ciudad, existen muchas calles importantes cuya función principal es dar servicio al tránsito generado por los negocios locales. En este caso, dar servicio eficiente al tránsito de paso viene a ser de importancia secundaria, aunque en ocasiones algunas calles del centro que se encuentran estratégicamente localizadas, pueden operar durante las horas de máxima demanda en forma similar a como lo hacen las arterias. Normalmente, el flujo de tránsito es más bien de movimientos circulatorios internos que de movimientos directos a través del centro; existen, además, gran cantidad de conflictos entre los volúmenes usualmente fuertes de peatones y el gran número de vehículos que dan vuelta.

Todavía no es posible desarrollar gráficas o curvas que representen las relaciones básicas velocidad-volumen, en tramos largos de calles del centro de la ciudad formados por varias cuadras. Con el conocimiento limitado que se tiene de las relaciones complejas que gobiernan al flujo de tránsito en el centro de la ciudad, ni siquiera ha sido posible obtener relaciones típicas v/c. Las capacidades de las calles del centro aparentemente similares, pueden variar bastante debido a las diferencias en las condiciones ambientales.

Las operaciones del tránsito en el centro de la ciudad, pueden caer en un nivel de servicio F, si se comparan con la escala de niveles de servicio de las arterias urbanas de primer orden, descritas en el inciso 6.12.

La operación en tramos largos de calles del centro de la ciudad, no debe relacionarse con las escalas de niveles de operación de otras calles urbanas.

Para el análisis de las calles del centro de la ciudad, en la actualidad no es posible proporcionar procedimientos para determinar el nivel de

servicio con base en el volumen de demanda. Sin embargo, se sugiere una escala de niveles de servicio para diferentes flujos del tránsito, en la calle en estudio. Esta escala se muestra en la tabla 6-Z, la cual representa el grado de aceptación del conductor, a varios niveles de operación; la tabla está basada enteramente, en las velocidades globales, no habiéndose hecho el intento de relacionarlas con los volúmenes de tránsito, debido al gran número de factores que intervendrían.

Se recomienda, para fines de determinación de la capacidad y del volumen de servicio, hacer el análisis intersección por intersección, por medio de los procedimientos descritos en el inciso 6.11 correspondiente a intersecciones controladas con semáforo. Conociendo los tiempos de recorrido y por consiguiente las velocidades globales a lo largo del tramo, de la tabla 6-Z puede obtenerse un nivel de servicio general, relacionado con el rango de niveles que se encuentran normalmente en la zona comercial del centro de la ciudad.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO	
	DESCRIPCION	VELOCIDAD GLOBAL (km/h)
A	Flujo libre	$\geq$ 40
B	Flujo estable	$\geq$ 30
C	Flujo estable	$\geq$ 25
D	Aproximándose al flujo inestable	$\geq$ 15
E[a]	Flujo inestable	Menor que 15
F	Flujo forzado	Paradas frecuentes

a) El nivel E para la calle en su conjunto, no puede considerarse como capacidad; la capacidad está gobernada por la de las intersecciones críticas o por la de otras interrupciones

TABLA 6-Z. NIVELES DE SERVICIO PARA CALLES DEL CENTRO DE LA CIUDAD

6.13.1 Solución de ejemplos típicos

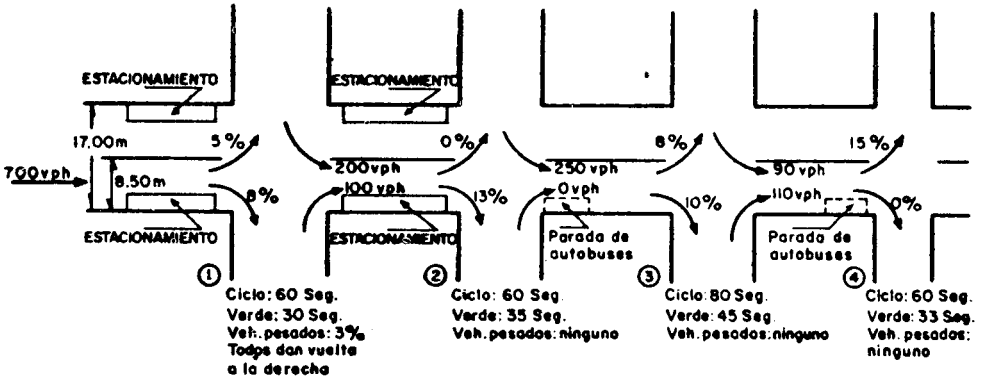
Ejemplo 1.

A. Datos:

Tramo de calle con dos sentidos de circulación, localizado en la zona comercial del centro de la ciudad, en el que existen 4 intersecciones controladas con semáforo.

Los volúmenes de demanda y las características de operación en las intersecciones, se muestran en el croquis.

Estacionamiento en ambos lados.
Ancho de la calle = 17.00 m de guarnición a guarnición.
Población del área metropolitana = 175 000 habitantes.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.85.
Autobuses urbanos = 40/hora.
Vehículos pesados (ver croquis).



B. Determínese:

1. El nivel de servicio que proporciona el tramo de calle, si los recorridos indican una velocidad global de 23 km/h.

2. El volumen de servicio en los accesos a las intersecciones, para el nivel de servicio obtenido en el punto anterior.

3. La intersección que controla la operación, de acuerdo con los volúmenes de demanda indicados.

C. Solución:

1. De la tabla 6-Z, para una velocidad global de 23 km/h, el nivel de servicio es D.

2. Volumen de servicio al nivel de servicio D.

Intersección 1:

$$VS_D = (VA_{W,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

$$W = 8.50 \text{ m}$$

$$FC = 0.7 \text{ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)}$$

$$VA_{W,FC} = 1\,550 \text{ vph de luz verde (de la Figura 6.58)}$$

$$G/C = 30/60 = 0.50$$

$$PAM, FHMD = 0.97 \text{ (de la tabla de la Figura 6.58)}$$

$$UC = 1.00 \text{ (de la tabla de la Figura 6.58)}$$

Como todos los vehículos pesados dan vuelta a la derecha, son necesarias ciertas consideraciones especiales: Si $\frac{3}{8}$ de las vueltas son vehículos

pesados y 5/8 son vehículos ligeros y se considera que dos vehículos ligeros equivalen a un pesado, se tiene:

$5/8 \times 1 + 3/8 \times 2 = 11/8$; es decir, 11% de vehículos equivalentes dan vuelta a la derecha, por lo que:

$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.05$ (de la tabla 6-W.)

Como no hay parada de autobuses, considérense a los 40 autobuses urbanos por hora como un porcentaje respecto al volumen de servicio, calculado con los factores de ajuste obtenidos anteriormente, es decir:

$$VS = 1\,550 \times 0.50 \times 0.97 \times 1.00 \times 0.995 \times 1.05 = 785 \text{ vph}$$

$$40/785 = 5.1 \doteq 5\%$$

% total de vehículos pesados = 3% (vehículos pesados que dan vuelta a la derecha) + 5% (autobuses urbanos considerados como camiones) = 8%.

El factor de ajuste será por consiguiente:

$T = 0.97$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 785 \times 0.97 = 761 \text{ vph}$$

Intersección 2:

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$_W = 8.50$ m

$_{FC} = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC} = 1\,550$ vph de luz verde (de la Figura 6.58)

$G/C = 35/60 = 0.58$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$VD = 0.985$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W)

$T = 1.05$ (de la tabla 6-X, para 0% de camiones)

$B = 1.00$ (de la Figura 6.62)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,550 \times 0.58 \times 0.97 \times 1.00 \times 0.985 \times 1.10 \times 1.05 \times 1.00$$
$$VS_D = 992 \text{ vph}$$

Intersección 3:

$$VS_D = (VA_{w,\,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

$w = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{w,\,FC} = 2\,250$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 45/80 = 0.56$$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.00$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.02$ (de la tabla 6-W)

Siguiendo el mismo criterio que para el análisis de la intersección 1, es decir, considerando a los 40 autobuses urbanos por hora como un porcentaje del volumen de servicio calculado con los factores anteriores, se obtiene el 3% de vehículos pesados, por lo que el factor de ajuste será:

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,250 \times 0.56 \times 0.97 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.02 \times 1.02$$
$$VS_D = 1\,272 \text{ vph}$$

Intersección 4:

$$VS_D = (VA_{w,\,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

$w = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{w,\,FC} = 2\,250$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 33/60 = 0.55$$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.025$ (de la tabla 6-V)

$VI = 0.95$ (de la tabla 6-W)
$T = 1.05$ (de la tabla 6-X, para 0% de camiones)
$B = 0.82$ (de la Fig. 6.59)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,250 \times 0.55 \times 0.97 \times 1.00 \times 1.025 \times 0.95 \times 1.05 \times 0.82$$
$$VS_D = 1\,006 \text{ vph}$$

3. Intersección que controla la operación:

Volúmenes de servicio al nivel D:

Intersección	1)	761 vph
	2)	992 vph
	3)	1 272 vph
	4)	1 006 vph

De acuerdo con lo anterior, la intersección 1 parece ser la que controla la operación; sin embargo, es necesaria una comparación de los volúmenes de demanda, antes de sacar las conclusiones finales.

Intersección 1:

$700 \text{ vph} < 761 \text{ vph } (VS_D)$ (satisfactorio)

Intersección 2:

$700 - 700\,(0.05 + 0.08) + 300 = 909 \text{ vph} < 992 \text{ vph } (VS_D)$ (satisfactorio)

Intersección 3:

$909 - 909\,(0.13) + 250 = 1\,041 \text{ vph} < 1\,272 \text{ vph } (VS_D)$ (satisfactorio)

Intersección 4:

$1\,041 - 1\,041\,(0.18) + 200 = 1\,054 \text{ vph} > 1\,006 \text{ vph } (VS_D)$ (no satisfactorio)

Conclusión:

Aun cuando en un principio y basándose en los volúmenes de servicio únicamente, parecía que la intersección 1 era la que controlaba, el análisis demuestra que bajo las condiciones de volúmenes de demanda que se tienen, la intersección 4 es realmente la más crítica. Esta intersección alcanzará primero la capacidad y su efecto repercutirá en otros puntos del tramo analizado.

CAPITULO VII

ALINEAMIENTO HORIZONTAL

7.1 DEFINICION

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino.

7.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

Los elementos que integran el alineamiento horizontal son las tangentes, las curvas circulares y las curvas de transición.

7.2.1 Tangentes

Las tangentes son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Al punto de intersección de la prolongación de dos tangentes consecutivas se le representa como *PI*, y al ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se le representa por Δ. Como las tangentes van unidas entre sí por curvas, la longitud de una tangente es la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente. A cualquier punto preciso del alineamiento horizontal localizado en el terreno sobre una tangente, se le denomina: punto sobre tangente y se le representa por *PST*.

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad. Las tangentes largas son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que produce al conductor mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien, porque favorecen los deslumbramientos durante la noche; por tal razón, conviene limitar la longitud de las tangentes, proyectando en su lugar alineamientos ondulados con curvas de gran radio.

La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a esas curvas.

7.2.2 Curvas circulares

Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas; las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un solo arco de círculo o de dos o más sucesivos, de diferente radio.

A) Curvas circulares simples. Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, ésta se denomina curva simple. En el sentido del cadenamiento, las curvas simples pueden ser hacia la izquierda o hacia la derecha.

Las curvas circulares simples tienen como elementos característicos los mostrados en la Figura 7.1, y se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura. Es el ángulo subtendido por un arco de 20 m. Se representa con la letra G_c:

$$\frac{G_c}{20} = \frac{360^\circ}{2\pi R_c} \qquad G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con la sobreelevación máxima a la velocidad de proyecto. Su cálculo está dado en el Capítulo IX.

2. Radio de la curva. Es el radio de la curva circular. Se simboliza como R_c De la expresión (1) se tiene:

$$R_c = \frac{1\,145.92}{G_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

3. Angulo central. Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza como Δ_c. En curvas circulares simples es igual a la deflexión de las tangentes.

4. Longitud de curva. Es la longitud del arco entre el *PC* y el *PT*. Se le representa como l_c.

$$\frac{l_c}{2\pi R_c} = \frac{\Delta_c}{360^\circ} \quad \therefore \quad l_c = \frac{\pi \Delta_c}{180^\circ} R_c$$

pero teniendo en cuenta la expresión (2) se tendrá:

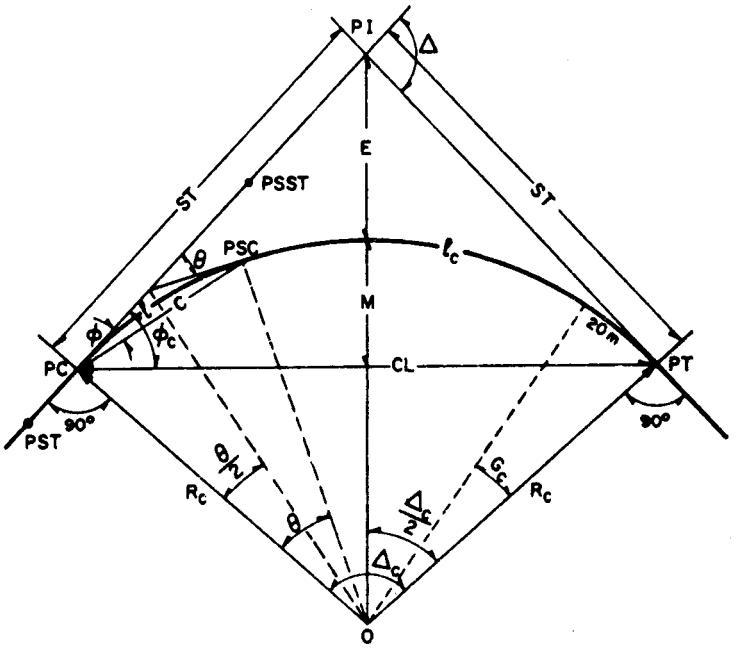
$$l_c = 20 \frac{\Delta_c}{G_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

5. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *PC* o *PT*, medida sobre la prolongación de las tangentes. Se representa como *ST*. Del triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$ST = R_c \tan \frac{\Delta_c}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

6. Externa. Es la distancia mínima entre el *PI* y la curva. Se representa con la letra *E*. En el triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$E = R_c \sec \frac{\Delta_c}{2} - R_c = R_c \left(\sec \frac{\Delta_c}{2} - 1 \right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$



PI	Punto de intersección de la prolongación de las tangentes
PC	Punto en donde comienza la curva circular simple
PT	Punto en donde termina la curva circular simple
PST	Punto sobre tangente
PSST	Punto sobre subtangente
PSC	Punto sobre la curva circular
O	Centro de la curva circular
Δ	Angulo de deflexión de las tangentes
Δ_c	Angulo central de la curva circular
θ	Angulo de deflexión a un PSC
ϕ	Angulo de una cuerda cualquiera
ϕ_c	Angulo de la cuerda larga
G_c	Grado de curvatura de la curva circular
R_c	Radio de la curva circular
ST	Subtangente
E	Externa
M	Ordenada media
C	Cuerda
CL	Cuerda larga
ℓ	Longitud de un arco
ℓ_c	Longitud de la curva circular

FIGURA 7.1. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

7. Ordenada media. Es la longitud de la flecha en el punto medio de la curva. Se simboliza con la letra *M*. Del triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$M = R_c - R_c \cos \frac{\Delta_c}{2} = R_c \operatorname{sen} \operatorname{ver} \frac{\Delta_c}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

8. Deflexión a un punto cualquiera de la curva. Es el ángulo entre la prolongación de la tangente en *PC* y la tangente en el punto considerado. Se le representa como θ. Se puede establecer:

$$\frac{\theta}{l} = \frac{G_c}{20} \quad \therefore \quad \theta = \frac{G_c l}{20} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

9. Cuerda. Es la recta comprendida entre dos puntos de la curva. Se le denomina *C*. Si esos puntos son el *PC* y el *PT*, a la cuerda resultante se le denomina cuerda larga. En el triángulo *PC-O-PSC*.

$$C = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8)$$

Para la cuerda larga:

$$CL = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\Delta_c}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8')$$

10. Angulo de la cuerda. Es el ángulo comprendido entre la prolongación de la tangente y la cuerda considerada. Se representa como ϕ. En el triángulo *PC-O-PSC*.

$$\phi = \frac{\theta}{2}$$

y teniendo en cuenta la expresión (7)

$$\phi = \frac{G_c l}{40} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

Para la cuerda larga:

$$\phi_c = \frac{G_c l_c}{40}$$

Para fines de trazo se considera que la cuerda *C* tiene la misma longitud que el arco *l*. Para minimizar el error cometido al hacer esta consideración, se toman cuerdas de 20 m en curvas con $G \leq 8°$; de 10 m en curvas con $8° < G \leq 22°$, y de 5 m para curvas con $22° < G \leq 62°$.

En la tabla 7-A se pueden obtener los elementos de una curva circular de 100 m de longitud, de 10 000 m de radio, o de 1° de curvatura. Para curvas de longitud l_c, las cantidades se multiplican por $l_c/100$; para cur-

vas de radio R_c, las cantidades se multiplican por $R_c/10\,000$; para curvas de grado G_c, las cantidades se multiplican por $1/G$.

En la tabla 7-B se dan los datos necesarios para el trazo de curvas circulares simples. En esta tabla se dan los ángulos de la cuerda para arcos de diferente longitud, así como la longitud real de las respectivas cuerdas.

B) Curvas circulares compuestas. Son aquellas que están formadas por dos o más curvas circulares simples del mismo sentido y de diferente radio, o de diferente sentido y cualquier radio, pero siempre con un punto de tangencia común entre dos consecutivas. Cuando son del mismo sentido se llaman compuestas directas y cuando son de sentido contrario, compuestas inversas.

En caminos debe evitarse este tipo de curvas, porque introducen cambios de curvatura peligrosos; sin embargo, en intersecciones pueden emplearse siempre y cuando la relación entre dos radios consecutivos no sobrepase la cantidad de 2.0 y se resuelva satisfactoriamente la transición de la sobreelevación.

Los principales elementos de la curva circular compuesta se ilustran con una curva de tres centros en la Figura 7.2; para su cálculo se utilizan los elementos de las curvas circulares simples que la integran y los resultados obtenidos pueden extrapolarse para curvas de más de tres centros.

De la expresión (8'):

$$C_1 = 2R_{c_1} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_1}}{2}$$

$$C_2 = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2}$$

$$C_3 = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2}$$

De la Figura 7.2:

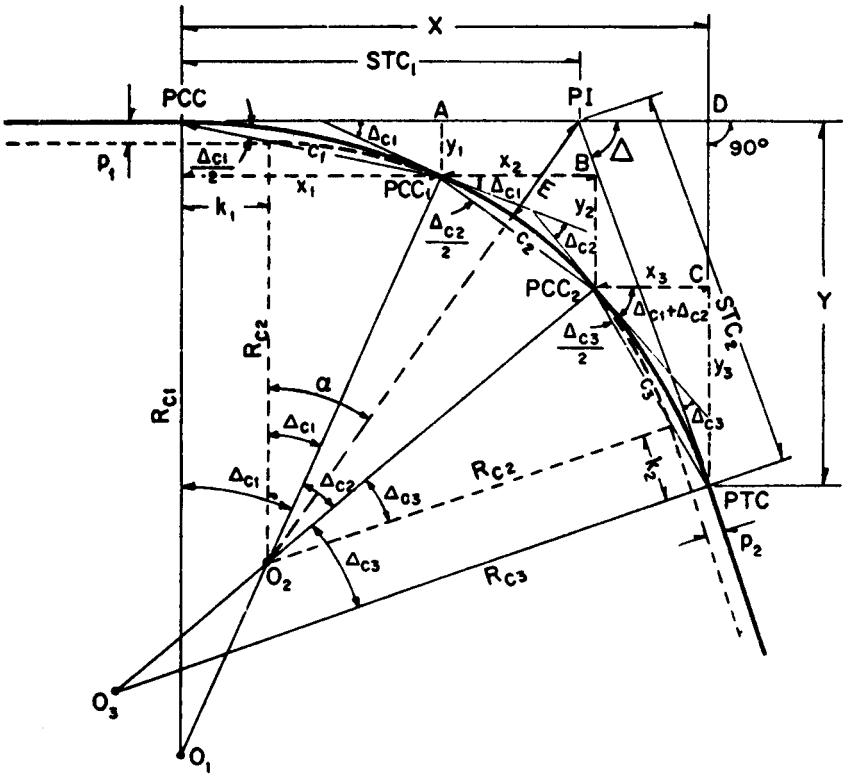
$$x_1 = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$
$$y_1 = R_{c_1} (1 - \cos \Delta_{c_1})$$

$$x_1 = C_2 \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$y_2 = C_2 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$x_3 = C_3 \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right)$$

$$y_3 = C_3 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$



PI	Punto de intersección de las tangentes
PCC	Punto donde se inicia la curva circular compuesta
PTC	Punto donde termina la curva circular compuesta
PCC_1, PCC_2	Puntos de curvatura compuesta, o sean los puntos en donde termina una curva circular simple y empieza otra
O_1, O_2, O_3	Centros de las curvas circulares simples que integran la curva circular compuesta
Δ	Angulo de deflexión entre las tangentes
$\Delta_{C1}, \Delta_{C2}, \Delta_{C3}$	Angulos centrales de las curvas circulares simples
R_{C1}, R_{C2}, R_{C3}	Radios de cada una de las curvas circulares simples
STC_1, STC_2	Subtangentes de la curva circular compuesta
p_1, p_2, k_1, k_2	Desplazamientos de la curva central para curva compuesta de tres centros

FIGURA 7.2. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR COMPUESTA

si hubiera una cuarta curva:

$$x_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \cos \left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2} \right)$$

$$y_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \operatorname{sen} \left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2} \right)$$

Puede verse también que:

$$X = x_1 + x_2 + x_3 + \ldots$$

$$Y = y_1 + y_2 + y_3 + \ldots$$

$$\Delta = \Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \ldots \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

y las subtangentes de la curva circular compuesta serán:

$$STC_1 = X - STC_2 \cos \Delta$$

$$STC_2 = Y \csc \Delta \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12)$$

si se conocen las subtangentes de cada una de las curvas circulares simples, las subtangentes de la curva circular compuesta pueden calcularse de la siguiente manera:

$$STC_1 = X - Y \cot \Delta$$

$$STC_2 = Y \csc \Delta$$

En donde:

$$X = (1 + \cos \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\cos \Delta_{c_1} + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3$$

$$Y = (\operatorname{sen} \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\operatorname{sen} \Delta_{c_1} + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3 \ldots\ldots\ldots \quad (12')$$

Con las expresiones anteriores pueden calcularse y trazarse curvas circulares compuestas de cualquier número de centros.

En ocasiones, es útil conocer los desplazamientos de la curva central p_1 y p_2, y las correspondientes distancias k_1 y k_2, para una curva de tres centros. De la Figura 7.2, se tiene:

$$p_1 = y_1 - (R_{c_2} - R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}) = R_{c_1} - R_{c_1} \cos \Delta_{c_1} - R_{c_2} + R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}$$

$$p_1 = (R_{c_1} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_1}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

$$k_1 = x_1 - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$

$$k_1 = (R_{c_1} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13')$$

Análogamente:

$$p_2 = (R_{c_3} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_2}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

$$k_2 = (R_{c_3} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14')$$

El cálculo de la externa E puede hacerse de la siguiente manera:

$$\cos \alpha = \frac{R_{c_2} + p_1}{E + R_{c_2}} \quad \therefore \quad E = (R_{c_2} + p_1) \sec \alpha - R_{c_2} \quad \ldots\ldots \quad (15)$$

en donde: $$\alpha = \text{ang tan} \frac{STC_1 - k_1}{R_{c_2} + p_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

7.2.3 Curvas de transición

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva circular, requiere hacerlo en forma gradual, tanto por lo que se refiere al cambio de dirección como a la sobreelevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual se usan las curvas de transición.

Se definirá aquí como curva de transición a la que liga una tangente con una curva circular, teniendo como característica principal, que en su longitud se efectúa, de manera continua, el cambio en el valor del radio de curvatura, desde infinito para la tangente hasta el que corresponde para la curva circular.

Debe recordarse que se llama curvatura de una curva en un punto A, al límite de las curvaturas medias de los arcos de dicha curva que tienen el mismo extremo A, cuando el segundo extremo tiende a A; siendo la curvatura media de un arco el cociente del ángulo de contingencia del arco y de su longitud. Asimismo, se llama radio de curvatura de una curva en un punto al valor recíproco de la curvatura en dicho punto.

La aceleración centrífuga de un vehículo que se mueve a velocidad uniforme V, vale V^2/R; para este caso, la aceleración varía de manera continua desde cero para la tangente hasta V^2/R_c para la curva circular de radio R_c. La curva de transición debe proyectarse de manera que la variación de la curvatura y, por lo tanto, la variación de la aceleración centrífuga, sean constantes a lo largo de ella. Si la longitud de la curva de transición es l_e, la variación de la aceleración centrífuga por unidad de longitud vale: $V^2/R_c\, l_e$; en un punto cualquiera de la curva, situado a una distancia l del origen de la transición, la aceleración centrífuga

valdrá: $V^2\, l/R_c\, l_e$; por otra parte, si la curvatura en el punto considerado es $1/R$ la aceleración centrífuga en ese mismo punto valdrá V^2/R; por lo cual:

$$\frac{V^2 l}{R_c l_e} = \frac{V^2}{R}$$

y simplificando: $Rl = R_c l_e$

pero: $R_c l_e = K^2$

en donde K es una magnitud constante, ya que R_c y l_e también lo son. Entonces:

$$Rl = K^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

La expresión anterior es la ecuación de la curva conocida como clotoide o espiral de Euler, que cumple con la condición de que el producto del radio y la longitud a un punto cualquiera es constante. Tiene la propiedad de que cuando aumenta o reduce su parámetro K, todas las medidas lineales cambian en la misma proporción, permaneciendo los elementos que determinan su forma sin cambio alguno; lo que significa que todas las clotoides tienen la misma forma, pero difieren entre sí por su longitud.

Como la clotoide de curvatura $1/R$ es proporcional a su longitud, se tiene en ella a la curva más apropiada para efectuar transiciones. Existen otras curvas que pueden servir para el mismo fin cuando el ángulo de deflexión θ_e es pequeño, como la parábola cúbica, cuya curvatura es proporcional a la proyección de la longitud sobre la tangente en su origen, o la lemniscata de Bernoulli, cuya curvatura es proporcional a la distancia polar. Aquí se considerará únicamente la clotoide o espiral por ser el caso más general.

A) Ecuaciones de la clotoide o espiral de transición. Por definición, la clotoide es una curva tal que los radios de curvatura de cada uno de sus puntos están en razón inversa a los desarrollos de sus respectivos arcos, siendo K^2 la constante de proporcionalidad. Esto es:

$$R = \frac{K^2}{l}$$

como: $Rd\theta = dl$, se sigue que: $d\theta = \dfrac{dl}{R}$ ver Figura 7.3

Substituyendo el valor de R e integrando:

$$\int_0^{\theta} d\theta = \int_0^{l} \frac{l\, dl}{K^2} \quad \therefore \quad \theta = \frac{l^2}{2K^2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

y teniendo en cuenta la expresión (17):

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18')$$

En la expresión anterior el valor de θ está expresado en radianes; si lo expresamos en grados y tomamos en cuenta la igualdad (2) se tendrá:

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_e} \cdot \frac{180}{\pi} = \frac{l^2}{2\left(\frac{1\,145.92}{G_c}\right) l_e} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta = \frac{G_c l^2}{40 l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18'')$$

Por otra parte:

$$dx = dl \cos \theta$$
$$dy = dl \operatorname{sen} \theta$$

desarrollando en serie sen θ y cos θ, y substituyendo.

$$dx = dl\left(1 - \frac{\theta^2}{2!} + \frac{\theta^4}{4!} - \frac{\theta^6}{6!} + \ldots\right)$$

$$dy = dl\left(\theta - \frac{\theta^3}{3!} + \frac{\theta^5}{5!} - \frac{\theta^7}{7!} + \ldots\right)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} = \frac{l^2}{C} \text{ e integrando:}$$

$$x = \int_0^l \left(1 - \frac{l^4}{C^2 2!} + \frac{l^8}{C^4 4!} - \frac{l^{12}}{C^6 6!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(1 - \frac{l^4}{5C^2 2!} + \frac{l^8}{9C^4 4!} - \frac{l^{12}}{13C^6 6!} + \ldots\right)$$

$$y = \int_0^l \left(\frac{l^2}{C} - \frac{l^6}{C^3 3!} + \frac{l^{10}}{C^5 5!} - \frac{l^{14}}{C^7 7!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(\frac{l^2}{3C} - \frac{l^6}{7C^3 3!} + \frac{l^{10}}{11C^5 5!} - \frac{l^{14}}{15C^7 7!} + \ldots\right)$$

expresando los resultados anteriores en función de θ:

$$x = l\left(1 - \frac{\theta^2}{5x2!} + \frac{\theta^4}{9x4!} - \frac{\theta^6}{13x6!} + \ldots\right)$$

$$y = l\left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{7x3!} + \frac{\theta^5}{11x5!} - \frac{\theta^7}{15x7!} + \ldots\right) \qquad \ldots\ldots \quad (19)$$

En las expresiones anteriores θ está en radianes; si lo expresamos en grados, entonces queda:

$$x = \frac{l}{100}\left[100 - 0.304617\theta^2 (10)^{-2} + 0.429591\,\theta^4 (10)^{-7} - 0.301987\,\theta^6 (10)^{-12}\right]$$

$$y = \frac{l}{100}\left[0.581776\,\theta - 0.126585\,\theta^3 (10)^{-4} + 0.122691\,\theta^5 (10)^{-9} - 0.652559\,\theta^7 (10)^{-15}\right] \quad (19')$$

De la figura (7.3) puede deducirse también que:

$$C = \sqrt{x^2 + y^2} = y \csc \phi' = x \sec \phi' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (20)$$

$$T_1 = x - y \cot \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21)$$

$$T_2 = y \csc \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (22)$$

También:

$$\phi' = \text{ang tan} \frac{y}{x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23)$$

En la práctica se ha llegado a que:

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23')$$

En donde ϕ' y θ están expresados en grados y Z es una corrección dada por la expresión:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\,\theta^3 + 2.3 \times 10^{-8}\,\theta^5 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (24)$$

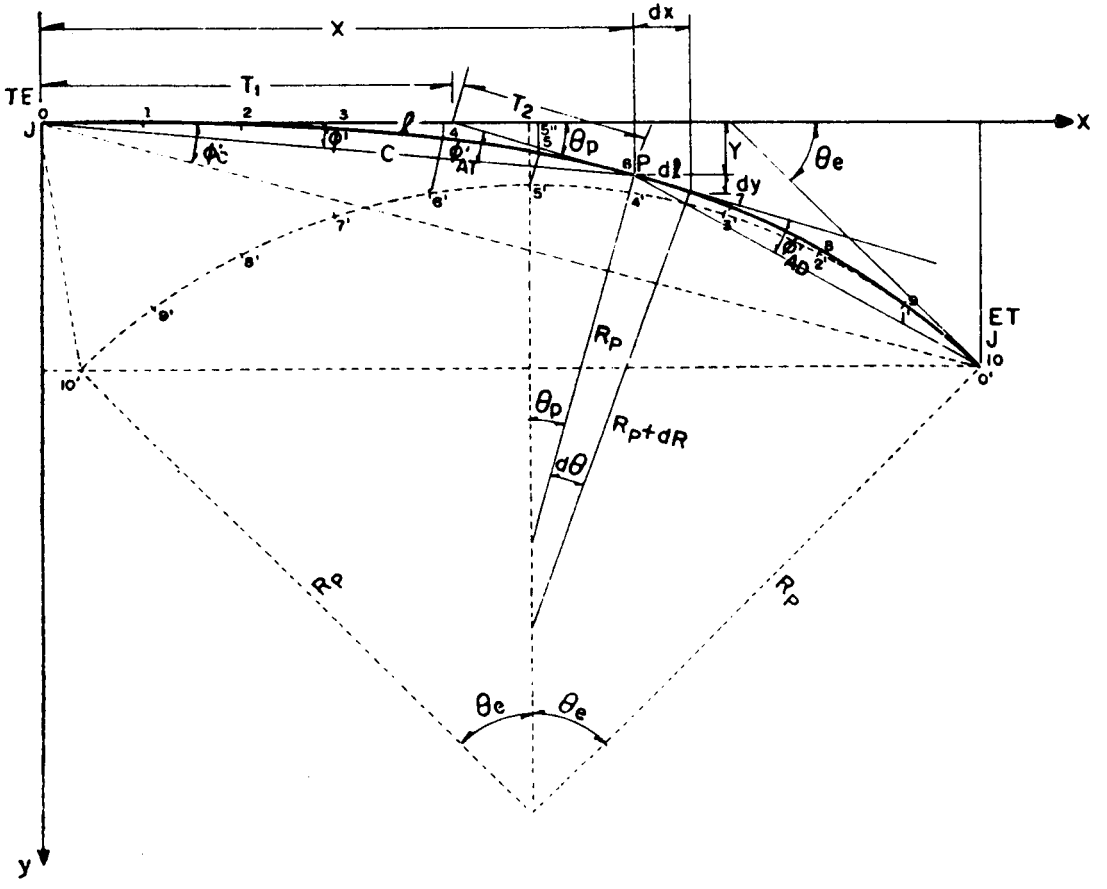
En donde está expresada en grados y Z en segundos.

Para valores de θ menores de 16° el valor de Z es tan pequeño que suele despreciarse.

Para fines de trazo es útil poder calcular rápidamente el ángulo que forma una cuerda cualquiera de la clotoide respecto a una tangente en un punto cualquiera P, tanto para cuerdas apoyadas en ese punto y otro punto atrás ϕ'_{AT} como para cuerdas apoyadas en ese punto y otro adelante ϕ'_{AD} (ver Figura 7.3).

Para el cálculo de ϕ'_{AD} y ϕ'_{AT} se considera la siguiente propiedad de la clotoide:

La clotoide diverge de un arco de círculo tangente a ella, en la misma proporción que lo hace con respecto a una recta tangente a ella en el origen, puesto que la recta y el círculo tienen curvatura constante y la clotoide varía su curvatura desde cero en la tangente al origen, hasta $1/R$ en el punto en donde es tangente al círculo. Según esta propiedad, si 5′ y 5 son los puntos medios del círculo y la clotoide, respectivamente, la distancia normal a la tangente $\overline{5\text{-}5''}$ es igual a la distancia normal a la clotoide $\overline{5\text{-}5'}$; asimismo, para el arco de longitud l_e del círculo y la clotoide, la distancia normal a la tangente en el TE entre tangente y clotoide es



P	Punto cualquiera sobre una espiral
o	Punto en donde se inicia la espiral
10	Punto en donde termina la espiral
θ_e	Deflexión total de la espiral
θ_p	Deflexión de la espiral en un punto P
ϕ'_c	Angulo de la cuerda larga de la espiral
ϕ'	Angulo de la cuerda a un punto P
ϕ'_{AT}	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda anterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud ℓ_{JP}
ϕ'_{AD}	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda posterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud ℓ_{JP}
ℓ	Longitud de la espiral del origen al punto P
C	Cuerda de la espiral desde el origen al punto P
R_P	Radio de curvatura de la espiral en el punto P
X,Y	Coordenadas del punto P
T_1	Tangente larga al punto P
T_2	Tangente corta al punto P

FIGURA 7.3. ELEMENTOS DE LA ESPIRAL O CLOTOIDE

nula e igual a la distancia normal a la clotoide entre ésta y el círculo, en *ET*. De la Figura 7.3 puede verse también que para un arco de longitud l_{jp}:

$$\phi_{AT} = \phi - \phi' \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (25)$$

En donde:

$$\phi' = \frac{\Theta_p}{3} - Z$$

ϕ es el ángulo de la cuerda que subtiende un arco de círculo de radio R_p y longitud l_{jp}; puede calcularse con la expresión (9).

Análogamente:

$$\phi'_{AD} = \phi + \phi' \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (25')$$

Si dividimos una espiral en N partes iguales, y se numeran los puntos en forma creciente: 0, 1, 2, 3, ... J, ... P, ... N, se tendrá:

$$l_{jp} = |J - P| \frac{l_e}{N}$$

En donde: l_{JP} es la longitud del arco de espiral desde el punto considerado P a un punto cualquiera, J y P los números de orden de los puntos J y P y l_e/N la longitud de un arco de los N de la espiral.

También, por definición de la clotoide:

$$R_e l_e = R_p l_p \text{ que lleva a } G_p l_e = G_c l_p \therefore G_p = \frac{l_p}{l_e} G_c = \frac{P}{N} G_e$$

en donde G_c es el grado de curvatura en el punto N y G_p el grado de curvatura en el punto P.

Por otra parte, de la expresión (9):

$$\phi = \frac{G_p l_{jp}}{40} = \frac{\frac{P}{N} G_c |J - P| \frac{l_e}{N}}{40} = \frac{P |J - P|}{N^2} \frac{G_c l_e}{40}$$

y teniendo en cuenta que:

$$\Theta_e = \frac{G_c l_e^2}{40 l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18'')$$

$$\phi = \frac{P |J - P|}{N^2} \Theta_e$$

Por otra parte de la expresión (23′):

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z$$

de la expresión (18) $2K^2 = \frac{l_{jp}^2}{\theta} = \frac{l_e^2}{\theta_e}$ despejando $\theta = \left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 \theta_e$

$$\phi' = \frac{\theta_e}{3}\left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 - Z = \frac{\theta_e}{3}\left[\frac{\left(\frac{J-P}{N}\right) l_e}{l_e}\right]^2 - Z$$

substituyendo los valores de ϕ y ϕ' en las expresiones (25) y (25′) se tiene:

$$\phi'_{AD} = [3P\,(J-P) + (J-P)^2]\,\frac{\theta_e}{3N^2} - Z$$

$$\phi'_{AT} = [3P\,(P-J) - (J-P)^2]\,\frac{\theta_e}{3N^2} + Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (26)$$

En donde:

ϕ'_{AD}, ϕ'_{AT} = Angulo en grados entre la tangente en el punto P y una cuerda cualquiera $\overline{PJ}$, adelante o atrás.

P, J = Número de orden del punto P en donde se está midiendo ϕ'_{AD} o ϕ'_{AT}, y número de orden del otro extremo de la cuerda J.

N = Número de arcos o cuerdas en que se ha dividido la espiral.

Z = Corrección que depende del ángulo de deflexión θ de la espiral en el punto P. Puede despreciarse para $\theta \leq 16°$. En caso contrario se calcula con la expresión (24).

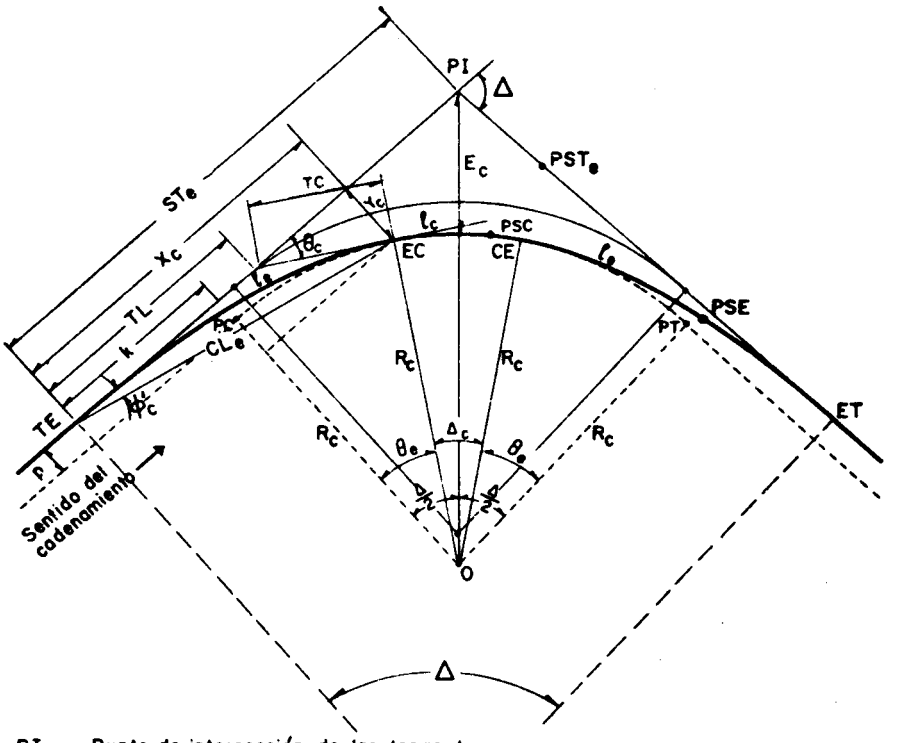
B) Curva circular simple con espirales de transición. Las curvas circulares con espirales de transición constan de una espiral de entrada, una curva circular simple y una espiral de salida. Cuando las espirales de entrada y salida tienen la misma longitud, la curva es simétrica, en caso contrario es asimétrica. En la Figura 7.4, se muestran los elementos de una curva simétrica, los que se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura de la curva circular. Es el ángulo que subtiende un arco de 20 m en la curva circular.

$$G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

En donde R_c es el radio de la curva circular.

2. Longitud de la espiral. Es la longitud medida sobre la curva entre el *TE* y el *EC*, o del *CE* al *ET*. Su valor mínimo se determina en el apartado C) de este inciso.



PI	Punto de intersección de las tangentes
TE	Punto donde termina la tangente y empieza la espiral
EC	Punto donde termina la espiral y empieza la curva circular
CE	Punto donde termina la curva circular y empieza la espiral
ET	Punto donde termina la espiral y empieza la tangente
PSC	Punto sobre la curva circular
PSE	Punto sobre la espiral
PST_e	Punto sobre la subtangente
Δ	Angulo de deflexión de las tangentes
Δ_c	Angulo central de la curva circular
θ_e	Deflexión de la espiral
ϕ_c	Angulo de la cuerda larga de la espiral
ST_e	Subtangente
X_c, Y_c	Coordenadas del EC o del CE
k, p	Coordenadas del PC o del PT (Desplazamiento)
TL	Tangente larga
TC	Tangente corta
CL_e	Cuerda larga de la espiral
E_c	Externa
R_c	Radio de la curva circular
l_e	Longitud de la espiral de entrada o salida
l_c	Longitud de la curva circular

FIGURA 7.4. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR CON ESPIRALES

3. Parámetro de la espiral. Es la magnitud que define las dimensiones de la espiral.

$$K = \sqrt{R_e l_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

4. Deflexión de la curva. Es el ángulo comprendido entre las normales a las tangentes en *TE* y *ET*. Su valor es igual a la deflexión de las tangentes y se representa con Δ.

5. Deflexión a un punto cualquiera de la espiral. Es el ángulo comprendido entre la tangente en *TE* o *ET* y la tangente en un punto cualquiera *PSE*.

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

Si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y por tanto: $2K^2 = \dfrac{l_e^2}{\theta_e}$

y substituyendo en (18):

$$\theta = \left(\frac{l}{l_e}\right)^2 \theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (27)$$

6. Deflexión de la espiral. Es el ángulo comprendido entre las tangentes a la espiral en sus puntos extremos.

Nuevamente, si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y de la expresión (18')

$$\theta_e = \frac{l_e^2}{2R_e l_e} = \frac{l_e}{2R_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (28)$$

Con la expresión anterior se obtiene θ_e en radianes; si la expresamos en grados y tomamos en cuenta que: $R_e = \dfrac{1\,145.92}{G_e}$ se tendrá:

$$\theta_e = \frac{l_e}{2 \times \dfrac{1\,145.92}{G_e}} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta_e = \frac{G_e l_e}{40} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (29)$$

7. Longitud total de la curva. Es la suma de las longitudes de las dos espirales de transición y de la longitud de curva circular. Para curvas simétricas, se tiene:

$$L = 2l_e + l_c$$

teniendo en cuenta las expresiones (3) y (29):

$$L = 2\left(\frac{40\theta_e}{G_c}\right) + \frac{20\Delta_c}{G_c} = \frac{80\theta_e + 20\Delta_c}{G_c}$$

pero:

$$\Delta_c = \Delta - 2\theta_c$$

$$L = \frac{80\theta_c + 20\Delta - 40\theta_c}{G_c}$$

$$L = \frac{40\theta_c + 20\Delta}{G_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

y teniendo en cuenta la expresión (29):

$$L = l_c + \frac{20\Delta}{G} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (31)$$

Lo cual indica que al insertar una curva espiral, se incrementa la longitud total de la curva en l_c

8. Coordenadas del *EC* de la curva.
De las ecuaciones (19):

$$X_c = l_c\left(1 - \frac{\theta_c^2}{10}\right)$$

$$Y_c = l_c\left(\frac{\theta_c}{3} + \frac{\theta_c^3}{42}\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32)$$

En donde θ_c está en radianes. Si expresamos a θ_c en grados, de la expresión (19′), se tendrá:

$$X_c = \frac{l_c}{100}(100 - 0.00305\theta_c^2)$$

$$Y_c = \frac{l_c}{100}(0.582\theta - 0.0000126\theta_c^3) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32')$$

9. Coordenadas del *PC* de la curva circular. De la Figura 7.4:

$$p = Y_c - R_c \operatorname{sen ver}\theta_c$$
$$k = X_c - R_c \operatorname{sen}\theta_c \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (33)$$

10. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *TE* o *ET* de la curva, medida sobre la prolongación de la tangente, y se denomina ST_c. De la Figura 7.4.

$$ST_c = k + (R_c + p)\tan\frac{\Delta}{2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (34)$$

11. Externa. Es la distancia entre el *PI* y la curva y se denomina E_c. De la Figura 7.4:

$$E_c = p + (R_c + p) \sec \frac{\Delta}{2} - (R_c + p)$$

$$E_c = (R_c + p) \sec \frac{\Delta}{2} - R_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (35)$$

12. Cuerda larga. Es la recta que une el *TE* y *EC* o el *ET* y el *CE* y se le llama CL_e. De la ecuación (20).

$$CL_e = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (36)$$

13. Angulo de la cuerda larga. Es el ángulo comprendido entre la tangente en *TE* y la cuerda larga y se simboliza como ϕ_c'. De las ecuaciones (23 y 24).

$$\phi_c' = \frac{\Theta_e}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (37)$$

En donde:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\, \Theta_e^3 + 2.3 \times 10^{-8}\, \Theta_e^5$$

14. Tangente larga. Es el tramo de subtangente comprendido entre el *TE* o *ET* y la intersección con la tangente a *EC* o *CE*; se le llama *TL*. De (21).

$$TL = X_c - Y_c \cot \Theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (38)$$

15. Tangente corta. Es el tramo de la tangente a *CE* o *EC* comprendida entre uno de estos puntos y la intersección con la subtangente correspondiente; se representa como *TC*. De la ecuación (22)

$$TC = Y_c \csc \Theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (39)$$

En la tabla 7-C pueden obtenerse los elementos de una espiral de 100 m de longitud. Para una curva de longitud l_e, los valores tabulados deben multiplicarse por el factor $l_e/100$.

En la tabla 7-D pueden obtenerse los datos para trazar cualquier espiral, multiplicando los coeficientes por $\Theta_e/3N^2$. Esta tabla está calculada con las expresiones (26) sin tomar en cuenta la corrección *Z*. Esta corrección debe tomarse en consideración cuando $\Theta_e > 16°$ y su cálculo se facilita con la tabla 7-E; la corrección es positiva para puntos atrás y negativa para puntos adelante del considerado.

C) Longitud mínima de la espiral de transición. Como se dijo antes, las transiciones tienen por objeto permitir un cambio continuo en la aceleración centrífuga de un vehículo, así como de la sobreelevación y la ampliación. Este cambio será función de la longitud de la espiral, siendo más repentino conforme esta longitud es más corta.

En 1909, W. H. Shortt dedujo la primera fórmula para calcular la longitud mínima de la espiral para curvas de ferrocarril, basándose en que la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante cuando se recorre la curva a velocidad uniforme.

Como se vio antes la aceleración centrífuga a_c en un punto cualquiera de la curva vale:

$$a_c = \frac{V^2 l}{R_c l_e}$$

Si se llama t al tiempo que necesita el vehículo para recorrer la espiral a velocidad uniforme V; en un punto cualquiera de la curva se tendrá que: $l = Vt$, y substituyendo en la expresión anterior:

$$a_c = \frac{V^2 Vt}{R_c l_e} = \frac{V^3 t}{R_c l_e}$$

Por otra parte, la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante, o sea:

$$\frac{da_c}{dt} = \frac{d}{dt}\left(\frac{V^3 t}{R_c l_e}\right) = C$$

$$\frac{V^3}{R_c l_e} = C \quad \therefore \quad l_e = \frac{1}{C}\,\frac{V^3}{R_c}$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en m.

V = Velocidad del vehículo, en m/seg

R_c = Radio de la curva circular, en m.

C = Coeficiente de variación de la aceleración centrífuga, o coeficiente de comodidad, en m/seg^2/seg.

Expresando a la velocidad km/h, la expresión anterior resulta:

$$l_e = 0.0214\,\frac{V^3}{CR_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (40)$$

El coeficiente C es un valor empírico que indica el grado de comodidad que se desea proporcionar. Para ferrocarriles, se aceptó un valor de 0.305 m/seg^3, en caminos se pueden emplear coeficientes que varían entre 0.305 y 0.915 m/seg^3. En 1938, J. Barnett propuso un valor de 0.61 m/seg^3, valor que ha sido empleado ampliamente.

En 1949, M. V. Smirnoff propuso una fórmula semejante a la de Shortt, pero corrigiéndola para tener en cuenta la sobreelevación. Tal fórmula es:

$$l_e = \frac{0.0214}{C}\,V\left(\frac{V^2}{R_c} - 127\,S\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (41)$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en m.
V = Velocidad del vehículo, en km/h.
R_c = Radio de la curva, en m.
S = Sobreelevación en la curva circular, en valor absoluto.
C = Coeficiente de comodidad, fijada empíricamente entre 0.305 y 0.610 m/seg^3.

En 1950, J. J. Leeming y A. N. Black, apoyados en una serie de experiencias realizadas en caminos existentes, encontraron que la comodidad de los pasajeros parecía estar relacionada con la aceleración centrífuga en la curva circular y no con la variación de esa aceleración a lo largo de la espiral; este hecho provoca dudas razonables sobre la validez de la fórmula de Shortt, a sus versiones modificadas.

Por su parte, la AASHO recomienda otra manera de calcular la longitud mínima de la espiral que con base en el aspecto estético del camino, consiste en igualar la longitud de la espiral a la longitud necesaria para dar la sobreelevación correspondiente a la curva circular. Se establece que la espiral debe tener suficiente longitud para permitir que la pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino tenga un valor máximo P. La AASHO, basada en consideraciones empíricas y tomando en cuenta la apariencia de las transiciones, establece que para caminos de dos carriles y velocidades entre 48 y 112 km/h, el valor de esa pendiente será de 1/150 y 1/250, respectivamente; de lo anterior:

$$p = \frac{1}{m}$$

y:

$$m = 1.5625V + 75 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (42)$$

En donde:

p = Pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino, en valor absoluto.
m = Talud de la orilla de la calzada respecto al eje del camino. Es igual al recíproco de la pendiente.
V = Velocidad de proyecto, en km/h.

Según lo anterior, la longitud mínima de la espiral para caminos de dos carriles será:

$$l_e = \frac{aS}{p} = maS \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (43)$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en metros.
a = Semiancho de la calzada en tangente para caminos de dos carriles.
S = Sobreelevación de la curva circular, en valor absoluto.

Empíricamente la AASHO establece que para caminos de más de dos carriles, la longitud mínima de espiral debe ser como sigue:

Caminos de tres carriles:	1.2 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de cuatro carriles, sin dividir:	1.5 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de seis carriles, sin dividir:	2.0 veces la longitud calculada para dos carriles.

Un criterio desarrollado en México por la Secretaría de Obras Públicas, para calcular la longitud mínima de espiral, fija un valor constante a la velocidad con que el vehículo asciende o desciende por la espiral de transición, cuando circula por ella a la velocidad de proyecto. Si el conductor mantiene su vehículo en el centro de su carril, el desnivel que sube o baja el vehículo al circular por la transición es:

$$d = \frac{aS}{2}$$

En donde:

d = Desnivel, en metros.
a = Semiancho de carpeta o ancho de carril, en metros.
S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Si el vehículo recorre la espiral de longitud l_e a la velocidad de proyecto V, empleará un tiempo t de:

$$t = \frac{l_e}{0.277V}$$

En donde:

t, está expresado en segundos.
l, en metros.
V, en km/h.

La velocidad en el ascenso o descenso de la transición V_e, expresada en m/seg, será entonces:

$$V_e = \frac{d}{t} = \frac{aS/2}{l_e/0.277V} = \frac{0.138VS}{l_e}$$

Esta velocidad debe ser de una magnitud tal, que permita circular al conductor de una manera cómoda y segura. Para fijarla se analizan los valores de la pendiente longitudinal entre la orilla de la calzada y el eje del camino, recomendados por la AASHO en el criterio anterior. Para una velocidad de 48 km/h (13.33 m/seg) la AASHO recomienda una pendiente de 1/150; es decir, que el desnivel de la orilla de la calzada respecto al eje del camino será en 150 m de 1.00 m y, por tanto, el desnivel del eje será

de la mitad o sea 0.50 m. Por otra parte, un vehículo que circule a la velocidad de 48 km/h recorre 150 m en 11.25 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_e = \frac{0.50}{11.25} = 0.044 \text{ m/seg}$$

En la misma forma, para velocidad de proyecto de 112 km/h la AASHO recomienda una pendiente de 1/250; un vehículo circulando a 112 km/h recorrerá 250 m en 8.04 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_e = \frac{0.50}{8.04} = 0.062 \text{ m/seg}$$

Lo anterior parece indicar que para bajas velocidades de proyecto la AASHO recomienda longitudes de espiral relativamente mayores que las requeridas, admitiendo como segura y cómoda una velocidad en el ascenso de 0.062 m/seg para altas velocidades de proyecto; si se acepta el valor de 0.062 m/seg en la velocidad de ascenso o descenso como una constante para cualquier velocidad de proyecto, se tendrá

$$V_e = 0.062 = \frac{0.138VaS}{l_e}$$

$$l_e = \frac{0.138VaS}{0.062} \quad \therefore \quad l_e = 2.22VaS$$

En la expresión anterior, la longitud de transición es directamente proporcional al semiancho de calzada, por lo que conforme sea menor éste será menor la longitud de transición; lo cual, aunque no influye en la comodidad y seguridad del usuario, proporciona una apariencia desagradable. En vista de esto último, se recomienda que la expresión que se obtiene para una velocidad de proyecto de 112 km/h y un semiancho de calzada de 3.65 m, se aplique para cualquier semiancho de calzada, es decir:

$$l_e = 2.22 \times 3.65VS$$
$$l_e \doteq 8VS \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (44)$$

siendo:

l_e = Longitud mínima de transición, en m.
V = Velocidad de proyecto, en kilómetros por hora.
S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Por razones prácticas, la longitud mínima aceptable de transición debe ser tal, que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tarde cuando menos 2.0 segundos en recorrerla, que a la velocidad en el ascenso y ancho de carril considerados, representa una sobreelevación de 0.070; substituyendo este valor en la expresión (44), se tendrá que la longitud mínima absoluta de transición será:

$$l_e = 0.56V \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (45)$$

Las longitudes de transición antes determinadas se refieren a caminos de dos carriles. Cuando el camino es de más de dos carriles el criterio para obtener la longitud de transición es el mismo, pero considerando el desnivel del eje del carril más alejado con respecto al eje del camino, por lo que la longitud de transición para caminos de cuatro y seis carriles se incrementa en 1.5 y 2.5 veces con respecto a la de dos carriles.

En la tabla 7-F se muestran comparativamente las longitudes de transición calculadas con cada uno de los criterios descritos, para caminos de dos carriles y sobreelevación de 10 por ciento. Puede observarse que el criterio S.O.P. coincide aproximadamente con el AASHO para los anchos de calzada usuales en cada velocidad de proyecto.

VELOCIDAD DE PROYECTO — km/h	SHORTT	SMIRNOFF	AASHO				SOP
	$le = 0.035 \frac{V^3}{R}$	$le = 0.035V\left(\frac{V^3}{R} + 127\,S\right)$	$le = m\,a\,S$ $m = 1.5625\,v + 75$				$le = 8VS$
			a = 2.75	a = 3.05	a = 3.35	a = 3.65	
30	39	37	34	37	41	44	24
40	47	46	38	42	46	50	32
50	58	56	42	47	51	56	40
60	68	65	46	51	57	62	48
70	77	74	51	56	62	67	56
80	86	82	55	61	67	73	64
90	94	90	59	66	72	79	72
100	102	97	64	71	77	84	80
110	109	104	68	75	83	90	88

TABLA 7-F. CUADRO COMPARATIVO DE LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICION SEGUN DIFERENTES CRITERIOS (S = 0.10)

7.2.4 Curvatura máxima para una deflexión y velocidad dadas

Para determinados valores de la velocidad de proyecto, grado de curvatura y deflexión, ocurre que la suma de las deflexiones de la espiral sobrepasa a la deflexión entre las tangentes traslapándose entonces las espirales. Como es inadmisible que se traslapen las espirales de transición, habrá un valor de deflexión, abajo del cual no se podrán insertar espirales para una curva de grado dado, o inversamente habrá un valor del grado arriba del cual no se podrán insertar espirales cuando se tenga una cierta deflexión entre tangentes.

La condición necesaria y suficiente para que las espirales no se traslapen es:

$$\Delta_c \geq 0$$

o sea:

$$\Delta \geq 2\theta_e = \frac{Gl_e}{20}$$

Para el caso en que: $l_e = 8VS$, y como: $S = \frac{S_{máx}}{G_{máx}} G$ (ver Cap. IX).

se tiene:

$$\Delta \geq \frac{8VSG}{20} = \frac{8VS_{máx}G^2}{20G_{máx}}$$

si llamamos:

$$K = \frac{8VS_{máx}}{20G_{máx}}$$

puede escribirse:

$$\Delta \geq KG^2$$

En una gráfica doble logarítmica la expresión anterior queda representada por una familia de rectas paralelas, que en la Figura 7.5 aparece como líneas inclinadas, ya que tienen una pendiente de 2. Esta familia de rectas no puede prolongarse indefinidamente, puesto que existe un valor máximo del grado de curvatura que define otra familia de rectas verticales de ecuación: $G = G$ máx. La intersección de las dos familias de rectas para las velocidades de proyecto consideradas define la línea *B*, que corresponde a una longitud total de curva equivalente a dos espirales de transición:

$$L = 2l = 16VS$$

Por otra parte, existe un límite superior e inferior para la longitud total de la curva. El límite inferior está dado por la condición de que existan dos espirales de transición de longitud mínima: $L = 2l_e = 1.12V$, sin curva circular entre ellas, condición que define la línea *A*. El límite superior está dado por la longitud máxima de curva, que será aquella que se recorra en 20 segundos a la velocidad de proyecto:

$$L = \frac{V}{3.6} \times 20 = 5.56V$$

definiendo la línea *C*, o bien, se tenga una deflexión de 200°, condición que define la línea *D*.

Ahora bien, en el anteproyecto y proyecto del alineamiento horizontal se tienen como datos la deflexión Δ para cada curva y la velocidad de proyecto *V*. En la gráfica de la Figura 7.5, la intersección del valor de la deflexión con la línea *V* correspondiente dará el grado máximo de curvatura *G* para que con esa deflexión no se traslapen las espirales.

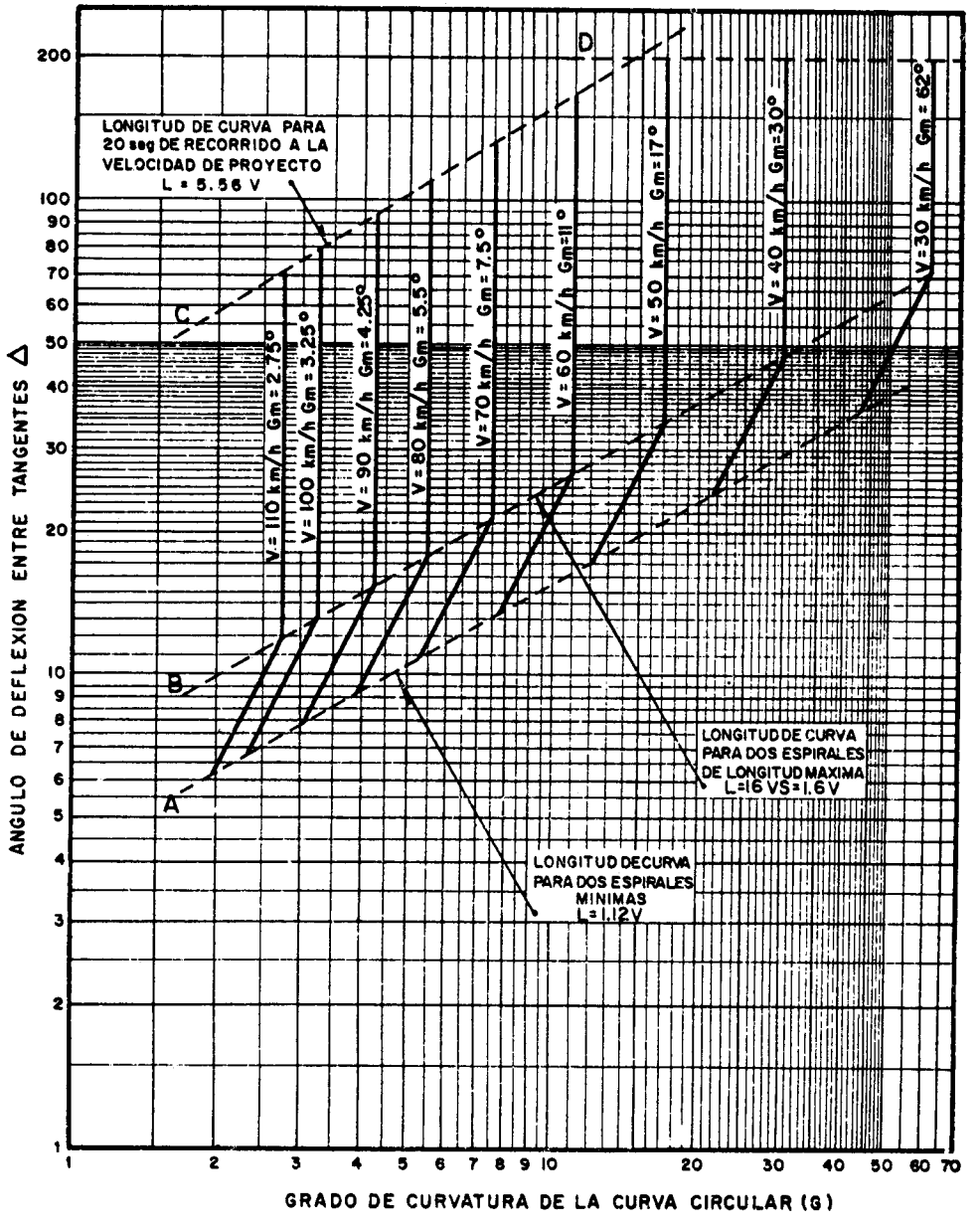
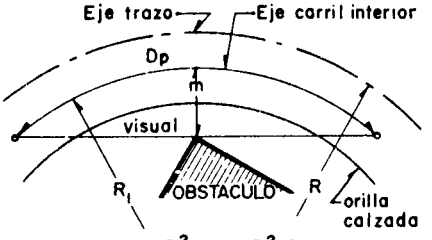


FIGURA 7.5. CURVATURA Y DEFLEXION MAXIMAS PARA QUE LAS ESPIRALES DE TRANSICION NO SE TRASLAPEN

En la zona limitada por las líneas A y B, el grado G así obtenido da una longitud nula de curva circular l_c y la longitud total de curva será: $L = 2\,l_c$; pero de emplearse un grado menor habrá curva circular; en cambio, en la porción comprendida entre las líneas B y C, la intersección de la deflexión Δ con las líneas verticales correspondientes a cada velocidad siempre dará un valor de longitud para la curva circular intermedia, siendo la longitud de espiral la máxima especificada. Arriba de la línea C o abajo de la línea A, las curvas resultantes caen fuera de las especificaciones fijadas para longitud de curva y para que queden dentro de límites aceptables se tendrá que modificar la deflexión o la velocidad de proyecto, o bien ambas.

7.2.5 Distancia de visibilidad en curvas de alineamiento horizontal

En las curvas del alineamiento horizontal que parcial o totalmente queden alojadas en corte o que tengan obstáculos en su parte interior que limiten la distancia de visibilidad, debe tenerse presente que esa distancia sea cuando menos equivalente a la distancia de visibilidad de parada. Si las curvas no cumplen con ese requisito deberán tomarse las providencias necesarias para satisfacerlo, ya sea recortando o abatiendo el talud del lado interior de la curva, modificando el grado de curvatura o eliminando el obstáculo. La gráfica de la Figura 7.6 permite comparar las condiciones existentes en el proyecto con las recomendaciones.



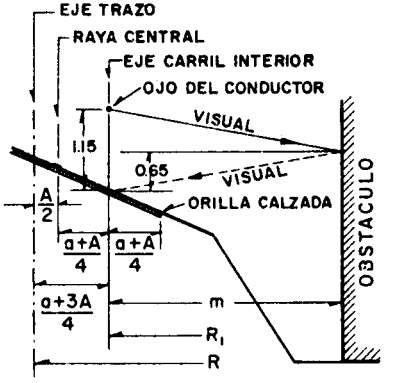
$$m = \frac{D_P^2}{8 R_1} = \frac{D_R^2 G_1}{9170}$$

$$R_1 = R - \frac{a+3A}{4} \qquad G_1 = \frac{1146}{R_1}$$

a – ancho de la calzada en tangente

A – ampliación en la curva

D_p – distancia de visibilidad de parada



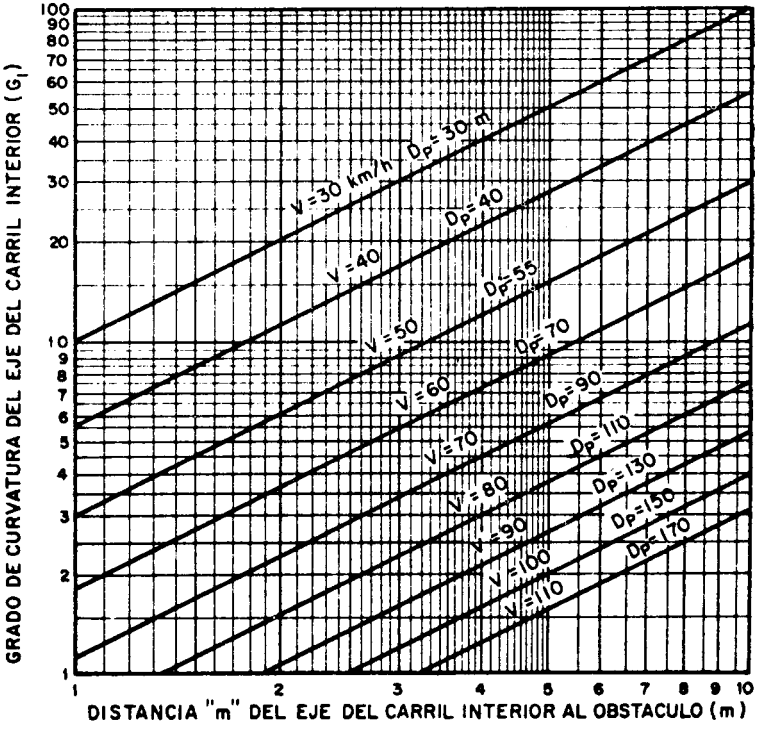


FIGURA 7.6. DISTANCIA MINIMA NECESARIA A OBSTACULOS EN EL INTERIOR DE CURVAS CIRCULARES PARA DAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
0 10	34377.40	50.00	0.03	0.03	100.00	29.09	14.54	0.01	0.01	29.09	3.33	1.67	0.00	0.00	3.33
0 20	17188.76	50.00	0.07	0.07	100.00	58.18	29.09	0.04	0.04	58.18	6.67	3.33	0.00	0.00	6.67
0 30	11459.13	50.00	0.10	0.11	100.00	87.27	43.63	0.09	0.09	87.27	10.00	5.00	0.01	0.01	10.00
0 40	8594.35	50.00	0.14	0.14	100.00	116.36	58.18	0.16	0.17	116.35	13.33	6.67	0.02	0.02	13.33
0 50	6875.48	50.00	0.18	0.18	100.00	145.44	72.72	0.26	0.26	145.44	16.67	8.33	0.03	0.03	16.67
1 0	5729.56	50.00	0.21	0.22	100.00	174.53	87.27	0.37	0.38	174.53	20.00	10.00	0.04	0.04	20.00
1 10	4911.06	50.00	0.25	0.25	100.00	203.62	101.81	0.51	0.52	203.62	23.33	11.67	0.06	0.06	23.33
1 20	4297.17	50.00	0.29	0.29	100.00	232.71	116.36	0.67	0.68	232.71	26.67	13.33	0.08	0.08	26.67
1 30	3819.71	50.00	0.32	0.33	100.00	261.80	130.91	0.85	0.86	261.79	30.00	15.00	0.10	0.10	30.00
1 40	3437.74	50.00	0.36	0.36	100.00	290.89	145.45	1.05	1.06	290.88	33.33	16.67	0.12	0.12	33.33
1 50	3125.22	50.00	0.40	0.40	100.00	319.98	160.00	1.28	1.28	319.96	36.67	18.33	0.15	0.15	36.67
2 0	2864.78	50.01	0.43	0.44	99.99	349.07	174.55	1.52	1.52	349.05	40.00	20.00	0.17	0.17	40.00
2 10	2644.42	50.01	0.47	0.47	99.99	378.16	189.10	1.78	1.79	378.13	43.33	21.67	0.20	0.20	43.33
2 20	2455.53	50.01	0.51	0.51	99.99	407.24	203.65	2.07	2.07	407.22	46.67	23.34	0.24	0.24	46.66
2 30	2291.83	50.01	0.54	0.55	99.99	436.33	218.20	2.37	2.38	436.30	50.00	25.00	0.27	0.27	50.00
2 40	2148.59	50.01	0.58	0.58	99.99	465.42	232.75	2.70	2.71	465.38	53.33	26.67	0.31	0.31	53.33
2 50	2022.20	50.01	0.62	0.62	99.99	494.51	247.31	3.05	3.06	494.46	56.67	28.34	0.35	0.35	56.66
3 0	1909.85	50.01	0.65	0.65	99.99	523.60	261.86	3.42	3.43	523.54	60.00	30.01	0.39	0.39	59.99
3 10	1809.34	50.01	0.69	0.69	99.99	552.69	276.41	3.81	3.82	552.62	63.33	31.67	0.44	0.44	63.33
3 20	1718.87	50.01	0.73	0.73	99.99	581.78	290.97	4.22	4.23	581.70	66.67	33.34	0.48	0.48	66.66
3 30	1637.02	50.02	0.76	0.76	99.98	610.87	305.53	4.66	4.66	610.77	70.00	35.01	0.53	0.53	69.99
3 40	1562.61	50.02	0.80	0.80	99.98	639.96	320.09	5.11	5.12	639.85	73.33	36.68	0.59	0.59	73.32
3 50	1494.67	50.02	0.84	0.84	99.98	669.04	334.65	5.59	5.59	668.92	76.67	38.35	0.64	0.64	76.65
4 0	1432.39	50.02	0.87	0.87	99.98	698.13	349.21	6.09	6.09	697.99	80.00	40.02	0.70	0.70	79.98
4 10	1375.16	50.02	0.91	0.91	99.98	727.22	363.77	6.61	6.61	727.06	83.33	41.69	0.76	0.76	83.31
4 20	1322.21	50.02	0.95	0.95	99.98	756.31	378.34	7.15	7.15	756.13	86.67	43.35	0.82	0.82	86.65
4 30	1273.24	50.03	0.98	0.98	99.97	785.40	392.90	7.71	7.71	785.20	90.00	45.02	0.88	0.88	89.98
4 40	1227.76	50.03	1.02	1.02	99.97	814.49	407.47	8.30	8.29	814.26	93.33	46.69	0.95	0.95	93.31
4 50	1185.43	50.03	1.05	1.05	99.97	843.58	422.04	8.90	8.89	843.33	96.67	48.36	1.02	1.02	96.64
5 0	1145.91	50.03	1.09	1.09	99.97	872.67	436.61	9.52	9.52	872.39	100.00	50.03	1.09	1.09	99.97
5 10	1108.95	50.03	1.13	1.13	99.97	901.76	451.18	10.17	10.16	901.45	103.33	51.70	1.16	1.16	103.30
5 20	1074.29	50.04	1.16	1.16	99.96	930.84	465.76	10.83	10.83	930.51	106.67	53.37	1.24	1.24	106.63
5 30	1041.74	50.04	1.20	1.20	99.96	959.93	480.34	11.52	11.52	959.56	110.00	55.04	1.32	1.32	109.96
5 40	1011.10	50.04	1.24	1.24	99.96	989.02	494.91	12.24	12.22	988.62	113.33	56.71	1.40	1.40	113.29
5 50	982.21	50.04	1.27	1.27	99.96	1018.11	509.50	12.97	12.95	1017.67	116.67	58.38	1.48	1.48	116.62
6 0	954.93	50.05	1.31	1.31	99.95	1047.20	524.08	13.71	13.70	1046.72	120.00	60.05	1.57	1.57	119.95
6 10	929.12	50.05	1.35	1.35	99.95	1076.29	538.66	14.50	14.48	1075.77	123.33	61.73	1.66	1.66	123.27
6 20	904.67	50.05	1.38	1.38	99.95	1105.38	553.25	15.29	15.27	1104.81	126.67	63.40	1.75	1.75	126.60
6 30	881.47	50.05	1.42	1.42	99.95	1134.47	567.84	16.11	16.08	1133.86	130.00	65.07	1.84	1.84	129.93
6 40	859.44	50.06	1.46	1.45	99.94	1163.56	582.43	16.95	16.92	1162.90	133.33	66.74	1.94	1.94	133.26
6 50	838.47	50.06	1.49	1.49	99.94	1192.64	597.03	17.81	17.77	1191.94	136.67	68.41	2.04	2.04	136.59
7 0	818.51	50.06	1.53	1.53	99.94	1221.73	611.63	18.68	18.65	1220.97	140.00	70.09	2.14	2.14	139.91
7 10	799.47	50.07	1.57	1.56	99.93	1250.82	626.23	19.59	19.55	1250.00	143.33	71.76	2.24	2.24	143.24
7 20	781.30	50.07	1.60	1.60	99.93	1279.91	640.83	20.50	20.47	1279.04	146.67	73.43	2.35	2.35	146.57
7 30	763.94	50.07	1.64	1.64	99.93	1309.00	655.43	21.45	21.41	1308.06	150.00	75.11	2.46	2.45	149.89
7 40	747.33	50.07	1.68	1.67	99.93	1338.09	670.04	22.42	22.37	1337.09	153.33	76.78	2.57	2.56	153.22
7 50	731.43	50.08	1.71	1.71	99.92	1367.18	684.65	23.40	23.35	1366.11	156.67	78.46	2.68	2.68	156.54
8 0	716.20	50.08	1.75	1.74	99.92	1396.27	699.27	24.41	24.36	1395.13	160.00	80.13	2.80	2.79	159.87
8 10	701.58	50.08	1.79	1.78	99.92	1425.36	713.89	25.44	25.38	1424.15	163.33	81.81	2.92	2.91	163.19
8 20	687.55	50.09	1.82	1.82	99.91	1454.44	728.51	26.49	26.43	1453.16	166.67	83.48	3.04	3.03	166.52
8 30	674.07	50.09	1.86	1.85	99.91	1483.53	743.13	27.57	27.50	1482.17	170.00	85.16	3.16	3.15	169.84
8 40	661.10	50.10	1.90	1.89	99.90	1512.62	757.75	28.67	28.59	1511.18	173.33	86.83	3.28	3.28	173.17
8 50	648.63	50.10	1.93	1.93	99.90	1541.71	772.38	29.78	29.70	1540.18	176.67	88.51	3.41	3.40	176.49
9 0	636.62	50.10	1.97	1.96	99.90	1570.80	787.02	30.92	30.83	1569.18	180.00	90.19	3.54	3.53	179.81
9 10	625.04	50.11	2.00	2.00	99.89	1599.89	801.65	32.07	31.98	1598.18	183.33	91.86	3.68	3.66	183.14
9 20	613.88	50.11	2.04	2.04	99.89	1628.98	816.29	33.25	33.15	1627.18	186.67	93.54	3.82	3.80	186.46
9 30	603.11	50.11	2.08	2.07	99.89	1658.07	830.94	34.46	34.34	1656.17	190.00	95.22	3.96	3.94	189.78
9 40	592.71	50.12	2.11	2.11	99.88	1687.16	845.58	35.68	35.56	1685.15	193.33	96.90	4.10	4.07	193.10
9 50	582.67	50.12	2.15	2.14	99.88	1716.24	860.23	36.93	36.80	1714.14	196.67	98.58	4.25	4.22	196.42
10 0	572.96	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	874.89	38.19	38.05	1743.12	200.00	100.25	4.39	4.36	199.75

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
10 10	563.56	50.13	2.23	2.22	99.87	1774.42	889.54	39.48	39.33	1772.09	203.33	101.93	4.52	4.51	203.07
10 20	554.47	50.14	2.26	2.25	99.86	1803.51	904.21	40.79	40.63	1801.07	206.67	103.61	4.67	4.66	206.39
10 30	545.67	50.14	2.30	2.29	99.86	1832.60	918.87	42.12	41.95	1830.04	210.00	105.29	4.83	4.81	209.71
10 40	537.15	50.14	2.34	2.33	99.86	1861.69	933.54	43.48	43.29	1859.00	213.33	106.98	4.98	4.96	213.03
10 50	528.88	50.15	2.37	2.36	99.85	1890.78	948.21	44.85	44.65	1887.96	216.67	108.66	5.14	5.12	216.34
11 0	520.87	50.15	2.41	2.40	99.85	1919.87	962.89	46.24	46.04	1916.92	220.00	110.34	5.30	5.28	219.66
11 10	513.10	50.16	2.45	2.43	99.84	1948.95	977.57	47.66	47.44	1945.87	223.33	112.02	5.46	5.44	222.98
11 20	505.55	50.16	2.48	2.47	99.84	1978.04	992.26	49.10	48.87	1974.82	226.67	113.70	5.63	5.60	226.30
11 30	498.22	50.17	2.52	2.51	99.83	2007.13	1006.95	50.56	50.31	2003.76	230.00	115.39	5.79	5.77	229.61
11 40	491.11	50.17	2.56	2.54	99.83	2036.22	1021.64	52.05	51.78	2032.70	233.33	117.07	5.96	5.93	232.93
11 50	484.19	50.18	2.59	2.58	99.82	2065.31	1036.34	53.55	53.27	2061.64	236.67	118.76	6.14	6.10	236.25
12 0	477.46	50.18	2.63	2.62	99.82	2094.40	1051.04	55.07	54.78	2090.57	240.00	120.44	6.31	6.28	239.56
12 10	470.92	50.19	2.67	2.65	99.81	2123.49	1065.75	56.63	56.31	2119.50	243.33	122.13	6.49	6.45	242.88
12 20	464.56	50.19	2.70	2.69	99.81	2152.58	1080.46	58.19	57.86	2148.42	246.67	123.81	6.67	6.63	246.19
12 30	458.37	50.20	2.74	2.72	99.80	2181.66	1095.18	59.79	59.44	2177.34	250.00	125.50	6.85	6.81	249.50
12 40	452.33	50.20	2.78	2.76	99.80	2210.75	1109.90	61.40	61.03	2206.25	253.33	127.18	7.04	6.99	252.82
12 50	446.46	50.21	2.81	2.80	99.79	2239.84	1124.63	63.04	62.65	2235.16	256.67	128.87	7.22	7.18	256.13
13 0	440.74	50.22	2.85	2.83	99.79	2268.93	1139.36	64.69	64.28	2264.07	260.00	130.56	7.41	7.37	259.44
13 10	435.16	50.22	2.89	2.87	99.78	2298.02	1154.09	66.38	65.94	2292.97	263.33	132.25	7.60	7.56	262.75
13 20	429.72	50.23	2.93	2.91	99.77	2327.11	1168.83	68.07	67.62	2321.86	266.67	133.94	7.79	7.75	266.06
13 30	424.41	50.23	2.96	2.94	99.77	2356.20	1183.58	69.79	69.32	2350.75	270.00	135.63	8.00	7.94	269.38
13 40	419.24	50.24	3.00	2.98	99.76	2385.29	1198.33	71.54	71.04	2379.64	273.33	137.32	8.20	8.14	272.69
13 50	414.19	50.24	3.04	3.01	99.76	2414.38	1213.09	73.31	72.78	2408.52	276.67	139.01	8.40	8.34	275.99
14 0	409.25	50.25	3.07	3.05	99.75	2443.47	1227.85	75.09	74.54	2437.39	280.00	140.70	8.60	8.54	279.30
14 10	404.44	50.26	3.11	3.09	99.75	2472.55	1242.61	76.90	76.32	2466.26	283.33	142.39	8.81	8.75	282.61
14 20	399.74	50.26	3.15	3.12	99.74	2501.64	1257.39	78.74	78.13	2495.12	286.67	144.09	9.02	8.95	285.92
14 30	395.14	50.27	3.18	3.16	99.73	2530.73	1272.16	80.59	79.95	2523.98	290.00	145.78	9.23	9.16	289.23
14 40	390.65	50.27	3.22	3.20	99.73	2559.82	1286.94	82.46	81.80	2552.84	293.33	147.47	9.44	9.37	292.53
14 50	386.26	50.28	3.26	3.23	99.72	2588.91	1301.73	84.36	83.66	2581.68	296.67	149.17	9.65	9.58	295.84
15 0	381.97	50.29	3.30	3.27	99.71	2618.00	1316.53	86.29	85.55	2610.53	300.00	150.86	9.89	9.80	299.14
15 10	377.77	50.29	3.33	3.30	99.71	2647.09	1331.33	88.22	87.46	2639.36	303.33	152.56	10.13	10.02	302.45
15 20	373.67	50.30	3.37	3.34	99.70	2676.18	1346.13	90.19	89.39	2668.20	306.67	154.25	10.37	10.24	305.75
15 30	369.65	50.31	3.41	3.38	99.70	2705.27	1360.94	92.18	91.34	2697.02	310.00	155.95	10.62	10.47	309.06
15 40	365.72	50.31	3.44	3.41	99.69	2734.35	1375.76	94.18	93.31	2725.84	313.33	157.65	10.87	10.69	312.36
15 50	361.87	50.32	3.48	3.45	99.68	2763.44	1390.58	96.22	95.31	2754.66	316.67	159.35	11.13	10.92	315.66
16 0	358.10	50.33	3.52	3.48	99.68	2792.53	1405.41	98.27	97.32	2783.47	320.00	161.05	11.39	11.15	318.96
16 10	354.41	50.33	3.56	3.52	99.67	2821.62	1420.24	100.35	99.35	2812.27	323.33	162.75	11.65	11.39	322.26
16 20	350.79	50.34	3.59	3.56	99.66	2850.71	1435.09	102.44	101.41	2841.07	326.67	164.45	11.92	11.62	325.56
16 30	347.25	50.35	3.63	3.59	99.65	2879.80	1449.93	104.56	103.49	2869.86	330.00	166.15	12.18	11.86	328.86
16 40	343.77	50.36	3.67	3.63	99.65	2908.89	1464.79	106.71	105.58	2898.64	333.33	167.85	12.45	12.10	332.16
16 50	340.37	50.36	3.71	3.67	99.64	2937.98	1479.65	108.87	107.70	2927.42	336.67	169.55	12.72	12.34	335.46
17 0	337.03	50.37	3.74	3.70	99.63	2967.07	1494.51	111.06	109.84	2956.19	340.00	171.26	12.99	12.59	338.75
17 10	333.76	50.38	3.78	3.74	99.63	2996.15	1509.38	113.27	112.00	2984.96	343.33	172.96	13.26	12.83	342.05
17 20	330.55	50.38	3.82	3.77	99.62	3025.24	1524.26	115.50	114.18	3013.72	346.67	174.67	13.54	13.08	345.35
17 30	327.40	50.39	3.86	3.81	99.61	3054.33	1539.15	117.75	116.38	3042.47	350.00	176.37	13.82	13.34	348.64
17 40	324.32	50.40	3.89	3.85	99.60	3083.42	1554.04	120.03	118.61	3071.22	353.33	178.08	14.10	13.59	351.93
17 50	321.28	50.41	3.93	3.88	99.60	3112.51	1568.94	122.33	120.85	3099.96	356.67	179.79	14.38	13.85	355.23
18 0	318.31	50.42	3.97	3.92	99.59	3141.60	1583.85	124.65	123.12	3128.69	360.00	181.50	14.67	14.11	358.52
18 10	315.39	50.42	4.01	3.96	99.58	3170.69	1598.76	126.99	125.40	3157.42	363.33	183.20	14.95	14.37	361.81
18 20	312.52	50.43	4.04	3.99	99.57	3199.78	1613.68	129.36	127.71	3186.14	366.67	184.91	15.24	14.63	365.10
18 30	309.71	50.44	4.08	4.03	99.57	3228.86	1628.61	131.74	130.04	3214.86	370.00	186.62	15.53	14.90	368.39
18 40	306.94	50.45	4.12	4.06	99.56	3257.95	1643.54	134.15	132.38	3243.56	373.33	188.34	15.82	15.17	371.68
18 50	304.22	50.46	4.16	4.10	99.55	3287.04	1658.48	136.59	134.75	3272.27	376.67	190.05	16.12	15.44	374.97
19 0	301.56	50.46	4.19	4.14	99.54	3316.13	1673.43	139.05	137.14	3300.96	380.00	191.76	16.41	15.72	378.26
19 10	298.93	50.47	4.23	4.17	99.53	3345.22	1688.38	141.53	139.55	3329.64	383.33	193.47	16.71	15.99	381.55
19 20	296.36	50.48	4.27	4.21	99.53	3374.31	1703.35	144.02	141.99	3358.32	386.67	195.19	17.01	16.27	384.83
19 30	293.82	50.49	4.31	4.24	99.52	3403.40	1718.32	146.55	144.44	3387.00	390.00	196.90	17.31	16.55	388.12
19 40	291.33	50.50	4.34	4.28	99.51	3432.49	1733.29	149.10	146.91	3415.66	393.33	198.62	17.61	16.83	391.40
19 50	288.89	50.51	4.38	4.32	99.50	3461.58	1748.28	151.67	149.41	3444.32	396.67	200.34	17.91	17.12	394.69
20 0	286.48	50.51	4.42	4.35	99.49	3490.66	1763.27	154.26	151.92	3472.97	400.00	202.06	18.21	17.41	397.97

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
20 10	284.11	50.52	4.46	4.39	99.48	3519.75	1778.27	156.88	154.46	3501.61	403.33	203.77	17.98	17.70	401.25
20 20	281.78	50.53	4.49	4.42	99.48	3548.84	1793.28	159.51	157.02	3530.25	406.67	205.49	18.28	17.99	404.54
20 30	279.49	50.54	4.53	4.46	99.47	3577.93	1808.30	162.17	159.59	3558.88	410.00	207.22	18.58	18.29	407.82
20 40	277.24	50.55	4.57	4.50	99.46	3607.02	1823.32	164.86	162.19	3587.50	413.33	208.94	18.89	18.59	411.10
20 50	275.02	50.56	4.61	4.53	99.45	3636.11	1838.35	167.57	164.81	3616.11	416.67	210.66	19.20	18.89	414.37
21 0	272.84	50.57	4.65	4.57	99.44	3665.20	1853.39	170.30	167.45	3644.72	420.00	212.38	19.51	19.19	417.65
21 10	270.69	50.58	4.68	4.60	99.43	3694.29	1868.44	173.05	170.11	3673.31	423.33	214.11	19.83	19.49	420.93
21 20	268.57	50.59	4.72	4.64	99.42	3723.37	1883.50	175.83	172.79	3701.91	426.67	215.83	20.15	19.80	424.21
21 30	266.49	50.60	4.76	4.68	99.41	3752.47	1898.56	178.62	175.50	3730.49	430.00	217.56	20.47	20.11	427.48
21 40	264.44	50.60	4.80	4.71	99.41	3781.55	1913.64	181.45	178.22	3759.06	433.33	219.29	20.79	20.42	430.76
21 50	262.42	50.61	4.84	4.75	99.40	3810.64	1928.71	184.30	180.96	3787.62	436.67	221.01	21.12	20.74	434.03
22 0	260.43	50.62	4.87	4.78	99.39	3839.73	1943.81	187.16	183.73	3816.18	440.00	222.74	21.45	21.05	437.30
22 10	258.48	50.63	4.91	4.82	99.38	3868.82	1958.90	190.06	186.51	3844.73	443.33	224.47	21.78	21.37	440.57
22 20	256.55	50.64	4.95	4.86	99.37	3897.91	1974.01	192.97	189.32	3873.28	446.67	226.20	22.11	21.69	443.84
22 30	254.65	50.65	4.99	4.89	99.36	3927.00	1989.13	195.90	192.15	3901.81	450.00	227.94	22.45	22.02	447.11
22 40	252.78	50.66	5.03	4.93	99.35	3956.08	2004.25	198.87	194.99	3930.34	453.33	229.67	22.79	22.34	450.38
22 50	250.93	50.67	5.07	4.96	99.34	3985.18	2019.38	201.85	197.86	3958.85	456.67	231.40	23.13	22.67	453.65
23 0	249.11	50.68	5.10	5.00	99.33	4014.27	2034.53	204.86	200.75	3987.36	460.00	233.14	23.48	23.00	456.92
23 10	247.32	50.69	5.14	5.04	99.32	4043.35	2049.68	207.89	203.66	4015.86	463.33	234.88	23.82	23.34	460.18
23 20	245.55	50.71	5.18	5.07	99.31	4072.44	2064.84	210.94	206.59	4044.36	466.67	236.61	24.17	23.67	463.45
23 30	243.81	50.71	5.22	5.11	99.30	4101.53	2080.00	214.02	209.54	4072.84	470.00	238.35	24.53	24.01	466.71
23 40	242.09	50.72	5.26	5.14	99.29	4130.62	2095.18	217.12	212.52	4101.31	473.33	240.09	24.88	24.35	469.97
23 50	240.40	50.73	5.29	5.18	99.28	4159.71	2110.37	220.25	215.51	4129.78	476.67	241.83	25.24	24.70	473.24
24 0	238.73	50.74	5.33	5.22	99.27	4188.80	2125.57	223.40	218.52	4158.24	480.00	243.57	25.60	25.04	476.50
24 10	237.09	50.75	5.37	5.25	99.26	4217.88	2140.77	226.57	221.56	4186.68	483.33	245.31	25.96	25.39	479.76
24 20	235.48	50.77	5.41	5.29	99.25	4246.97	2155.99	229.77	224.61	4215.12	486.67	247.06	26.33	25.74	483.02
24 30	233.88	50.78	5.45	5.32	99.24	4276.06	2171.21	232.99	227.69	4243.55	490.00	248.80	26.70	26.09	486.27
24 40	232.28	50.79	5.49	5.36	99.23	4305.15	2186.45	236.23	230.79	4271.98	493.33	250.55	27.07	26.45	489.53
24 50	230.72	50.80	5.53	5.40	99.22	4334.24	2201.69	239.50	233.90	4300.39	496.67	252.30	27.44	26.80	492.79
25 0	229.18	50.81	5.56	5.43	99.21	4363.33	2216.95	242.79	237.04	4328.80	500.00	254.04	27.82	27.16	496.04
25 10	227.66	50.82	5.60	5.47	99.20	4392.42	2232.21	246.11	240.20	4357.19	503.33	255.79	28.20	27.52	499.30
25 20	226.17	50.83	5.64	5.50	99.19	4421.51	2247.49	249.44	243.38	4385.58	506.67	257.54	28.58	27.89	502.55
25 30	224.69	50.84	5.68	5.54	99.18	4450.60	2262.77	252.81	246.58	4413.95	510.00	259.29	28.97	28.26	505.80
25 40	223.23	50.85	5.72	5.58	99.17	4479.68	2278.07	256.20	249.80	4442.32	513.33	261.05	29.36	28.62	509.05
25 50	221.79	50.86	5.76	5.61	99.15	4508.77	2293.37	259.60	253.04	4470.68	516.67	262.80	29.75	29.00	512.30
26 0	220.37	50.88	5.80	5.65	99.14	4537.86	2308.69	263.03	256.30	4499.03	520.00	264.56	30.14	29.37	515.55
26 10	218.96	50.89	5.84	5.68	99.13	4566.95	2324.01	266.49	259.58	4527.36	523.33	266.31	30.54	29.75	518.80
26 20	217.58	50.90	5.87	5.72	99.12	4596.04	2339.35	269.98	262.88	4555.70	526.67	268.07	30.94	30.12	522.04
26 30	216.21	50.91	5.91	5.76	99.11	4625.13	2354.69	273.49	266.21	4584.01	530.00	269.83	31.34	30.51	525.29
26 40	214.86	50.92	5.95	5.79	99.10	4654.22	2370.05	277.01	269.55	4612.32	533.33	271.59	31.74	30.89	528.53
26 50	213.52	50.93	5.99	5.83	99.09	4683.31	2385.41	280.57	272.92	4640.62	536.67	273.35	32.15	31.27	531.77
27 0	212.21	50.95	6.03	5.86	99.08	4712.40	2400.79	284.15	276.30	4668.91	540.00	275.11	32.56	31.66	535.02
27 10	210.90	50.96	6.07	5.90	99.07	4741.48	2416.18	287.75	279.71	4697.19	543.33	276.87	32.97	32.05	538.26
27 20	209.62	50.97	6.11	5.93	99.05	4770.57	2431.58	291.38	283.13	4725.46	546.67	278.64	33.39	32.44	541.50
27 30	208.35	50.98	6.15	5.97	99.04	4799.66	2446.99	295.03	286.58	4753.72	550.00	280.40	33.81	32.84	544.74
27 40	207.09	50.99	6.19	6.01	99.03	4828.75	2462.41	298.71	290.05	4781.97	553.33	282.17	34.23	33.24	547.97
27 50	205.85	51.01	6.23	6.04	99.02	4857.84	2477.84	302.41	293.53	4810.21	556.67	283.94	34.65	33.64	551.21
28 0	204.63	51.02	6.26	6.08	99.01	4886.93	2493.28	306.13	297.04	4838.45	560.00	285.71	35.08	34.04	554.44
28 10	203.42	51.03	6.30	6.11	99.00	4916.02	2508.74	309.88	300.57	4866.66	563.33	287.48	35.51	34.44	557.68
28 20	202.22	51.04	6.34	6.15	98.98	4945.11	2524.20	313.65	304.12	4894.87	566.67	289.25	35.94	34.85	560.91
28 30	201.04	51.06	6.38	6.19	98.97	4974.20	2539.68	317.45	307.69	4923.07	570.00	291.03	36.38	35.26	564.14
28 40	199.87	51.07	6.42	6.22	98.96	5003.29	2555.17	321.27	311.28	4951.26	573.33	292.80	36.82	35.67	567.37
28 50	198.71	51.08	6.46	6.26	98.95	5032.37	2570.67	325.13	314.89	4979.44	576.67	294.58	37.26	36.08	570.60
29 0	197.57	51.10	6.50	6.29	98.94	5061.46	2586.18	329.00	318.52	5007.61	580.00	296.35	37.70	36.50	573.83
29 10	196.44	51.11	6.54	6.33	98.92	5090.55	2601.70	332.90	322.18	5035.76	583.33	298.13	38.15	36.92	577.05
29 20	195.33	51.12	6.58	6.36	98.91	5119.64	2617.24	336.82	325.85	5063.91	586.67	299.91	38.60	37.34	580.28
29 30	194.22	51.13	6.62	6.40	98.90	5148.73	2632.78	340.77	329.54	5092.05	590.00	301.69	39.05	37.76	583.50
29 40	193.13	51.15	6.66	6.44	98.89	5177.82	2648.34	344.73	333.25	5120.17	593.33	303.48	39.50	38.19	586.73
29 50	192.05	51.16	6.70	6.47	98.87	5206.91	2663.91	348.74	336.99	5148.29	596.67	305.26	39.96	38.62	589.95
30 0	190.99	51.17	6.74	6.51	98.86	5236.00	2679.50	352.75	340.74	5176.39	600.00	307.05	40.42	39.05	593.17

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
30 10	189.93	51.19	6.78	6.54	98.85	5265.08	2695.09	356.81	344.52	5204.48	603.33	308.83	40.89	39.48	596.39
30 20	188.89	51.20	6.82	6.58	98.84	5234.17	2710.70	360.38	348.31	5232.56	608.67	310.62	41.35	39.91	599.61
30 30	187.85	51.22	6.86	6.61	98.82	5323.27	2726.32	364.97	352.13	5260.63	610.00	312.41	41.82	40.35	602.82
30 40	186.83	51.23	6.90	6.65	98.81	5352.35	2741.95	369.15	355.96	5288.69	613.33	314.20	42.30	40.79	606.04
30 50	185.82	51.24	6.94	6.69	98.80	5381.44	2757.59	373.25	359.82	5316.74	616.67	316.00	42.77	41.23	609.25
31 0	184.82	51.26	6.98	6.72	98.78	5410.53	2773.25	377.42	363.70	5344.77	620.00	317.79	43.25	41.68	612.46
31 10	183.84	51.27	7.02	6.76	98.77	5439.62	2788.92	381.61	367.59	5372.80	623.33	319.59	43.73	42.12	615.68
31 20	182.86	51.28	7.06	6.79	98.76	5468.71	2804.60	385.84	371.51	5400.81	626.67	321.38	44.21	42.57	618.89
31 30	181.89	51.30	7.10	6.83	98.75	5497.80	2820.30	390.09	375.45	5428.82	630.00	323.18	44.70	43.02	622.09
31 40	180.93	51.31	7.14	6.86	98.73	5526.88	2836.00	394.36	379.41	5456.81	633.33	324.98	45.19	43.48	625.30
31 50	179.99	51.33	7.18	6.90	98.72	5555.97	2851.72	398.66	383.38	5484.79	636.67	326.78	45.68	43.93	628.51
32 0	179.05	51.34	7.22	6.94	98.71	5585.06	2867.46	402.99	387.38	5512.75	640.00	328.59	46.18	44.39	631.71
32 10	178.12	51.36	7.26	6.97	98.69	5614.15	2883.20	407.34	391.40	5540.71	643.33	330.39	46.68	44.85	634.92
32 20	177.20	51.37	7.30	7.01	98.68	5643.24	2898.97	411.72	395.44	5568.66	646.67	332.20	47.18	45.31	638.12
32 30	176.29	51.39	7.34	7.04	98.66	5672.33	2914.74	416.12	399.50	5596.59	650.00	334.00	47.68	45.78	641.32
32 40	175.39	51.40	7.38	7.08	98.65	5701.42	2930.53	420.55	403.58	5624.51	653.33	335.81	48.19	46.25	644.52
32 50	174.50	51.41	7.42	7.11	98.64	5730.51	2946.32	425.00	407.68	5652.42	656.67	337.62	48.70	46.72	647.72
33 0	173.62	51.43	7.46	7.15	98.62	5759.60	2962.14	429.49	411.80	5680.32	660.00	339.44	49.22	47.19	650.91
33 10	172.75	51.44	7.50	7.19	98.61	5788.68	2977.97	433.99	415.94	5708.20	663.33	341.25	49.73	47.66	654.11
33 20	171.89	51.46	7.54	7.22	98.60	5817.77	2993.81	438.53	420.11	5736.07	666.67	343.06	50.25	48.14	657.30
33 30	171.03	51.47	7.58	7.26	98.58	5846.86	3009.66	443.08	424.29	5763.93	670.00	344.88	50.77	48.62	660.50
33 40	170.19	51.49	7.62	7.29	98.57	5875.95	3025.53	447.66	428.49	5791.79	673.33	346.70	51.30	49.10	663.69
33 50	169.35	51.51	7.66	7.33	98.55	5905.04	3041.42	452.28	432.71	5819.62	676.67	348.52	51.83	49.58	666.88
34 0	168.52	51.52	7.70	7.36	98.54	5934.13	3057.31	456.91	436.95	5847.45	680.00	350.34	52.36	50.07	670.07
34 10	167.69	51.54	7.74	7.40	98.52	5963.22	3073.22	461.58	441.22	5875.25	683.33	352.16	52.89	50.56	673.25
34 20	166.88	51.55	7.78	7.43	98.51	5992.31	3089.15	466.27	445.50	5903.05	686.67	353.99	53.43	51.05	676.44
34 30	166.07	51.57	7.82	7.47	98.50	6021.39	3105.09	470.98	449.80	5930.84	690.00	355.82	53.97	51.54	679.62
34 40	165.28	51.58	7.86	7.51	98.48	6050.48	3121.04	475.72	454.12	5958.61	693.33	357.64	54.51	52.04	682.80
34 50	164.49	51.60	7.90	7.54	98.47	6079.57	3137.01	480.49	458.47	5986.37	696.67	359.47	55.06	52.54	685.99
35 0	163.70	51.62	7.94	7.58	98.45	6108.66	3152.99	485.29	462.83	6014.12	700.00	361.31	55.61	53.04	689.17
35 10	162.93	51.63	7.99	7.61	98.44	6137.75	3168.99	490.11	467.22	6041.86	703.33	363.14	56.16	53.54	692.34
35 20	162.16	51.65	8.03	7.65	98.42	6166.84	3185.00	494.96	471.62	6069.58	706.67	364.97	56.72	54.04	695.52
35 30	161.40	51.66	8.07	7.68	98.41	6195.93	3201.03	499.83	476.04	6097.29	710.00	366.81	57.28	54.55	698.70
35 40	160.64	51.68	8.11	7.72	98.39	6225.02	3217.07	504.73	480.49	6124.99	713.33	368.65	57.84	55.06	701.87
35 50	159.89	51.70	8.15	7.75	98.38	6254.11	3233.13	509.66	484.95	6152.68	716.67	370.49	58.40	55.57	705.04
36 0	159.15	51.71	8.19	7.79	98.36	6283.20	3249.20	514.62	489.44	6180.35	720.00	372.33	58.97	56.09	708.21
36 10	158.42	51.73	8.23	7.83	98.35	6312.28	3265.29	519.60	493.94	6208.01	723.33	374.17	59.54	56.60	711.38
36 20	157.69	51.75	8.27	7.86	98.33	6341.37	3281.39	524.61	498.46	6235.65	726.67	376.02	60.12	57.12	714.55
36 30	156.97	51.76	8.31	7.90	98.32	6370.46	3297.51	529.64	503.01	6263.29	730.00	377.87	60.69	57.64	717.72
36 40	156.26	51.78	8.36	7.93	98.30	6399.55	3313.64	534.71	507.57	6290.90	733.33	379.71	61.27	58.16	720.88
36 50	155.55	51.80	8.40	7.97	98.29	6428.64	3329.79	539.80	512.16	6318.51	736.67	381.57	61.86	58.69	724.05
37 0	154.85	51.81	8.44	8.00	98.27	6457.73	3345.96	544.92	516.76	6346.10	740.00	383.42	62.44	59.22	727.21
37 10	154.16	51.83	8.48	8.04	98.26	6486.82	3362.14	550.06	521.39	6373.68	743.33	385.27	63.03	59.75	730.37
37 20	153.47	51.85	8.52	8.07	98.24	6515.91	3378.34	555.24	526.03	6401.25	746.67	387.13	63.63	60.28	733.53
37 30	152.79	51.86	8.56	8.11	98.22	6545.00	3394.55	560.44	530.70	6428.80	750.00	388.99	64.22	60.81	736.68
37 40	152.11	51.88	8.60	8.14	98.21	6574.08	3410.78	565.66	535.38	6456.34	753.33	390.84	64.82	61.35	739.84
37 50	151.44	51.90	8.65	8.18	98.19	6603.17	3427.02	570.92	540.09	6483.86	756.67	392.71	65.42	61.89	742.99
38 0	150.78	51.92	8.69	8.21	98.18	6632.27	3443.28	576.21	544.81	6511.37	760.00	394.57	66.04	62.43	746.15
38 10	150.12	51.93	8.73	8.25	98.16	6661.35	3459.56	581.51	549.56	6538.87	763.33	396.44	66.64	62.97	749.30
38 20	149.47	51.95	8.77	8.29	98.15	6690.44	3475.85	586.85	554.33	6566.35	766.67	398.30	67.25	63.52	752.45
38 30	148.82	51.97	8.81	8.32	98.13	6719.53	3492.16	592.22	559.11	6593.82	770.00	400.17	67.86	64.07	755.59
38 40	148.18	51.99	8.86	8.36	98.11	6748.62	3508.49	597.61	563.92	6621.28	773.33	402.04	68.48	64.62	758.74
38 50	147.54	52.01	8.90	8.39	98.10	6777.71	3524.83	603.04	568.74	6648.72	776.67	403.92	69.10	65.17	761.89
39 0	146.91	52.02	8.94	8.43	98.08	6806.80	3541.19	608.48	573.59	6676.14	780.00	405.79	69.73	65.73	765.03
39 10	146.29	52.04	8.98	8.46	98.06	6835.88	3557.57	613.97	578.45	6703.56	783.33	407.67	70.36	66.29	768.17
39 20	145.67	52.06	9.02	8.50	98.05	6864.97	3573.96	619.47	583.34	6730.96	786.67	409.54	70.99	66.85	771.31
39 30	145.05	52.08	9.07	8.53	98.03	6894.06	3590.37	625.00	588.24	6758.34	790.00	411.43	71.62	67.41	774.45
39 40	144.44	52.10	9.11	8.57	98.01	6923.15	3606.80	630.56	593.17	6785.71	793.33	413.31	72.26	67.97	777.58
39 50	143.84	52.12	9.15	8.60	98.00	6952.24	3623.25	636.16	598.11	6813.07	796.67	415.19	72.90	68.54	780.72
40 0	143.24	52.13	9.19	8.64	97.98	6981.33	3639.71	641.77	603.07	6840.41	800.00	417.08	73.54	69.11	783.85

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
40 10	142.64	52.15	9.24	8.67	97.96	7010.42	3656.19	647.42	608.06	6867.74	803.33	418.97	74.19	69.68	786.98
40 20	142.06	52.17	9.28	8.71	97.95	7039.51	3672.66	653.10	613.06	6895.05	806.67	420.86	74.84	70.25	790.11
40 30	141.47	52.19	9.32	8.74	97.93	7068.60	3689.20	658.80	618.09	6922.35	810.00	422.75	75.49	70.83	793.24
40 40	140.89	52.21	9.36	8.78	97.91	7097.68	3705.73	664.54	623.13	6949.63	813.33	424.64	76.15	71.41	796.37
40 50	140.32	52.23	9.41	8.81	97.90	7126.77	3722.28	670.30	628.20	6976.90	816.67	426.54	76.81	71.99	799.49
41 0	139.75	52.25	9.45	8.85	97.88	7155.86	3738.85	676.09	633.28	7004.16	820.00	428.44	77.47	72.57	802.62
41 10	139.18	52.27	9.49	8.88	97.86	7184.95	3755.44	681.92	638.38	7031.40	823.33	430.34	78.14	73.15	805.74
41 20	138.62	52.29	9.53	8.92	97.85	7214.04	3772.04	687.76	643.51	7058.62	826.67	432.24	78.81	73.74	808.86
41 30	138.06	52.31	9.58	8.96	97.83	7243.13	3788.67	693.64	648.65	7085.83	830.00	434.15	79.48	74.33	811.97
41 40	137.51	52.33	9.62	8.99	97.81	7272.22	3805.31	699.55	653.81	7113.02	833.33	436.06	80.16	74.92	815.09
41 50	136.96	52.35	9.66	9.03	97.79	7301.31	3821.97	705.48	658.99	7140.21	836.67	437.96	80.84	75.52	818.21
42 0	136.42	52.37	9.71	9.06	97.78	7330.39	3838.65	711.45	664.20	7167.37	840.00	439.88	81.53	76.11	821.32
42 10	135.88	52.39	9.75	9.10	97.76	7359.48	3855.34	717.44	669.42	7194.52	843.33	441.79	82.21	76.71	824.43
42 20	135.34	52.41	9.79	9.13	97.74	7388.57	3872.06	723.47	674.66	7221.65	846.67	443.70	82.90	77.31	827.54
42 30	134.81	52.43	9.83	9.17	97.72	7417.66	3888.79	729.52	679.92	7248.77	850.00	445.62	83.60	77.91	830.65
42 40	134.29	52.45	9.88	9.20	97.71	7446.75	3905.55	735.61	685.20	7275.87	853.33	447.54	84.29	78.52	833.75
42 50	133.76	52.47	9.92	9.24	97.69	7475.84	3922.32	741.72	690.51	7302.96	856.67	449.46	84.99	79.13	836.86
43 0	133.25	52.49	9.96	9.27	97.67	7504.93	3939.11	747.86	695.83	7330.04	860.00	451.39	85.70	79.74	839.96
43 10	132.73	52.51	10.01	9.31	97.65	7534.02	3955.92	754.03	701.17	7357.09	863.33	453.31	86.41	80.35	843.06
43 20	132.22	52.53	10.05	9.34	97.63	7563.11	3972.75	760.23	706.53	7384.13	866.67	455.24	87.12	80.96	846.16
43 30	131.71	52.55	10.10	9.38	97.62	7592.20	3989.60	766.47	711.91	7411.16	870.00	457.17	87.83	81.58	849.25
43 40	131.21	52.57	10.14	9.41	97.60	7621.28	4006.47	772.73	717.31	7438.17	873.33	459.11	88.55	82.20	852.35
43 50	130.71	52.59	10.18	9.45	97.58	7650.37	4023.36	779.02	722.72	7465.16	876.67	461.04	89.27	82.82	855.44
44 0	130.22	52.61	10.23	9.48	97.56	7679.46	4040.27	785.34	728.16	7492.14	880.00	462.98	89.99	83.44	858.53
44 10	129.73	52.63	10.27	9.52	97.54	7708.55	4057.20	791.70	733.62	7519.11	883.33	464.92	90.72	84.07	861.62
44 20	129.24	52.65	10.31	9.55	97.52	7737.64	4074.15	798.08	739.10	7546.05	886.67	466.86	91.45	84.69	864.71
44 30	128.75	52.67	10.36	9.59	97.51	7766.73	4091.12	804.49	744.60	7572.98	890.00	468.81	92.19	85.32	867.80
44 40	128.27	52.70	10.40	9.62	97.49	7795.82	4108.10	810.94	750.11	7599.90	893.33	470.75	92.93	85.96	870.88
44 50	127.80	52.72	10.45	9.66	97.47	7824.91	4125.11	817.41	755.65	7626.80	896.67	472.70	93.67	86.59	873.96
45 0	127.32	52.74	10.49	9.69	97.45	7854.00	4142.14	823.92	761.21	7653.68	900.00	474.65	94.41	87.23	877.04
45 10	126.85	52.76	10.53	9.73	97.43	7883.08	4159.19	830.46	766.78	7680.55	903.33	476.61	95.16	87.87	880.12
45 20	126.39	52.78	10.58	9.76	97.41	7912.17	4176.26	837.02	772.38	7707.40	906.67	478.56	95.92	88.51	883.20
45 30	125.92	52.80	10.62	9.80	97.39	7941.27	4193.36	843.62	777.99	7734.23	910.00	480.52	96.67	89.15	886.28
45 40	125.46	52.83	10.67	9.83	97.37	7970.35	4210.46	850.25	783.63	7761.05	913.33	482.48	97.43	89.80	889.35
45 50	125.01	52.85	10.71	9.87	97.35	7999.44	4227.60	856.91	789.28	7787.85	916.67	484.45	98.19	90.44	892.42
46 0	124.56	52.87	10.76	9.90	97.34	8028.53	4244.75	863.60	794.95	7814.63	920.00	486.41	98.96	91.09	895.49
46 10	124.11	52.89	10.80	9.94	97.32	8057.62	4261.93	870.32	800.65	7841.40	923.33	488.38	99.73	91.75	898.56
46 20	123.66	52.92	10.85	9.97	97.30	8086.71	4279.12	877.08	806.36	7868.15	926.67	490.35	100.51	92.40	901.62
46 30	123.22	52.94	10.89	10.01	97.28	8115.80	4296.34	883.87	812.09	7894.89	930.00	492.32	101.28	93.06	904.69
46 40	122.78	52.96	10.94	10.04	97.26	8144.88	4313.59	890.68	817.84	7921.61	933.33	494.30	102.06	93.72	907.75
46 50	122.34	52.98	10.98	10.08	97.24	8173.97	4330.85	897.53	823.61	7948.31	936.67	496.28	102.85	94.38	910.81
47 0	121.91	53.01	11.03	10.11	97.22	8203.06	4348.13	904.41	829.40	7974.99	940.00	498.26	103.64	95.04	913.86
47 10	121.47	53.03	11.07	10.15	97.20	8232.15	4365.44	911.32	835.21	8001.66	943.33	500.24	104.43	95.71	916.92
47 20	121.05	53.05	11.12	10.18	97.18	8261.24	4382.76	918.26	841.04	8028.31	946.67	502.23	105.23	96.38	919.97
47 30	120.62	53.08	11.16	10.22	97.16	8290.33	4400.11	925.25	846.89	8054.95	950.00	504.21	106.03	97.05	923.03
47 40	120.20	53.10	11.21	10.25	97.14	8319.42	4417.48	932.25	852.75	8081.56	953.33	506.21	106.83	97.72	926.08
47 50	119.78	53.12	11.25	10.28	97.12	8348.51	4434.88	939.29	858.64	8108.16	956.67	508.20	107.63	98.39	929.13
48 0	119.37	53.15	11.30	10.32	97.10	8377.60	4452.29	946.36	864.55	8134.75	960.00	510.19	108.44	99.07	932.17
48 10	118.95	53.17	11.34	10.35	97.08	8406.68	4469.73	953.46	870.47	8161.31	963.33	512.19	109.26	99.75	935.22
48 20	118.54	53.19	11.39	10.39	97.06	8435.77	4487.20	960.60	876.42	8187.86	966.67	514.19	110.08	100.43	938.26
48 30	118.14	53.22	11.43	10.42	97.04	8464.86	4504.68	967.77	882.38	8214.39	970.00	516.20	110.90	101.11	941.30
48 40	117.73	53.24	11.48	10.46	97.02	8493.95	4522.19	974.97	888.37	8240.90	973.33	518.20	111.72	101.80	944.34
48 50	117.33	53.26	11.52	10.49	97.00	8523.04	4539.71	982.21	894.37	8267.40	976.67	520.21	112.55	102.49	947.37
49 0	116.93	53.29	11.57	10.53	96.98	8552.13	4557.27	989.48	900.39	8293.88	980.00	522.22	113.39	103.18	950.41
49 10	116.53	53.31	11.62	10.56	96.96	8581.22	4574.85	996.78	906.43	8320.34	983.33	524.24	114.22	103.87	953.44
49 20	116.14	53.34	11.66	10.60	96.94	8610.31	4592.45	1004.11	912.49	8346.78	986.67	526.25	115.06	104.56	956.47
49 30	115.75	53.36	11.71	10.63	96.92	8639.39	4610.07	1011.48	918.57	8373.21	990.00	528.27	115.91	105.26	959.50
49 40	115.36	53.39	11.75	10.67	96.90	8668.48	4627.72	1018.88	924.67	8399.62	993.33	530.30	116.75	105.96	962.52
49 50	114.97	53.41	11.80	10.70	96.88	8697.57	4645.39	1026.32	930.79	8426.01	996.67	532.32	117.61	106.66	965.55
50 0	114.59	53.43	11.85	10.74	96.86	8726.66	4663.09	1033.78	936.93	8452.38	1000.00	534.35	118.46	107.36	968.57

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
50 10	114.21	53.46	11.89	10.77	96.84	8755.75	4680.80	1041.28	943.08	8478.73	1003.33	536.38	119.32	108.07	971.59
50 20	113.83	53.48	11.94	10.81	96.82	8784.84	4698.55	1048.81	949.26	8505.07	1006.67	538.41	120.18	108.78	974.61
50 30	113.46	53.51	11.99	10.84	96.79	8813.93	4716.32	1056.38	955.45	8531.39	1010.00	540.45	121.05	109.49	977.62
50 40	113.08	53.53	12.03	10.87	96.77	8843.02	4734.11	1063.98	961.66	8557.69	1013.33	542.49	121.92	110.20	980.64
50 50	112.71	53.56	12.08	10.91	96.75	8872.11	4751.92	1071.61	967.90	8583.97	1016.67	544.53	122.80	110.91	983.65
51 0	112.34	53.59	12.13	10.94	96.73	8901.20	4769.76	1079.28	974.15	8610.23	1020.00	546.57	123.68	111.63	986.66
51 10	111.98	53.61	12.17	10.98	96.71	8930.28	4787.63	1086.99	980.42	8636.48	1023.33	548.62	124.56	112.35	989.67
51 20	111.61	53.64	12.22	11.01	96.69	8959.37	4805.52	1094.72	986.71	8662.71	1026.67	550.67	125.45	113.07	992.67
51 30	111.25	53.66	12.27	11.05	96.67	8988.46	4823.43	1102.50	993.02	8688.92	1030.00	552.72	126.34	113.79	995.67
51 40	110.89	53.69	12.31	11.08	96.65	9017.55	4841.37	1110.31	999.35	8715.11	1033.33	554.78	127.23	114.52	998.68
51 50	110.54	53.71	12.36	11.12	96.62	9046.64	4859.34	1118.14	1005.70	8741.28	1036.67	556.84	128.13	115.24	1001.67
52 0	110.18	53.74	12.41	11.15	96.60	9075.73	4877.34	1126.02	1012.06	8767.44	1040.00	558.90	129.03	115.97	1004.67
52 10	109.83	53.77	12.45	11.19	96.58	9104.82	4895.35	1133.93	1018.45	8793.57	1043.33	560.96	129.94	116.71	1007.67
52 20	109.48	53.79	12.50	11.22	96.56	9133.91	4913.39	1141.87	1024.85	8819.69	1046.67	563.03	130.85	117.44	1010.66
52 30	109.13	53.82	12.55	11.25	96.54	9163.00	4931.46	1149.85	1031.28	8845.79	1050.00	565.10	131.76	118.18	1013.65
52 40	108.79	53.85	12.60	11.29	96.52	9192.08	4949.56	1157.87	1037.72	8871.87	1053.33	567.18	132.68	118.91	1016.64
52 50	108.45	53.87	12.64	11.32	96.49	9221.17	4967.68	1165.91	1044.18	8897.93	1056.67	569.25	133.60	119.65	1019.62
53 0	108.10	53.90	12.69	11.36	96.47	9250.26	4985.82	1174.00	1050.66	8923.97	1060.00	571.33	134.53	120.40	1022.61
53 10	107.77	53.93	12.74	11.39	96.45	9279.35	5004.00	1182.13	1057.16	8949.99	1063.33	573.41	135.46	121.14	1025.59
53 20	107.43	53.95	12.79	11.43	96.43	9308.44	5022.20	1190.28	1063.68	8976.00	1066.67	575.50	136.40	121.89	1028.57
53 30	107.09	53.98	12.84	11.46	96.41	9337.53	5040.42	1198.47	1070.21	9001.98	1070.00	577.59	137.33	122.64	1031.55
53 40	106.76	54.01	12.88	11.50	96.38	9366.62	5058.68	1206.70	1076.77	9027.95	1073.33	579.68	138.28	123.39	1034.52
53 50	106.43	54.03	12.93	11.53	96.36	9395.71	5076.96	1214.96	1083.34	9053.89	1076.67	581.77	139.22	124.14	1037.50
54 0	106.10	54.06	12.98	11.56	96.34	9424.80	5095.26	1223.26	1089.94	9079.82	1080.00	583.87	140.17	124.90	1040.47
54 10	105.78	54.09	13.03	11.60	96.32	9453.88	5113.60	1231.59	1096.55	9105.73	1083.33	585.97	141.13	125.66	1043.44
54 20	105.45	54.12	13.08	11.63	96.29	9482.97	5131.96	1239.97	1103.18	9131.62	1086.67	588.08	142.09	126.42	1046.40
54 30	105.13	54.15	13.12	11.67	96.27	9512.06	5150.35	1248.38	1109.83	9157.49	1090.00	590.18	143.05	127.18	1049.37
54 40	104.81	54.17	13.17	11.70	96.25	9541.15	5168.77	1256.82	1116.50	9183.34	1093.33	592.30	144.02	127.94	1052.33
54 50	104.49	54.20	13.22	11.74	96.23	9570.24	5187.21	1265.31	1123.19	9209.17	1096.67	594.41	144.99	128.71	1055.29
55 0	104.17	54.23	13.27	11.77	96.20	9599.33	5205.68	1273.82	1129.90	9234.99	1100.00	596.53	145.97	129.48	1058.25
55 10	103.86	54.26	13.32	11.80	96.18	9628.42	5224.18	1282.38	1136.62	9260.78	1103.33	598.65	146.95	130.25	1061.20
55 20	103.55	54.29	13.37	11.84	96.16	9657.51	5242.71	1290.97	1143.36	9286.55	1106.67	600.77	147.93	131.02	1064.16
55 30	103.24	54.31	13.42	11.87	96.14	9686.59	5261.26	1299.59	1150.13	9312.30	1110.00	602.90	148.92	131.79	1067.11
55 40	102.93	54.34	13.47	11.91	96.11	9715.68	5279.85	1308.26	1156.91	9338.04	1113.33	605.02	149.92	132.57	1070.06
55 50	102.62	54.37	13.51	11.94	96.09	9744.77	5298.46	1316.96	1163.71	9363.75	1116.67	607.16	150.91	133.35	1073.00
56 0	102.31	54.40	13.56	11.98	96.07	9773.86	5317.11	1325.70	1170.53	9389.45	1120.00	609.29	151.91	134.13	1075.95
56 10	102.01	54.43	13.61	12.01	96.04	9802.95	5335.77	1334.48	1177.36	9415.12	1123.33	611.43	152.92	134.92	1078.89
56 20	101.71	54.46	13.66	12.04	96.02	9832.04	5354.47	1343.30	1184.22	9440.77	1126.67	613.58	153.93	135.70	1081.83
56 30	101.41	54.49	13.71	12.08	96.00	9861.13	5373.20	1352.15	1191.10	9466.41	1130.00	615.72	154.94	136.49	1084.77
56 40	101.11	54.52	13.76	12.11	95.97	9890.22	5391.96	1361.04	1197.99	9492.02	1133.33	617.87	155.96	137.28	1087.70
56 50	100.81	54.55	13.81	12.15	95.95	9919.30	5410.75	1369.96	1204.90	9517.61	1136.67	620.02	156.99	138.07	1090.64
57 0	100.52	54.58	13.86	12.18	95.93	9948.39	5429.57	1378.94	1211.83	9543.19	1140.00	622.18	158.01	138.87	1093.57
57 10	100.23	54.61	13.91	12.22	95.90	9977.48	5448.41	1387.94	1218.78	9568.74	1143.33	624.34	159.05	139.66	1096.49
57 20	99.93	54.64	13.96	12.25	95.88	10006.57	5467.29	1396.98	1225.75	9594.27	1146.67	626.50	160.08	140.46	1099.42
57 30	99.64	54.67	14.01	12.28	95.86	10035.66	5486.20	1406.06	1232.74	9619.79	1150.00	628.67	161.12	141.26	1102.34
57 40	99.36	54.70	14.06	12.32	95.83	10064.75	5505.13	1415.19	1239.74	9645.28	1153.33	630.84	162.17	142.06	1105.26
57 50	99.07	54.73	14.11	12.35	95.81	10093.84	5524.10	1424.34	1246.76	9670.75	1156.67	633.01	163.22	142.87	1108.18
58 0	98.79	54.76	14.16	12.39	95.78	10122.93	5543.10	1433.54	1253.81	9696.21	1160.00	635.19	164.27	143.68	1111.10
58 10	98.50	54.79	14.21	12.42	95.76	10152.02	5562.13	1442.78	1260.87	9721.64	1163.33	637.37	165.33	144.48	1114.01
58 20	98.22	54.82	14.26	12.45	95.74	10181.11	5581.19	1452.05	1267.95	9747.05	1166.67	639.56	166.39	145.30	1116.93
58 30	97.94	54.85	14.31	12.49	95.71	10210.20	5600.27	1461.37	1275.04	9772.43	1170.00	641.74	167.46	146.11	1119.84
58 40	97.66	54.88	14.36	12.52	95.69	10239.28	5619.40	1470.73	1282.16	9797.81	1173.33	643.93	168.53	146.92	1122.74
58 50	97.39	54.91	14.41	12.56	95.66	10268.37	5638.55	1480.12	1289.29	9823.16	1176.67	646.13	169.61	147.74	1125.65
59 0	97.11	54.94	14.47	12.59	95.64	10297.46	5657.74	1489.55	1296.45	9848.48	1180.00	648.33	170.69	148.56	1128.55
59 10	96.84	54.97	14.52	12.62	95.62	10326.55	5676.95	1499.03	1303.62	9873.79	1183.33	650.53	171.78	149.38	1131.45
59 20	96.57	55.01	14.57	12.66	95.59	10355.64	5696.20	1508.54	1310.81	9899.07	1186.67	652.73	172.87	150.21	1134.35
59 30	96.30	55.04	14.62	12.69	95.57	10384.73	5715.48	1518.10	1318.01	9924.34	1190.00	654.94	173.96	151.03	1137.24
59 40	96.03	55.07	14.67	12.73	95.54	10413.82	5734.79	1527.70	1325.24	9949.59	1193.33	657.16	175.06	151.86	1140.14
59 50	95.76	55.10	14.72	12.76	95.52	10442.91	5754.14	1537.33	1332.49	9974.81	1196.67	659.37	176.16	152.69	1143.03
60 0	95.49	55.13	14.77	12.79	95.49	10472.00	5773.51	1547.00	1339.75	10000.01	1200.00	661.59	177.27	153.52	1145.91

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
60 10	95.23	55.16	14.82	12.83	95.47	10501.08	5792.92	1556.72	1347.03	10025.19	1203.33	663.82	178.39	154.36	1148.80
60 20	94.97	55.20	14.88	12.86	95.44	10530.17	5812.36	1566.48	1354.33	10050.35	1206.67	666.05	179.50	155.19	1151.68
60 30	94.70	55.23	14.93	12.90	95.42	10559.26	5831.83	1576.28	1361.65	10075.48	1210.00	668.28	180.63	156.03	1154.56
60 40	94.44	55.26	14.98	12.93	95.39	10588.35	5851.34	1586.12	1368.99	10100.61	1213.33	670.51	181.76	156.87	1157.44
60 50	94.18	55.29	15.03	12.96	95.37	10617.44	5870.89	1596.00	1376.34	10125.71	1216.67	672.75	182.89	157.72	1160.32
61 0	93.93	55.33	15.08	13.00	95.34	10646.53	5890.46	1605.92	1383.71	10150.78	1220.00	675.00	184.02	158.56	1163.19
61 10	93.67	55.36	15.14	13.03	95.32	10675.62	5910.06	1615.89	1391.10	10175.83	1223.33	677.24	185.17	159.41	1166.06
61 20	93.42	55.39	15.19	13.06	95.29	10704.71	5929.71	1625.89	1398.51	10200.87	1226.67	679.49	186.31	160.26	1168.93
61 30	93.16	55.43	15.24	13.10	95.27	10733.80	5949.39	1635.94	1405.94	10225.88	1230.00	681.75	187.46	161.11	1171.80
61 40	92.91	55.46	15.29	13.13	95.24	10762.88	5969.09	1646.03	1413.39	10250.86	1233.33	684.01	188.62	161.96	1174.66
61 50	92.66	55.49	15.35	13.17	95.22	10791.97	5988.84	1656.16	1420.85	10275.83	1236.67	686.27	189.78	162.82	1177.52
62 0	92.41	55.53	15.40	13.20	95.19	10821.06	6008.61	1666.34	1428.33	10300.77	1240.00	688.53	190.95	163.67	1180.38
62 10	92.16	55.56	15.45	13.23	95.17	10850.15	6028.43	1676.55	1435.83	10325.69	1243.33	690.80	192.12	164.53	1183.23
62 20	91.92	55.59	15.50	13.27	95.14	10879.24	6048.28	1686.81	1443.35	10350.60	1246.67	693.08	193.29	165.40	1186.09
62 30	91.67	55.63	15.56	13.30	95.12	10908.33	6068.16	1697.11	1450.89	10375.48	1250.00	695.36	194.47	166.26	1188.94
62 40	91.43	55.66	15.61	13.33	95.09	10937.42	6088.07	1707.46	1458.44	10400.34	1253.33	697.64	195.66	167.12	1191.79
62 50	91.19	55.70	15.66	13.37	95.06	10966.51	6108.03	1717.84	1466.01	10425.17	1256.67	699.93	196.85	167.99	1194.63
63 0	90.95	55.73	15.72	13.40	95.04	10995.59	6128.02	1728.28	1473.60	10449.99	1260.00	702.22	198.05	168.86	1197.48
63 10	90.71	55.77	15.77	13.44	95.01	11024.68	6148.04	1738.76	1481.21	10474.78	1263.33	704.51	199.25	169.73	1200.32
63 20	90.47	55.80	15.83	13.47	94.99	11053.77	6168.10	1749.28	1488.84	10499.55	1266.67	706.81	200.45	170.61	1203.16
63 30	90.23	55.84	15.88	13.50	94.96	11082.86	6188.20	1759.83	1496.48	10524.29	1270.00	709.11	201.66	171.48	1205.99
63 40	89.99	55.87	15.93	13.54	94.93	11111.95	6208.33	1770.44	1504.14	10549.02	1273.33	711.42	202.88	172.36	1208.83
63 50	89.76	55.91	15.99	13.57	94.91	11141.04	6228.50	1781.09	1511.82	10573.71	1276.67	713.73	204.10	173.24	1211.66
64 0	89.52	55.94	16.04	13.60	94.88	11170.13	6248.71	1791.78	1519.52	10598.40	1280.00	716.05	205.32	174.12	1214.48
64 10	89.29	55.98	16.10	13.64	94.86	11199.22	6268.95	1802.52	1527.24	10623.06	1283.33	718.37	206.55	175.01	1217.31
64 20	89.06	56.01	16.15	13.67	94.83	11228.30	6289.22	1813.31	1534.97	10647.69	1286.67	720.69	207.79	175.89	1220.13
64 30	88.83	56.05	16.20	13.70	94.80	11257.39	6309.54	1824.13	1542.73	10672.30	1290.00	723.02	209.03	176.78	1222.95
64 40	88.60	56.08	16.26	13.74	94.78	11286.48	6329.89	1835.01	1550.49	10696.89	1293.33	725.35	210.28	177.67	1225.77
64 50	88.37	56.12	16.31	13.77	94.75	11315.57	6350.28	1845.92	1558.28	10721.46	1296.67	727.69	211.53	178.57	1228.59
65 0	88.15	56.16	16.37	13.80	94.72	11344.66	6370.71	1856.89	1566.09	10746.01	1300.00	730.03	212.78	179.46	1231.40
65 10	87.92	56.19	16.42	13.84	94.70	11373.75	6391.18	1867.90	1573.92	10770.53	1303.33	732.37	214.05	180.36	1234.21
65 20	87.70	56.23	16.48	13.87	94.67	11402.84	6411.68	1878.96	1581.76	10795.02	1306.67	734.72	215.31	181.26	1237.02
65 30	87.47	56.27	16.53	13.91	94.64	11431.93	6432.22	1890.06	1589.61	10819.50	1310.00	737.08	216.58	182.16	1239.82
65 40	87.25	56.30	16.59	13.94	94.62	11461.02	6452.81	1901.21	1597.49	10843.96	1313.33	739.44	217.86	183.06	1242.62
65 50	87.03	56.34	16.64	13.97	94.59	11490.11	6473.43	1912.39	1605.39	10868.39	1316.67	741.80	219.14	183.96	1245.42
66 0	86.81	56.38	16.70	14.01	94.56	11519.20	6494.09	1923.64	1613.30	10892.79	1320.00	744.17	220.43	184.87	1248.22
66 10	86.59	56.42	16.76	14.04	94.54	11548.28	6514.79	1934.92	1621.23	10917.18	1323.33	746.54	221.72	185.78	1251.01
66 20	86.38	56.45	16.81	14.07	94.51	11577.37	6535.52	1946.25	1629.18	10941.54	1326.67	748.91	223.02	186.69	1253.80
66 30	86.16	56.49	16.87	14.11	94.48	11606.46	6556.30	1957.63	1637.14	10965.87	1330.00	751.29	224.33	187.60	1256.59
66 40	85.94	56.53	16.92	14.14	94.45	11635.55	6577.12	1969.06	1645.13	10990.20	1333.33	753.68	225.64	188.52	1259.38
66 50	85.73	56.56	16.98	14.17	94.43	11664.64	6597.97	1980.53	1653.13	11014.49	1336.67	756.07	226.95	189.43	1262.16
67 0	85.52	56.60	17.04	14.21	94.40	11693.73	6618.87	1992.05	1661.15	11038.75	1340.00	758.46	228.27	190.35	1264.95
67 10	85.30	56.64	17.09	14.24	94.37	11722.82	6639.80	2003.62	1669.18	11063.00	1343.33	760.86	229.60	191.27	1267.72
67 20	85.09	56.68	17.15	14.27	94.34	11751.91	6660.79	2015.24	1677.24	11087.23	1346.67	763.27	230.93	192.20	1270.50
67 30	84.88	56.72	17.20	14.31	94.32	11781.00	6681.80	2026.90	1685.31	11111.42	1350.00	765.68	232.27	193.12	1273.27
67 40	84.67	56.76	17.26	14.34	94.29	11810.08	6702.86	2038.61	1693.40	11135.59	1353.33	768.09	233.61	194.05	1276.04
67 50	84.47	56.79	17.32	14.37	94.26	11839.17	6723.96	2050.37	1701.51	11159.74	1356.67	770.51	234.95	194.98	1278.81
68 0	84.26	56.83	17.38	14.41	94.23	11868.26	6745.09	2062.18	1709.63	11183.87	1360.00	772.93	236.31	195.91	1281.57
68 10	84.05	56.87	17.43	14.44	94.21	11897.35	6766.28	2074.04	1717.77	11207.97	1363.33	775.36	237.67	196.84	1284.34
68 20	83.85	56.91	17.49	14.47	94.18	11926.44	6787.50	2085.94	1725.93	11232.05	1366.67	777.79	239.03	197.78	1287.10
68 30	83.64	56.95	17.55	14.50	94.15	11955.53	6808.77	2097.90	1734.11	11256.11	1370.00	780.23	240.40	198.71	1289.85
68 40	83.44	56.99	17.61	14.54	94.12	11984.62	6830.08	2109.91	1742.30	11280.14	1373.33	782.67	241.78	199.65	1292.61
68 50	83.24	57.03	17.66	14.57	94.09	12013.71	6851.43	2121.96	1750.51	11304.15	1376.67	785.11	243.16	200.59	1295.36
69 0	83.04	57.07	17.72	14.60	94.07	12042.80	6872.82	2134.07	1758.74	11328.14	1380.00	787.57	244.55	201.54	1298.11
69 10	82.84	57.11	17.78	14.64	94.04	12071.88	6894.25	2146.22	1766.99	11352.09	1383.33	790.02	245.94	202.48	1300.85
69 20	82.64	57.15	17.84	14.67	94.01	12100.97	6915.73	2158.42	1775.25	11376.03	1386.67	792.48	247.34	203.43	1303.59
69 30	82.44	57.19	17.90	14.70	93.98	12130.06	6937.26	2170.68	1783.54	11399.95	1390.00	794.95	248.74	204.38	1306.33
69 40	82.24	57.23	17.95	14.74	93.95	12159.15	6958.82	2182.99	1791.83	11423.84	1393.33	797.42	250.15	205.33	1309.07
69 50	82.05	57.27	18.01	14.77	93.92	12188.24	6980.43	2195.34	1800.15	11447.70	1396.67	799.90	251.57	206.28	1311.81
70 0	81.85	57.31	18.07	14.80	93.90	12217.33	7002.09	2207.75	1808.48	11471.54	1400.00	802.38	252.99	207.24	1314.54

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
70 10	81.66	57.35	18.13	14.84	93.87	12246.42	7023.79	2220.21	1816.84	11495.36	1403.33	804.86	254.42	208.19	1317.27
70 20	81.46	57.39	18.19	14.87	93.84	12275.51	7045.53	2232.71	1825.20	11519.15	1406.67	807.36	255.85	209.15	1319.99
70 30	81.27	57.44	18.25	14.90	93.81	12304.59	7067.31	2245.28	1833.59	11542.92	1410.00	809.85	257.29	210.11	1322.72
70 40	81.08	57.48	18.31	14.93	93.78	12333.68	7089.14	2257.89	1841.99	11566.66	1413.33	812.35	258.73	211.08	1325.44
70 50	80.89	57.52	18.37	14.97	93.75	12362.77	7111.02	2270.56	1850.41	11590.37	1416.67	814.86	260.19	212.04	1328.16
71 0	80.70	57.56	18.43	15.00	93.72	12391.86	7132.94	2283.27	1858.85	11614.07	1420.00	817.37	261.64	213.01	1330.87
71 10	80.51	57.60	18.49	15.03	93.69	12420.95	7154.91	2296.05	1867.31	11637.75	1423.33	819.89	263.11	213.98	1333.58
71 20	80.32	57.65	18.55	15.07	93.67	12450.04	7176.92	2308.86	1875.78	11661.39	1426.67	822.41	264.58	214.95	1336.29
71 30	80.13	57.69	18.60	15.10	93.64	12479.13	7198.98	2321.74	1884.27	11685.00	1430.00	824.94	266.05	215.92	1339.00
71 40	79.95	57.73	18.67	15.13	93.61	12508.22	7221.09	2334.66	1892.77	11708.60	1433.33	827.47	267.53	216.90	1341.70
71 50	79.76	57.77	18.73	15.17	93.58	12537.30	7243.24	2347.65	1901.30	11732.18	1436.67	830.01	269.02	217.87	1344.41
72 0	79.58	57.82	18.79	15.20	93.55	12566.39	7265.44	2360.69	1909.84	11755.72	1440.00	832.56	270.51	218.85	1347.10
72 10	79.39	57.86	18.85	15.23	93.52	12595.48	7287.68	2373.77	1918.39	11779.24	1443.33	835.11	272.01	219.83	1349.80
72 20	79.21	57.90	18.91	15.26	93.49	12624.57	7309.98	2386.91	1926.97	11802.73	1446.67	837.66	273.52	220.81	1352.49
72 30	79.03	57.95	18.97	15.30	93.46	12653.66	7332.32	2400.11	1935.56	11826.21	1450.00	840.22	275.03	221.80	1355.18
72 40	78.85	57.99	19.03	15.33	93.43	12682.75	7354.70	2413.36	1944.17	11849.65	1453.33	842.78	276.55	222.78	1357.87
72 50	78.67	58.03	19.09	15.36	93.40	12711.84	7377.14	2426.67	1952.80	11873.08	1456.67	845.36	278.08	223.77	1360.55
73 0	78.49	58.08	19.15	15.39	93.37	12740.93	7399.62	2440.03	1961.44	11896.47	1460.00	847.93	279.61	224.76	1363.23
73 10	78.31	58.12	19.21	15.43	93.34	12770.02	7422.16	2453.45	1970.10	11919.84	1463.33	850.51	281.14	225.76	1365.91
73 20	78.13	58.17	19.27	15.46	93.31	12799.11	7444.73	2466.92	1978.77	11943.18	1466.67	853.10	282.69	226.75	1368.58
73 30	77.95	58.21	19.34	15.49	93.28	12828.20	7467.37	2480.44	1987.47	11966.50	1470.00	855.70	284.24	227.75	1371.26
73 40	77.78	58.26	19.40	15.53	93.25	12857.28	7490.04	2494.02	1996.18	11989.80	1473.33	858.29	285.79	228.74	1373.93
73 50	77.60	58.30	19.46	15.56	93.22	12886.37	7512.78	2507.67	2004.91	12013.07	1476.67	860.90	287.36	229.74	1376.59
74 0	77.43	58.35	19.52	15.59	93.19	12915.46	7535.55	2521.36	2013.65	12036.31	1480.00	863.51	288.93	230.75	1379.26
74 10	77.25	58.39	19.58	15.62	93.16	12944.55	7558.38	2535.11	2022.41	12059.53	1483.33	866.12	290.50	231.75	1381.92
74 20	77.08	58.44	19.65	15.66	93.13	12973.64	7581.26	2548.92	2031.19	12082.72	1486.67	868.75	292.08	232.76	1384.57
74 30	76.91	58.48	19.71	15.69	93.10	13002.73	7604.20	2562.79	2039.99	12105.90	1490.00	871.37	293.67	233.76	1387.23
74 40	76.74	58.53	19.77	15.72	93.07	13031.82	7627.17	2576.71	2048.80	12129.04	1493.33	874.01	295.27	234.77	1389.88
74 50	76.56	58.57	19.84	15.75	93.04	13060.91	7650.20	2590.69	2057.63	12152.15	1496.67	876.65	296.87	235.79	1392.53
75 0	76.39	58.62	19.90	15.79	93.01	13090.00	7673.29	2604.73	2066.47	12175.24	1500.00	879.29	298.48	236.80	1395.18
75 10	76.22	58.67	19.96	15.82	92.98	13119.08	7696.42	2618.83	2075.33	12198.31	1503.33	881.94	300.09	237.82	1397.82
75 20	76.06	58.71	20.03	15.85	92.95	13148.17	7719.60	2632.98	2084.21	12221.34	1506.67	884.60	301.72	238.83	1400.46
75 30	75.89	58.76	20.09	15.88	92.92	13177.26	7742.84	2647.19	2093.11	12244.36	1510.00	887.26	303.34	239.85	1403.10
75 40	75.72	58.81	20.15	15.92	92.89	13206.35	7766.13	2661.47	2102.02	12267.35	1513.33	889.93	304.98	240.87	1405.73
75 50	75.55	58.85	20.22	15.95	92.86	13235.44	7789.47	2675.80	2110.95	12290.31	1516.67	892.61	306.62	241.90	1408.36
76 0	75.39	58.90	20.28	15.98	92.83	13264.53	7812.87	2690.18	2119.90	12313.24	1520.00	895.29	308.27	242.92	1410.99
76 10	75.22	58.95	20.35	16.01	92.80	13293.62	7836.32	2704.64	2128.86	12336.16	1523.33	897.97	309.93	243.95	1413.62
76 20	75.06	59.00	20.41	16.05	92.77	13322.71	7859.82	2719.15	2137.84	12359.04	1526.67	900.67	311.59	244.98	1416.24
76 30	74.90	59.04	20.47	16.08	92.74	13351.80	7883.38	2733.72	2146.84	12381.89	1530.00	903.37	313.26	246.01	1418.86
76 40	74.73	59.09	20.54	16.11	92.70	13380.88	7906.99	2748.35	2155.85	12404.72	1533.33	906.07	314.94	247.04	1421.47
76 50	74.57	59.14	20.60	16.14	92.67	13409.97	7930.65	2763.04	2164.88	12427.53	1536.67	908.78	316.62	248.08	1424.09
77 0	74.41	59.19	20.67	16.18	92.64	13439.06	7954.37	2777.79	2173.92	12450.30	1540.00	911.50	318.31	249.11	1426.70
77 10	74.25	59.24	20.73	16.21	92.61	13468.15	7978.15	2792.61	2182.99	12473.06	1543.33	914.23	320.01	250.15	1429.30
77 20	74.09	59.29	20.80	16.24	92.58	13497.24	8001.98	2807.48	2192.07	12495.79	1546.67	916.96	321.71	251.19	1431.91
77 30	73.93	59.34	20.87	16.27	92.55	13526.33	8025.86	2822.42	2201.16	12518.48	1550.00	919.69	323.42	252.23	1434.51
77 40	73.77	59.38	20.93	16.31	92.52	13555.42	8049.80	2837.42	2210.27	12541.16	1553.33	922.44	325.14	253.28	1437.11
77 50	73.61	59.43	21.00	16.34	92.49	13584.50	8073.80	2852.48	2219.40	12563.80	1556.67	925.19	326.87	254.32	1439.70
78 0	73.46	59.48	21.06	16.37	92.45	13613.59	8097.85	2867.60	2228.55	12586.42	1560.00	927.94	328.60	255.37	1442.29
78 10	73.30	59.53	21.13	16.40	92.42	13642.68	8121.97	2882.79	2237.71	12609.02	1563.33	930.71	330.34	256.42	1444.88
78 20	73.14	59.58	21.20	16.43	92.39	13671.77	8146.13	2898.03	2246.89	12631.58	1566.67	933.48	332.09	257.47	1447.47
78 30	72.99	59.63	21.26	16.47	92.36	13700.86	8170.36	2913.35	2256.08	12654.12	1570.00	936.25	333.84	258.53	1450.05
78 40	72.83	59.68	21.33	16.50	92.33	13729.95	8194.64	2928.72	2265.29	12676.63	1573.33	939.03	335.61	259.58	1452.63
78 50	72.68	59.74	21.40	16.53	92.30	13759.04	8218.98	2944.17	2274.52	12699.12	1576.67	941.82	337.38	260.64	1455.21
79 0	72.53	59.79	21.47	16.56	92.26	13788.13	8243.38	2959.68	2283.76	12721.58	1580.00	944.62	339.15	261.70	1457.78
79 10	72.37	59.84	21.53	16.60	92.23	13817.23	8267.84	2975.24	2293.02	12744.01	1583.33	947.42	340.94	262.76	1460.35
79 20	72.22	59.89	21.60	16.63	92.20	13846.30	8292.36	2990.88	2302.30	12766.42	1586.67	950.23	342.73	263.82	1462.92
79 30	72.07	59.94	21.67	16.66	92.17	13875.39	8316.93	3006.58	2311.59	12788.79	1590.00	953.05	344.53	264.89	1465.48
79 40	71.92	59.99	21.74	16.69	92.14	13904.48	8341.56	3022.35	2320.90	12811.14	1593.33	955.87	346.33	265.95	1468.05
79 50	71.77	60.04	21.80	16.72	92.10	13933.57	8366.26	3038.19	2330.22	12833.47	1596.67	958.70	348.15	267.02	1470.60
80 0	71.62	60.10	21.87	16.76	92.07	13962.66	8391.02	3054.08	2339.56	12855.77	1600.00	961.54	349.97	268.09	1473.16

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
80 10	71.47	60.15	21.94	16.79	92.04	13991.75	8415.83	3070.05	2348.92	12878.04	1603.33	964.38	351.80	269.17	1475.71
80 20	71.32	60.20	22.01	16.82	92.01	14020.84	8440.70	3086.07	2358.29	12900.28	1606.67	967.23	353.64	270.24	1478.26
80 30	71.17	60.25	22.08	16.85	91.98	14049.93	8465.65	3102.18	2367.68	12922.50	1610.00	970.09	355.48	271.32	1480.81
80 40	71.03	60.31	22.15	16.88	91.94	14079.02	8490.64	3118.34	2377.09	12944.69	1613.33	972.95	357.33	272.39	1483.35
80 50	70.88	60.36	22.22	16.92	91.91	14108.11	8515.70	3134.57	2386.51	12966.84	1616.67	975.83	359.19	273.47	1485.89
81 0	70.74	60.41	22.29	16.95	91.88	14137.20	8540.82	3150.87	2395.95	12988.98	1620.00	978.70	361.06	274.55	1488.42
81 10	70.59	60.47	22.36	16.98	91.85	14166.28	8566.01	3167.25	2405.40	13011.08	1623.33	981.59	362.94	275.64	1490.96
81 20	70.45	60.52	22.43	17.01	91.81	14195.37	8591.25	3183.69	2414.87	13033.16	1626.67	984.48	364.82	276.72	1493.49
81 30	70.30	60.58	22.50	17.04	91.78	14224.46	8616.57	3200.20	2424.36	13055.21	1630.00	987.38	366.71	277.81	1496.01
81 40	70.16	60.63	22.57	17.08	91.75	14253.55	8641.95	3216.77	2433.86	13077.24	1633.33	990.29	368.61	278.90	1498.54
81 50	70.02	60.68	22.64	17.11	91.71	14282.64	8667.38	3233.42	2443.38	13099.23	1636.67	993.21	370.52	279.99	1501.06
82 0	69.87	60.74	22.71	17.14	91.68	14311.73	8692.89	3250.14	2452.91	13121.20	1640.00	996.13	372.44	281.08	1503.57
82 10	69.73	60.79	22.78	17.17	91.65	14340.82	8718.46	3266.93	2462.46	13143.14	1643.33	999.06	374.36	282.18	1506.09
82 20	69.59	60.85	22.85	17.20	91.62	14369.91	8744.09	3283.79	2472.03	13165.05	1646.67	1002.00	376.29	283.27	1508.60
82 30	69.45	60.91	22.92	17.23	91.58	14399.00	8769.79	3300.71	2481.61	13186.94	1650.00	1004.94	378.23	284.37	1511.11
82 40	69.31	60.96	22.99	17.27	91.55	14428.08	8795.55	3317.72	2491.21	13208.79	1653.33	1007.89	380.18	285.47	1513.61
82 50	69.17	61.02	23.07	17.30	91.52	14457.17	8821.37	3334.79	2500.82	13230.62	1656.67	1010.85	382.14	286.57	1516.11
83 0	69.03	61.07	23.14	17.33	91.48	14486.26	8847.27	3351.93	2510.45	13252.42	1660.00	1013.82	384.10	287.68	1518.61
83 10	68.89	61.13	23.21	17.36	91.45	14515.35	8873.24	3369.15	2520.10	13274.20	1663.33	1016.80	386.08	288.78	1521.11
83 20	68.75	61.19	23.28	17.39	91.42	14544.44	8899.27	3386.44	2529.76	13295.94	1666.67	1019.78	388.06	289.89	1523.60
83 30	68.62	61.24	23.36	17.42	91.38	14573.53	8925.36	3403.81	2539.43	13317.65	1670.00	1022.77	390.05	291.00	1526.09
83 40	68.48	61.30	23.43	17.46	91.35	14602.62	8951.53	3421.24	2549.13	13339.34	1673.33	1025.77	392.04	292.11	1528.57
83 50	68.34	61.36	23.50	17.49	91.32	14631.71	8977.76	3438.75	2558.83	13361.00	1676.67	1028.77	394.05	293.22	1531.05
84 0	68.21	61.42	23.58	17.52	91.28	14660.80	9004.06	3456.33	2568.56	13382.62	1680.00	1031.79	396.07	294.33	1533.53
84 10	68.07	61.47	23.65	17.55	91.25	14689.88	9030.43	3474.00	2578.30	13404.23	1683.33	1034.81	398.09	295.45	1536.01
84 20	67.94	61.53	23.72	17.58	91.21	14718.97	9056.87	3491.74	2588.06	13425.81	1686.67	1037.84	400.12	296.57	1538.48
84 30	67.81	61.59	23.80	17.61	91.18	14748.06	9083.38	3509.54	2597.83	13447.35	1690.00	1040.88	402.16	297.69	1540.95
84 40	67.67	61.65	23.87	17.65	91.15	14777.15	9109.96	3527.42	2607.61	13468.87	1693.33	1043.92	404.21	298.81	1543.42
84 50	67.54	61.71	23.95	17.68	91.11	14806.24	9136.62	3545.39	2617.42	13490.36	1696.67	1046.98	406.27	299.93	1545.88
85 0	67.41	61.77	24.02	17.71	91.08	14835.33	9163.34	3563.43	2627.24	13511.82	1700.00	1050.04	408.34	301.06	1548.34
85 10	67.27	61.83	24.09	17.74	91.04	14864.42	9190.13	3581.54	2637.07	13533.26	1703.33	1053.11	410.41	302.19	1550.79
85 20	67.14	61.89	24.17	17.77	91.01	14893.50	9216.99	3599.74	2646.92	13554.66	1706.67	1056.19	412.50	303.31	1553.25
85 30	67.01	61.95	24.25	17.80	90.98	14922.59	9243.93	3618.00	2656.78	13576.03	1710.00	1059.27	414.59	304.44	1555.70
85 40	66.88	62.01	24.32	17.84	90.94	14951.68	9270.93	3636.35	2666.66	13597.37	1713.33	1062.37	416.69	305.58	1558.14
85 50	66.75	62.07	24.40	17.87	90.91	14980.77	9298.01	3654.78	2676.56	13618.69	1716.67	1065.47	418.81	306.71	1560.58
86 0	66.62	62.13	24.47	17.90	90.87	15009.86	9325.18	3673.29	2686.47	13639.99	1720.00	1068.58	420.93	307.85	1563.02
86 10	66.49	62.19	24.55	17.93	90.84	15038.95	9352.40	3691.87	2696.40	13661.25	1723.33	1071.70	423.06	308.98	1565.46
86 20	66.37	62.25	24.63	17.96	90.80	15068.04	9379.70	3710.54	2706.34	13682.48	1726.67	1074.83	425.20	310.12	1567.89
86 30	66.24	62.31	24.70	17.99	90.77	15097.13	9407.08	3729.28	2716.30	13703.68	1730.00	1077.97	427.34	311.26	1570.32
86 40	66.11	62.37	24.78	18.02	90.74	15126.21	9434.54	3748.10	2726.27	13724.86	1733.33	1081.12	429.50	312.41	1572.75
86 50	65.98	62.43	24.86	18.05	90.70	15155.30	9462.07	3767.01	2736.26	13746.00	1736.67	1084.27	431.67	313.55	1575.17
87 0	65.86	62.50	24.93	18.09	90.67	15184.39	9489.67	3785.99	2746.26	13767.11	1740.00	1087.43	433.84	314.70	1577.59
87 10	65.73	62.56	25.01	18.12	90.63	15213.48	9517.35	3805.06	2756.28	13788.20	1743.33	1090.61	436.03	315.85	1580.01
87 20	65.61	62.62	25.09	18.15	90.60	15242.57	9545.10	3824.21	2766.32	13809.25	1746.67	1093.79	438.22	317.00	1582.42
87 30	65.48	62.68	25.17	18.18	90.56	15271.66	9572.93	3843.45	2776.37	13830.27	1750.00	1096.98	440.43	318.15	1584.83
87 40	65.36	62.75	25.25	18.21	90.53	15300.75	9600.86	3862.76	2786.44	13851.28	1753.33	1100.17	442.64	319.30	1587.24
87 50	65.23	62.81	25.32	18.24	90.49	15329.84	9628.84	3882.17	2796.52	13872.25	1756.67	1103.38	444.86	320.46	1589.64
88 0	65.11	62.87	25.40	18.27	90.46	15358.93	9656.91	3901.65	2806.61	13893.19	1760.00	1106.60	447.10	321.61	1592.04
88 10	64.99	62.94	25.48	18.30	90.42	15388.02	9685.06	3921.21	2816.72	13914.09	1763.33	1109.82	449.34	322.77	1594.43
88 20	64.86	63.00	25.56	18.34	90.39	15417.11	9713.28	3940.87	2826.85	13934.97	1766.67	1113.06	451.59	323.93	1596.83
88 30	64.74	63.07	25.64	18.37	90.35	15446.20	9741.59	3960.60	2836.99	13955.82	1770.00	1116.30	453.85	325.09	1599.22
88 40	64.62	63.13	25.72	18.40	90.32	15475.28	9769.98	3980.43	2847.15	13976.65	1773.33	1119.55	456.12	326.26	1601.60
88 50	64.50	63.20	25.80	18.43	90.28	15504.37	9798.45	4000.34	2857.32	13997.44	1776.67	1122.82	458.40	327.42	1603.98
89 0	64.38	63.26	25.88	18.46	90.25	15533.46	9827.00	4020.33	2867.50	14018.20	1780.00	1126.09	460.69	328.59	1606.36
89 10	64.26	63.33	25.96	18.49	90.21	15562.55	9855.62	4040.41	2877.71	14038.93	1783.33	1129.37	463.00	329.76	1608.74
89 20	64.14	63.40	26.04	18.52	90.17	15591.64	9884.35	4060.59	2887.93	14059.64	1786.67	1132.66	465.31	330.93	1611.11
89 30	64.02	63.46	26.12	18.55	90.14	15620.73	9913.14	4080.85	2898.16	14080.31	1790.00	1135.96	467.63	332.10	1613.48
89 40	63.90	63.53	26.21	18.58	90.10	15649.82	9942.02	4101.19	2908.40	14100.96	1793.33	1139.27	469.96	333.28	1615.85
89 50	63.78	63.59	26.29	18.62	90.07	15678.91	9970.98	4121.62	2918.66	14121.57	1796.67	1142.59	472.30	334.45	1618.21
90 0	63.66	63.66	26.37	18.65	90.03	15708.00	10000.02	4142.15	2928.94	14142.15	1800.00	1145.91	474.65	335.63	1620.57

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
90 10	63.54	63.73	26.45	18.68	90.00	15737.08	10029.15	4162.76	2939.23	14162.71	1803.33	1149.25	477.02	336.81	1622.92
90 20	63.43	63.80	26.53	18.71	89.96	15766.17	10056.37	4183.47	2949.54	14183.23	1806.67	1152.60	479.39	337.99	1625.28
90 30	63.31	63.87	26.62	18.74	89.92	15795.26	10087.67	4204.26	2959.86	14203.73	1810.00	1155.96	481.77	339.17	1627.62
90 40	63.19	63.93	26.70	18.77	89.89	15824.35	10117.06	4225.15	2970.20	14224.19	1813.33	1159.33	484.17	340.36	1629.97
90 50	63.08	64.00	26.78	18.80	89.85	15853.44	10146.53	4246.13	2980.55	14244.62	1816.67	1162.70	486.57	341.54	1632.31
91 0	62.96	64.07	26.87	18.83	89.82	15882.53	10176.11	4267.20	2990.92	14265.03	1820.00	1166.09	488.98	342.73	1634.65
91 10	62.85	64.14	26.95	18.86	89.78	15911.62	10205.75	4288.36	3001.30	14285.40	1823.33	1169.49	491.41	343.92	1636.98
91 20	62.73	64.21	27.04	18.89	89.74	15940.70	10235.49	4309.61	3011.70	14305.75	1826.67	1172.90	493.84	345.11	1639.31
91 30	62.62	64.28	27.12	18.92	89.71	15969.80	10265.31	4330.97	3022.10	14326.06	1830.00	1176.32	496.29	346.31	1641.64
91 40	62.50	64.35	27.20	18.95	89.67	15998.88	10295.23	4352.41	3032.53	14346.34	1833.33	1179.74	498.75	347.50	1643.97
91 50	62.39	64.42	27.29	18.99	89.63	16027.97	10325.23	4373.94	3042.97	14366.59	1836.67	1183.18	501.22	348.70	1646.29
92 0	62.28	64.49	27.37	19.02	89.60	16057.06	10355.33	4395.58	3053.43	14386.82	1840.00	1186.63	503.70	349.90	1648.60
92 10	62.17	64.56	27.46	19.05	89.56	16086.15	10385.51	4417.31	3063.90	14407.01	1843.33	1190.09	506.19	351.10	1650.92
92 20	62.05	64.63	27.55	19.08	89.53	16115.24	10415.79	4439.13	3074.38	14427.17	1846.67	1193.56	508.69	352.30	1653.23
92 30	61.94	64.70	27.63	19.11	89.49	16144.33	10446.16	4461.06	3084.88	14447.30	1850.00	1197.04	511.20	353.50	1655.53
92 40	61.83	64.78	27.72	19.14	89.45	16173.42	10476.62	4483.08	3095.39	14467.39	1853.33	1200.53	513.72	354.70	1657.84
92 50	61.72	64.85	27.81	19.17	89.41	16202.50	10507.17	4505.20	3105.92	14487.46	1856.67	1204.03	516.26	355.91	1660.14
93 0	61.61	64.92	27.89	19.20	89.38	16231.59	10537.83	4527.41	3116.47	14507.51	1860.00	1207.54	518.80	357.12	1662.43
93 10	61.50	64.99	27.98	19.23	89.34	16260.68	10568.57	4549.73	3127.02	14527.52	1863.33	1211.07	521.36	358.33	1664.73
93 20	61.39	65.07	28.07	19.26	89.30	16289.77	10599.40	4572.14	3137.59	14547.49	1866.67	1214.60	523.93	359.54	1667.02
93 30	61.28	65.14	28.16	19.29	89.27	16318.86	10630.34	4594.66	3148.18	14567.44	1870.00	1218.14	526.51	360.75	1669.30
93 40	61.17	65.22	28.24	19.32	89.23	16347.95	10661.37	4617.28	3158.78	14587.36	1873.33	1221.70	529.10	361.97	1671.58
93 50	61.06	65.29	28.33	19.35	89.19	16377.04	10692.50	4640.00	3169.40	14607.24	1876.67	1225.27	531.70	363.19	1673.86
94 0	60.95	65.36	28.42	19.38	89.16	16406.13	10723.71	4662.81	3180.03	14627.09	1880.00	1228.84	534.32	364.40	1676.14
94 10	60.84	65.44	28.51	19.41	89.12	16435.21	10755.03	4685.72	3190.67	14646.92	1883.33	1232.43	536.94	365.62	1678.41
94 20	60.74	65.51	28.60	19.44	89.08	16464.30	10786.45	4708.75	3201.33	14666.71	1886.67	1236.03	539.58	366.84	1680.68
94 30	60.63	65.59	28.69	19.47	89.04	16493.39	10817.96	4731.87	3212.00	14686.47	1890.00	1239.64	542.23	368.07	1682.94
94 40	60.52	65.67	28.78	19.50	89.01	16522.48	10849.59	4755.11	3222.69	14706.20	1893.33	1243.27	544.89	369.29	1685.20
94 50	60.42	65.74	28.87	19.54	88.97	16551.57	10881.30	4778.45	3233.39	14725.90	1896.67	1246.90	547.57	370.52	1687.46
95 0	60.31	65.82	28.96	19.57	88.93	16580.66	10913.11	4801.89	3244.11	14745.57	1900.00	1250.55	550.25	371.75	1689.71
95 10	60.21	65.90	29.05	19.60	88.89	16609.75	10945.02	4825.44	3254.84	14765.20	1903.33	1254.20	552.95	372.98	1691.96
95 20	60.10	65.97	29.14	19.63	88.86	16638.84	10977.05	4849.10	3265.59	14784.81	1906.67	1257.87	555.66	374.21	1694.21
95 30	60.00	66.05	29.23	19.66	88.82	16667.93	11009.18	4872.86	3276.34	14804.39	1910.00	1261.56	558.39	375.44	1696.45
95 40	59.89	66.13	29.33	19.69	88.78	16697.02	11041.39	4896.73	3287.12	14823.93	1913.33	1265.25	561.12	376.67	1698.69
95 50	59.79	66.21	29.42	19.72	88.74	16726.11	11073.72	4920.70	3297.90	14843.44	1916.67	1268.95	563.87	377.91	1700.93
96 0	59.68	66.28	29.51	19.75	88.71	16755.20	11106.16	4944.78	3308.70	14862.91	1920.00	1272.67	566.63	379.15	1703.16
96 10	59.58	66.36	29.60	19.78	88.67	16784.28	11138.68	4968.98	3319.52	14882.36	1923.33	1276.40	569.40	380.39	1705.39
96 20	59.48	66.44	29.70	19.81	88.63	16813.37	11171.34	4993.29	3330.35	14901.79	1926.67	1280.14	572.19	381.63	1707.61
96 30	59.37	66.52	29.79	19.84	88.59	16842.46	11204.09	5017.71	3341.20	14921.17	1930.00	1283.89	574.99	382.87	1709.84
96 40	59.27	66.60	29.89	19.87	88.55	16871.55	11236.94	5042.23	3352.05	14940.52	1933.33	1287.66	577.80	384.12	1712.05
96 50	59.17	66.68	29.98	19.90	88.52	16900.64	11269.90	5066.87	3362.92	14959.84	1936.67	1291.43	580.62	385.36	1714.27
97 0	59.07	66.76	30.08	19.93	88.48	16929.73	11302.96	5091.62	3373.81	14979.13	1940.00	1295.22	583.46	386.61	1716.48
97 10	58.97	66.85	30.17	19.96	88.44	16958.82	11336.14	5116.49	3384.71	14998.39	1943.33	1299.02	586.31	387.86	1718.69
97 20	58.87	66.93	30.27	19.99	88.40	16987.91	11369.45	5141.48	3395.63	15017.62	1946.67	1302.84	589.17	389.11	1720.89
97 30	58.76	67.01	30.36	20.02	88.36	17017.00	11402.84	5166.57	3406.55	15036.82	1950.00	1306.67	592.04	390.36	1723.09
97 40	58.66	67.09	30.46	20.05	88.33	17046.08	11436.36	5191.78	3417.49	15055.98	1953.33	1310.51	594.93	391.61	1725.28
97 50	58.56	67.17	30.55	20.08	88.29	17075.17	11469.97	5217.10	3428.45	15075.11	1956.67	1314.36	597.83	392.87	1727.48
98 0	58.46	67.26	30.65	20.11	88.25	17104.26	11503.72	5242.55	3439.42	15094.21	1960.00	1318.23	600.75	394.13	1729.67
98 10	58.37	67.34	30.75	20.14	88.21	17133.35	11537.57	5268.11	3450.41	15113.28	1963.33	1322.10	603.68	395.39	1731.85
98 20	58.27	67.42	30.85	20.17	88.17	17162.44	11571.53	5293.80	3461.40	15132.32	1966.67	1326.00	606.62	396.65	1734.03
98 30	58.17	67.51	30.94	20.20	88.13	17191.53	11605.61	5319.59	3472.41	15151.32	1970.00	1329.90	609.58	397.91	1736.21
98 40	58.07	67.59	31.04	20.23	88.09	17220.62	11639.79	5345.50	3483.44	15170.29	1973.33	1333.82	612.55	399.17	1738.38
98 50	57.97	67.68	31.14	20.26	88.06	17249.70	11674.10	5371.55	3494.48	15189.23	1976.67	1337.75	615.53	400.44	1740.55
99 0	57.87	67.76	31.24	20.29	88.02	17278.80	11708.54	5397.72	3505.53	15208.14	1980.00	1341.70	618.53	401.70	1742.72
99 10	57.78	67.85	31.34	20.32	87.98	17307.88	11743.08	5423.99	3516.60	15227.02	1983.33	1345.65	621.54	402.97	1744.88
99 20	57.68	67.93	31.44	20.35	87.94	17336.97	11777.73	5450.40	3527.68	15245.86	1986.67	1349.63	624.57	404.24	1747.04
99 30	57.58	68.02	31.54	20.38	87.90	17366.06	11812.50	5476.92	3538.77	15264.67	1990.00	1353.61	627.61	405.51	1749.20
99 40	57.49	68.11	31.64	20.41	87.86	17395.15	11847.42	5503.59	3549.88	15283.45	1993.33	1357.61	630.66	406.79	1751.35
99 50	57.39	68.19	31.74	20.44	87.82	17424.24	11882.44	5530.36	3561.00	15302.20	1996.67	1361.62	633.73	408.06	1753.50
100 0	57.30	68.28	31.84	20.47	87.78	17453.33	11917.57	5557.27	3572.14	15320.91	2000.00	1365.65	636.81	409.34	1755.64

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
100 10	57.20	68.37	31.94	20.50	87.74	17482.41	11952.84	5584.30	3583.29	15339.59	2003.33	1369.69	639.91	410.61	1757.78
100 20	57.11	68.46	32.04	20.53	87.70	17511.50	11986.22	5611.45	3594.45	15358.24	2006.67	1373.75	643.02	411.89	1759.92
100 30	57.01	68.55	32.15	20.56	87.66	17540.59	12023.72	5638.73	3605.62	15376.86	2010.00	1377.81	646.15	413.17	1762.05
100 40	56.92	68.64	32.25	20.59	87.63	17569.68	12059.36	5666.15	3616.81	15395.45	2013.33	1381.90	649.29	414.46	1764.18
100 50	56.82	68.73	32.35	20.62	87.59	17598.77	12095.12	5693.69	3628.01	15414.00	2016.67	1386.00	652.45	415.74	1766.31
101 0	56.73	68.82	32.46	20.65	87.55	17627.86	12131.00	5721.37	3639.23	15432.51	2020.00	1390.11	655.62	417.02	1768.43
101 10	56.63	68.91	32.56	20.67	87.51	17656.95	12167.01	5749.17	3650.46	15451.00	2023.33	1394.23	658.80	418.31	1770.55
101 20	56.54	69.00	32.66	20.70	87.47	17686.04	12203.15	5777.10	3661.70	15469.45	2026.67	1398.37	662.01	419.60	1772.66
101 30	56.45	69.09	32.77	20.73	87.43	17715.13	12239.42	5805.17	3672.96	15487.87	2030.00	1402.53	665.22	420.89	1774.78
101 40	56.36	69.18	32.87	20.76	87.39	17744.21	12275.81	5833.37	3684.23	15506.26	2033.33	1406.70	668.45	422.18	1776.88
101 50	56.26	69.27	32.98	20.79	87.35	17773.30	12312.33	5861.71	3695.51	15524.62	2036.67	1410.89	671.70	423.47	1778.99
102 0	56.17	69.37	33.09	20.82	87.31	17802.39	12349.01	5890.19	3706.81	15542.94	2040.00	1415.09	674.96	424.77	1781.09
102 10	56.08	69.46	33.19	20.85	87.27	17831.48	12385.80	5918.79	3718.12	15561.23	2043.33	1419.30	678.24	426.06	1783.18
102 20	55.99	69.55	33.30	20.88	87.23	17860.57	12422.73	5947.54	3729.44	15579.49	2046.67	1423.54	681.54	427.36	1785.27
102 30	55.90	69.65	33.41	20.91	87.19	17889.66	12459.78	5976.43	3740.78	15597.71	2050.00	1427.78	684.85	428.66	1787.36
102 40	55.81	69.74	33.51	20.94	87.15	17918.75	12496.98	6005.45	3752.13	15615.90	2053.33	1432.04	688.17	429.96	1789.45
102 50	55.72	69.84	33.62	20.97	87.11	17947.84	12534.30	6034.60	3763.49	15634.06	2056.67	1436.32	691.51	431.26	1791.53
103 0	55.63	69.93	33.73	21.00	87.07	17976.93	12571.75	6063.91	3774.87	15652.18	2060.00	1440.61	694.87	432.57	1793.60
103 10	55.54	70.03	33.84	21.03	87.03	18006.02	12609.36	6093.35	3786.25	15670.27	2063.33	1444.92	698.24	433.87	1795.68
103 20	55.45	70.12	33.95	21.06	86.99	18035.11	12647.09	6122.93	3797.66	15688.33	2066.67	1449.25	701.63	435.18	1797.75
103 30	55.36	70.22	34.06	21.09	86.95	18064.20	12684.98	6152.67	3809.07	15706.36	2070.00	1453.59	705.04	436.49	1799.81
103 40	55.27	70.32	34.17	21.12	86.91	18093.28	12723.00	6182.54	3820.50	15724.35	2073.33	1457.94	708.46	437.80	1801.87
103 50	55.18	70.42	34.28	21.14	86.87	18122.37	12761.15	6212.56	3831.94	15742.31	2076.67	1462.32	711.91	439.11	1803.93
104 0	55.09	70.51	34.39	21.17	86.83	18151.46	12799.45	6242.72	3843.40	15760.23	2080.00	1466.71	715.36	440.42	1805.99
104 10	55.00	70.61	34.50	21.20	86.79	18180.55	12837.90	6273.04	3854.87	15778.13	2083.33	1471.11	718.84	441.73	1808.04
104 20	54.92	70.71	34.62	21.23	86.75	18209.64	12876.49	6303.50	3866.35	15795.99	2086.67	1475.53	722.33	443.05	1810.08
104 30	54.83	70.81	34.73	21.26	86.70	18238.73	12915.22	6334.10	3877.84	15813.81	2090.00	1479.97	725.83	444.37	1812.12
104 40	54.74	70.91	34.84	21.29	86.66	18267.82	12954.10	6364.86	3889.35	15831.60	2093.33	1484.43	729.36	445.69	1814.16
104 50	54.65	71.01	34.96	21.32	86.62	18296.91	12993.11	6395.77	3900.87	15849.36	2096.67	1488.90	732.90	447.01	1816.20
105 0	54.57	71.11	35.07	21.35	86.58	18326.00	13032.29	6426.82	3912.40	15867.08	2100.00	1493.39	736.46	448.33	1818.23
105 10	54.48	71.22	35.18	21.38	86.54	18355.08	13071.62	6458.04	3923.95	15884.78	2103.33	1497.89	740.04	449.65	1820.26
105 20	54.39	71.32	35.30	21.41	86.50	18384.17	13111.08	6489.41	3935.50	15902.44	2106.67	1502.42	743.63	450.97	1822.28
105 30	54.31	71.42	35.41	21.44	86.46	18413.26	13150.71	6520.93	3947.07	15920.06	2110.00	1506.96	747.24	452.30	1824.30
105 40	54.22	71.52	35.53	21.47	86.42	18442.35	13190.48	6552.60	3958.66	15937.65	2113.33	1511.51	750.87	453.63	1826.32
105 50	54.14	71.63	35.65	21.49	86.38	18471.44	13230.40	6584.43	3970.25	15955.20	2116.67	1516.09	754.52	454.96	1828.33
106 0	54.05	71.73	35.76	21.52	86.34	18500.53	13270.48	6616.43	3981.86	15972.73	2120.00	1520.68	758.19	456.29	1830.34
106 10	53.97	71.83	35.88	21.55	86.30	18529.62	13310.73	6648.59	3993.49	15990.22	2123.33	1525.29	761.87	457.62	1832.34
106 20	53.88	71.94	36.00	21.58	86.25	18558.70	13351.11	6680.90	4005.12	16007.68	2126.67	1529.92	765.57	458.95	1834.34
106 30	53.80	72.05	36.12	21.61	86.21	18587.80	13391.66	6713.37	4016.77	16025.09	2130.00	1534.57	769.29	460.29	1836.34
106 40	53.71	72.15	36.24	21.64	86.17	18616.88	13432.37	6746.00	4028.43	16042.48	2133.33	1539.23	773.03	461.62	1838.33
106 50	53.63	72.26	36.36	21.67	86.13	18645.97	13473.25	6778.80	4040.10	16059.84	2136.67	1543.92	776.79	462.96	1840.32
107 0	53.55	72.37	36.48	21.70	86.09	18675.06	13514.27	6811.77	4051.79	16077.16	2140.00	1548.62	780.57	464.30	1842.30
107 10	53.46	72.47	36.60	21.73	86.05	18704.15	13555.46	6844.89	4063.43	16094.44	2143.33	1553.34	784.36	465.64	1844.28
107 20	53.38	72.58	36.72	21.75	86.01	18733.24	13596.81	6878.18	4075.19	16111.69	2146.67	1558.08	788.18	466.98	1846.26
107 30	53.30	72.69	36.84	21.78	85.96	18762.33	13638.32	6911.65	4086.92	16128.91	2150.00	1562.83	792.01	468.32	1848.23
107 40	53.22	72.80	36.96	21.81	85.92	18791.41	13680.00	6945.27	4098.65	16146.09	2153.33	1567.61	795.87	469.67	1850.20
107 50	53.13	72.91	37.08	21.84	85.88	18820.50	13721.86	6979.08	4110.40	16163.25	2156.67	1572.41	799.74	471.02	1852.17
108 0	53.05	73.02	37.21	21.87	85.84	18849.59	13763.86	7013.05	4122.16	16180.36	2160.00	1577.22	803.63	472.36	1854.13
108 10	52.97	73.13	37.33	21.90	85.80	18878.68	13806.05	7047.20	4133.93	16197.44	2163.33	1582.05	807.55	473.71	1856.09
108 20	52.89	73.24	37.45	21.93	85.76	18907.77	13848.40	7081.51	4145.72	16214.48	2166.67	1586.91	811.48	475.06	1858.04
108 30	52.81	73.35	37.58	21.95	85.71	18936.86	13890.93	7116.01	4157.52	16231.50	2170.00	1591.78	815.43	476.42	1859.99
108 40	52.73	73.47	37.70	21.98	85.67	18965.95	13933.62	7150.68	4169.33	16248.48	2173.33	1596.67	819.41	477.77	1861.93
108 50	52.65	73.58	37.83	22.01	85.63	18995.04	13976.48	7185.52	4181.15	16265.42	2176.67	1601.58	823.40	479.12	1863.88
109 0	52.56	73.69	37.95	22.04	85.59	19024.13	14019.53	7220.54	4192.98	16282.33	2180.00	1606.52	827.41	480.48	1865.81
109 10	52.48	73.81	38.08	22.07	85.55	19053.21	14062.75	7255.74	4204.83	16299.20	2183.33	1611.47	831.45	481.84	1867.75
109 20	52.40	73.92	38.21	22.10	85.50	19082.30	14106.14	7291.12	4216.69	16316.04	2186.67	1616.44	835.50	483.20	1869.68
109 30	52.32	74.04	38.34	22.13	85.46	19111.39	14149.72	7326.71	4228.56	16332.85	2190.00	1621.43	839.58	484.56	1871.60
109 40	52.25	74.15	38.47	22.15	85.42	19140.48	14193.48	7362.45	4240.45	16349.62	2193.33	1626.45	843.67	485.92	1873.52
109 50	52.17	74.27	38.59	22.18	85.38	19169.57	14237.41	7398.38	4252.34	16366.36	2196.67	1631.48	847.79	487.28	1875.44
110 0	52.09	74.39	38.72	22.21	85.33	19198.66	14281.53	7434.50	4264.25	16383.06	2200.00	1636.54	851.93	488.65	1877.36

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
110 10	52.01	74.51	38.85	22.24	85.29	19227.75	14325.83	7470.80	4276.17	16399.73	2203.33	1641.61	856.09	490.01	1879.27
110 20	51.93	74.62	38.99	22.27	85.25	19256.84	14376.30	7507.30	4288.10	16416.36	2206.67	1646.71	860.27	491.38	1881.17
110 30	51.85	74.74	39.12	22.30	85.21	19285.93	14415.00	7544.05	4300.05	16432.96	2210.00	1651.83	864.48	492.75	1883.07
110 40	51.77	74.86	39.25	22.32	85.16	19315.02	14459.85	7580.88	4312.00	16449.52	2213.33	1656.97	868.70	494.12	1884.97
110 50	51.70	74.98	39.38	22.35	85.12	19344.11	14504.90	7617.95	4323.97	16466.05	2216.67	1662.14	872.95	495.49	1886.87
111 0	51.62	75.10	39.51	22.38	85.08	19373.20	14550.14	7655.21	4335.95	16482.54	2220.00	1667.32	877.22	496.86	1888.76
111 10	51.54	75.23	39.65	22.41	85.04	19402.28	14595.58	7692.68	4347.95	16499.00	2223.33	1672.53	881.51	498.24	1890.64
111 20	51.46	75.35	39.78	22.44	84.99	19431.37	14641.21	7730.34	4359.95	16515.43	2226.67	1677.75	885.83	499.61	1892.52
111 30	51.39	75.47	39.92	22.47	84.95	19460.46	14687.02	7768.19	4371.96	16531.82	2230.00	1683.00	890.17	500.99	1894.40
111 40	51.31	75.59	40.05	22.49	84.91	19489.55	14733.04	7806.24	4383.99	16548.17	2233.33	1688.28	894.53	502.37	1896.28
111 50	51.23	75.72	40.19	22.52	84.86	19518.64	14779.24	7844.49	4396.03	16564.48	2236.67	1693.57	898.91	503.75	1898.15
112 0	51.16	75.84	40.33	22.55	84.82	19547.73	14825.66	7882.96	4408.08	16580.77	2240.00	1698.89	903.32	505.13	1900.01
112 10	51.08	75.97	40.46	22.58	84.78	19576.82	14872.28	7921.63	4420.15	16597.02	2243.33	1704.23	907.75	506.51	1901.87
112 20	51.01	76.09	40.60	22.61	84.74	19605.91	14919.10	7960.49	4432.22	16613.23	2246.67	1709.60	912.20	507.89	1903.73
112 30	50.93	76.22	40.74	22.63	84.69	19635.00	14966.11	7999.57	4444.31	16629.41	2250.00	1714.99	916.68	509.28	1905.59
112 40	50.86	76.35	40.88	22.66	84.65	19664.08	15013.33	8038.85	4456.41	16645.55	2253.33	1720.40	921.18	510.67	1907.44
112 50	50.78	76.48	41.02	22.69	84.61	19693.17	15066.78	8078.36	4468.52	16661.66	2256.67	1725.83	925.71	512.05	1909.28
113 0	50.70	76.61	41.16	22.72	84.56	19722.26	15108.41	8118.07	4480.64	16677.74	2260.00	1731.29	930.26	513.44	1911.12
113 10	50.63	76.74	41.30	22.75	84.52	19751.35	15156.26	8157.98	4492.78	16693.77	2263.33	1736.78	934.83	514.83	1912.96
113 20	50.55	76.87	41.45	22.77	84.48	19780.44	15204.31	8198.11	4504.93	16709.77	2266.67	1742.28	939.43	516.23	1914.79
113 30	50.48	77.00	41.59	22.80	84.43	19809.53	15252.59	8238.46	4517.08	16725.74	2270.00	1747.81	944.06	517.62	1916.62
113 40	50.41	77.13	41.73	22.83	84.39	19838.61	15301.07	8279.03	4529.25	16741.67	2273.33	1753.37	948.70	519.01	1918.45
113 50	50.33	77.26	41.88	22.86	84.35	19867.70	15349.79	8319.82	4541.43	16757.57	2276.67	1758.95	953.38	520.41	1920.27
114 0	50.26	77.39	42.02	22.89	84.30	19896.80	15398.71	8360.83	4553.62	16773.43	2280.00	1764.56	958.08	521.81	1922.09
114 10	50.19	77.53	42.17	22.91	84.26	19925.88	15447.85	8402.07	4565.83	16789.25	2283.33	1770.19	962.80	523.20	1923.90
114 20	50.11	77.66	42.31	22.94	84.21	19954.97	15497.21	8443.52	4578.04	16805.04	2286.67	1775.84	967.55	524.60	1925.71
114 30	50.04	77.80	42.46	22.97	84.17	19984.06	15546.80	8485.20	4590.27	16820.80	2290.00	1781.53	972.33	526.00	1927.52
114 40	49.97	77.93	42.61	23.00	84.13	20013.15	15596.61	8527.11	4602.50	16836.52	2293.33	1787.24	977.13	527.41	1929.32
114 50	49.89	78.07	42.76	23.03	84.08	20042.24	15646.64	8569.26	4614.75	16852.20	2296.67	1792.97	981.96	528.81	1931.11
115 0	49.82	78.21	42.91	23.05	84.04	20071.33	15696.89	8611.63	4627.02	16867.84	2300.00	1798.73	986.82	530.22	1932.91
115 10	49.75	78.34	43.05	23.08	84.00	20100.41	15747.39	8654.23	4639.29	16883.45	2303.33	1804.51	991.70	531.62	1934.70
115 20	49.68	78.48	43.21	23.11	83.95	20129.50	15798.12	8697.07	4651.57	16899.03	2306.67	1810.33	996.61	533.03	1936.48
115 30	49.61	78.62	43.36	23.14	83.91	20158.59	15849.11	8740.18	4663.87	16914.58	2310.00	1816.17	1001.55	534.44	1938.26
115 40	49.54	78.76	43.51	23.16	83.86	20187.68	15900.30	8783.49	4676.18	16930.08	2313.33	1822.04	1006.51	535.85	1940.04
115 50	49.46	78.90	43.66	23.19	83.82	20216.77	15951.74	8827.05	4688.49	16945.55	2316.67	1827.93	1011.50	537.26	1941.81
116 0	49.39	79.05	43.82	23.22	83.78	20245.86	16003.41	8870.85	4700.82	16960.98	2320.00	1833.85	1016.52	538.67	1943.58
116 10	49.32	79.19	43.97	23.25	83.73	20274.95	16055.32	8914.90	4713.16	16976.37	2323.33	1839.80	1021.57	540.09	1945.34
116 20	49.25	79.33	44.13	23.27	83.69	20304.04	16107.47	8959.19	4725.51	16991.73	2326.67	1845.78	1026.64	541.50	1947.10
116 30	49.18	79.48	44.28	23.30	83.64	20333.13	16159.87	9003.72	4737.87	17007.06	2330.00	1851.78	1031.75	542.92	1948.86
116 40	49.11	79.62	44.44	23.33	83.60	20362.21	16212.52	9048.51	4750.25	17022.35	2333.33	1857.81	1036.88	544.34	1950.61
116 50	49.04	79.77	44.60	23.36	83.55	20391.30	16265.42	9093.55	4762.63	17037.60	2336.67	1863.88	1042.04	545.76	1952.36
117 0	48.97	79.91	44.75	23.38	83.51	20420.39	16318.57	9138.85	4775.02	17052.82	2340.00	1869.97	1047.23	547.18	1954.10
117 10	48.90	80.06	44.91	23.41	83.46	20449.48	16371.99	9184.43	4787.44	17068.01	2343.33	1876.09	1052.46	548.60	1955.84
117 20	48.83	80.21	45.07	23.44	83.42	20478.57	16425.69	9230.25	4799.86	17083.15	2346.67	1882.24	1057.70	550.02	1957.58
117 30	48.76	80.36	45.23	23.47	83.37	20507.66	16479.57	9276.34	4812.29	17098.26	2350.00	1888.41	1062.98	551.45	1959.31
117 40	48.69	80.51	45.39	23.49	83.33	20536.75	16533.73	9322.69	4824.72	17113.33	2353.33	1894.62	1068.29	552.87	1961.04
117 50	48.62	80.66	45.56	23.52	83.29	20565.84	16588.16	9369.23	4837.17	17128.36	2356.67	1900.86	1073.63	554.30	1962.76
118 0	48.56	80.81	45.72	23.55	83.24	20594.93	16642.86	9416.09	4849.63	17143.36	2360.00	1907.13	1079.00	555.73	1964.48
118 10	48.49	80.96	45.88	23.57	83.20	20624.02	16697.82	9463.22	4862.11	17158.32	2363.33	1913.42	1084.40	557.15	1966.19
118 20	48.42	81.12	46.05	23.60	83.15	20653.11	16753.04	9510.62	4874.59	17173.25	2366.67	1919.75	1089.83	558.59	1967.91
118 30	48.35	81.27	46.22	23.63	83.11	20682.20	16808.55	9558.29	4887.08	17188.14	2370.00	1926.11	1095.30	560.02	1969.61
118 40	48.28	81.43	46.38	23.66	83.06	20711.28	16864.31	9606.25	4899.59	17203.00	2373.33	1932.50	1100.79	561.45	1971.31
118 50	48.22	81.58	46.55	23.68	83.02	20740.37	16920.36	9654.47	4912.10	17217.81	2376.67	1938.93	1106.32	562.88	1973.01
119 0	48.15	81.74	46.72	23.71	82.97	20769.46	16976.67	9702.98	4924.62	17232.59	2380.00	1945.38	1111.88	564.32	1974.71
119 10	48.08	81.90	46.89	23.74	82.93	20798.55	17033.31	9751.80	4937.17	17247.35	2383.33	1951.87	1117.47	565.76	1976.40
119 20	48.01	82.06	47.06	23.77	82.88	20827.64	17090.20	9800.87	4949.72	17262.05	2386.67	1958.39	1123.09	567.19	1978.08
119 30	47.95	82.21	47.23	23.79	82.84	20856.73	17147.36	9850.23	4962.28	17276.73	2390.00	1964.94	1128.75	568.63	1979.76
119 40	47.88	82.38	47.40	23.82	82.79	20885.82	17204.81	9899.88	4974.84	17291.36	2393.33	1971.52	1134.44	570.07	1981.44
119 50	47.81	82.54	47.57	23.85	82.74	20914.91	17262.54	9949.82	4987.42	17305.96	2396.67	1978.14	1140.16	571.52	1983.11
120 0	47.75	82.70	47.75	23.87	82.70	20944.00	17320.57	10000.05	5000.01	17320.52	2400.00	1984.79	1145.92	572.96	1984.78

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
0° 10	6875.48	0' 15"	0° 1' 15"	0° 2' 30"	0° 5' 0"	5.00	10.00	20.00
0 20	3437.74	0 30	0 2 30	0 5 0	0 10 0	5.00	10.00	20.00
0 30	2291.83	0 45	0 3 45	0 7 30	0 15 0	5.00	10.00	20.00
0 40	1718.87	1 0	0 5 0	0 10 0	0 20 0	5.00	10.00	20.00
0 50	1375.10	1 15	0 6 15	0 12 30	0 25 0	5.00	10.00	20.00
1 0	1145.91	1 30	0 7 30	0 15 0	0 30 0	5.00	10.00	20.00
1 10	982.21	1 45	0 8 45	0 17 30	0 35 0	5.00	10.00	20.00
1 20	859.43	2 0	0 10 0	0 20 0	0 40 0	5.00	10.00	20.00
1 30	763.94	2 15	0 11 15	0 22 30	0 45 0	5.00	10.00	20.00
1 40	687.55	2 30	0 12 30	0 25 0	0 50 0	5.00	10.00	20.00
1 50	625.04	2 45	0 13 45	0 27 30	0 55 0	5.00	10.00	20.00
2 0	572.96	3 0	0 15 0	0 30 0	1 0 0	5.00	10.00	20.00
2 10	528.88	3 15	0 16 15	0 32 30	1 5 0	5.00	10.00	20.00
2 20	491.11	3 30	0 17 30	0 35 0	1 10 0	5.00	10.00	20.00
2 30	458.37	3 45	0 18 45	0 37 30	1 15 0	5.00	10.00	20.00
2 40	429.72	4 0	0 20 0	0 40 0	1 20 0	5.00	10.00	20.00
2 50	404.44	4 15	0 21 15	0 42 30	1 25 0	5.00	10.00	20.00
3 0	381.97	4 30	0 22 30	0 45 0	1 30 0	5.00	10.00	20.00
3 10	361.87	4 45	0 23 45	0 47 30	1 35 0	5.00	10.00	20.00
3 20	343.77	5 0	0 25 0	0 50 0	1 40 0	5.00	10.00	20.00
3 30	327.40	5 15	0 26 15	0 52 30	1 45 0	5.00	10.00	20.00
3 40	312.52	5 30	0 27 30	0 55 0	1 50 0	5.00	10.00	20.00
3 50	298.93	5 45	0 28 45	0 57 30	1 55 0	5.00	10.00	20.00
4 0	286.48	6 0	0 30 0	1 0 0	2 0 0	5.00	10.00	20.00
4 10	275.02	6 15	0 31 15	1 2 30	2 5 0	5.00	10.00	20.00
4 20	264.44	6 30	0 32 30	1 5 0	2 10 0	5.00	10.00	20.00
4 30	254.65	6 45	0 33 45	1 7 30	2 15 0	5.00	10.00	20.00
4 40	245.55	7 0	0 35 0	1 10 0	2 20 0	5.00	10.00	20.00
4 50	237.09	7 15	0 36 15	1 12 30	2 25 0	5.00	10.00	20.00
5 0	229.18	7 30	0 37 30	1 15 0	2 30 0	5.00	10.00	20.00
5 10	221.79	7 45	0 38 45	1 17 30	2 35 0	5.00	10.00	20.00
5 20	214.86	8 0	0 40 0	1 20 0	2 40 0	5.00	10.00	19.99
5 30	208.35	8 15	0 41 15	1 22 30	2 45 0	5.00	10.00	19.99
5 40	202.22	8 30	0 42 30	1 25 0	2 50 0	5.00	10.00	19.99
5 50	196.44	8 45	0 43 45	1 27 30	2 55 0	5.00	10.00	19.99
6 0	190.99	9 0	0 45 0	1 30 0	3 0 0	5.00	10.00	19.99
6 10	185.82	9 15	0 46 15	1 32 30	3 5 0	5.00	10.00	19.99
6 20	180.93	9 30	0 47 30	1 35 0	3 10 0	5.00	10.00	19.99
6 30	176.29	9 45	0 48 45	1 37 30	3 15 0	5.00	10.00	19.99
6 40	171.89	10 0	0 50 0	1 40 0	3 20 0	5.00	10.00	19.99
6 50	167.69	10 15	0 51 15	1 42 30	3 25 0	5.00	10.00	19.99
7 0	163.70	10 30	0 52 30	1 45 0	3 30 0	5.00	10.00	19.99
7 10	159.89	10 45	0 53 45	1 47 30	3 35 0	5.00	10.00	19.99
7 20	156.26	11 0	0 55 0	1 50 0	3 40 0	5.00	10.00	19.99
7 30	152.79	11 15	0 56 15	1 52 30	3 45 0	5.00	10.00	19.99
7 40	149.47	11 30	0 57 30	1 55 0	3 50 0	5.00	10.00	19.99
7 50	146.29	11 45	0 58 45	1 57 30	3 55 0	5.00	10.00	19.99
8 0	143.24	12 0	1 0 0	2 0 0	4 0 0	5.00	10.00	19.99
8 10	140.32	12 15	1 1 15	2 2 30	4 5 0	5.00	10.00	19.98
8 20	137.51	12 30	1 2 30	2 5 0	4 10 0	5.00	10.00	19.98
8 30	134.81	12 45	1 3 45	2 7 30	4 15 0	5.00	10.00	19.98
8 40	132.22	13 0	1 5 0	2 10 0	4 20 0	5.00	10.00	19.98
8 50	129.73	13 15	1 6 15	2 12 30	4 25 0	5.00	10.00	19.98
9 0	127.32	13 30	1 7 30	2 15 0	4 30 0	5.00	10.00	19.98
9 10	125.01	13 45	1 8 45	2 17 30	4 35 0	5.00	10.00	19.98
9 20	122.78	14 0	1 10 0	2 20 0	4 40 0	5.00	10.00	19.98
9 30	120.62	14 15	1 11 15	2 22 30	4 45 0	5.00	10.00	19.98
9 40	118.54	14 30	1 12 30	2 25 0	4 50 0	5.00	10.00	19.98
9 50	116.53	14' 45"	1° 13' 45"	2° 27' 30"	4° 55' 0"	5.00	10.00	19.98
10° 0'	114.59	15' 0"						

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
10° 10'	112.71	15' 15"	1° 16' 15"	2° 32' 30"	5° 5' 0"	5.00	10.00	19.98
10 20	110.89	15 30	1 17 30	2 35 0	5 10 0	5.00	10.00	19.97
10 30	109.13	15 45	1 18 45	2 37 30	5 15 0	5.00	10.00	19.97
10 40	107.43	16 0	1 20 0	2 40 0	5 20 0	5.00	10.00	19.97
10 50	105.78	16 15	1 21 15	2 42 30	5 25 0	5.00	10.00	19.97
11 0	104.17	16 30	1 22 30	2 45 0	5 30 0	5.00	10.00	19.97
11 10	102.62	16 45	1 23 45	2 47 30	5 35 0	5.00	10.00	19.97
11 20	101.11	17 0	1 25 0	2 50 0	5 40 0	5.00	10.00	19.97
11 30	99.64	17 15	1 26 15	2 52 30	5 45 0	5.00	10.00	19.97
11 40	98.22	17 30	1 27 30	2 55 0	5 50 0	5.00	10.00	19.97
11 50	96.84	17 45	1 28 45	2 57 30	5 55 0	5.00	10.00	19.97
12 0	95.49	18 0	1 30 0	3 0 0	6 0 0	5.00	10.00	19.97
12 10	94.18	18 15	1 31 15	3 2 30	6 5 0	5.00	10.00	19.96
12 20	92.91	18 30	1 32 30	3 5 0	6 10 0	5.00	10.00	19.96
12 30	91.67	18 45	1 33 45	3 7 30	6 15 0	5.00	10.00	19.96
12 40	90.47	19 0	1 35 0	3 10 0	6 20 0	5.00	10.00	19.96
12 50	89.29	19 15	1 36 15	3 12 30	6 25 0	5.00	10.00	19.96
13 0	88.15	19 30	1 37 30	3 15 0	6 30 0	5.00	10.00	19.96
13 10	87.03	19 45	1 38 45	3 17 30	6 35 0	5.00	10.00	19.96
13 20	85.94	20 0	1 40 0	3 20 0	6 40 0	5.00	10.00	19.96
13 30	84.88	20 15	1 41 15	3 22 30	6 45 0	5.00	10.00	19.96
13 40	83.85	20 30	1 42 30	3 25 0	6 50 0	5.00	10.00	19.95
13 50	82.84	20 45	1 43 45	3 27 30	6 55 0	5.00	9.99	19.95
14 0	81.85	21 0	1 45 0	3 30 0	7 0 0	5.00	9.99	19.95
14 10	80.89	21 15	1 46 15	3 32 30	7 5 0	5.00	9.99	19.95
14 20	79.95	21 30	1 47 30	3 35 0	7 10 0	5.00	9.99	19.95
14 30	79.03	21 45	1 48 45	3 37 30	7 15 0	5.00	9.99	19.95
14 40	78.13	22 0	1 50 0	3 40 0	7 20 0	5.00	9.99	19.95
14 50	77.25	22 15	1 51 15	3 42 30	7 25 0	5.00	9.99	19.95
15 0	76.39	22 30	1 52 30	3 45 0	7 30 0	5.00	9.99	19.94
15 10	75.55	22 45	1 53 45	3 47 30	7 35 0	5.00	9.99	19.94
15 20	74.73	23 0	1 55 0	3 50 0	7 40 0	5.00	9.99	19.94
15 30	73.93	23 15	1 56 15	3 52 30	7 45 0	5.00	9.99	19.94
15 40	73.14	23 30	1 57 30	3 55 0	7 50 0	5.00	9.99	19.94
15 50	72.37	23 45	1 58 45	3 57 30	7 55 0	5.00	9.99	19.94
16 0	71.62	24 0	2 0 0	4 0 0	8 0 0	5.00	9.99	19.94
16 10	70.88	24 15	2 1 15	4 2 30	8 5 0	5.00	9.99	19.94
16 20	70.16	24 30	2 2 30	4 5 0	8 10 0	5.00	9.99	19.93
16 30	69.45	24 45	2 3 45	4 7 30	8 15 0	5.00	9.99	19.93
16 40	68.75	25 0	2 5 0	4 10 0	8 20 0	5.00	9.99	19.93
16 50	68.07	25 15	2 6 15	4 12 30	8 25 0	5.00	9.99	19.93
17 0	67.41	25 30	2 7 30	4 15 0	8 30 0	5.00	9.99	19.93
17 10	66.75	25 45	2 8 45	4 17 30	8 35 0	5.00	9.99	19.93
17 20	66.11	26 0	2 10 0	4 20 0	8 40 0	5.00	9.99	19.93
17 30	65.48	26 15	2 11 15	4 22 30	8 45 0	5.00	9.99	19.92
17 40	64.86	26 30	2 12 30	4 25 0	8 50 0	5.00	9.99	19.92
17 50	64.26	26 45	2 13 45	4 27 30	8 55 0	5.00	9.99	19.92
18 0	63.66	27 0	2 15 0	4 30 0	9 0 0	5.00	9.99	19.92
18 10	63.08	27 15	2 16 15	4 32 30	9 5 0	5.00	9.99	19.92
18 20	62.50	27 30	2 17 30	4 35 0	9 10 0	5.00	9.99	19.92
18 30	61.94	27 45	2 18 45	4 37 30	9 15 0	5.00	9.99	19.92
18 40	61.39	28 0	2 20 0	4 40 0	9 20 0	5.00	9.99	19.91
18 50	60.84	28 15	2 21 15	4 42 30	9 25 0	5.00	9.99	19.91
19 0	60.31	28 30	2 22 30	4 45 0	9 30 0	5.00	9.99	19.91
19 10	59.79	28 45	2 23 45	4 47 30	9 35 0	5.00	9.99	19.91
19 20	59.27	29 0	2 25 0	4 50 0	9 40 0	5.00	9.99	19.91
19 30	58.76	29 15	2 26 15	4 52 30	9 45 0	5.00	9.99	19.91
19 40	58.27	29 30	2 27 30	4 55 0	9 50 0	5.00	9.99	19.90
19 50	57.78	29 45	2 28 45	4 57 30	9 55 0	5.00	9.99	19.90
20° 0	57.30	30' 0"	2° 30' 0"	5° 0' 0"	10° 0' 0"	5.00	9.99	19.90

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5m	10 m	20m
20° 10'	56.82	30' 15"	2° 31' 15"	5° 2' 30"	10° 5' 0"	5.00	9.99	19.90
20 20	56.36	30 30	2 32 30	5 5 0	10 10 0	5.00	9.99	19.90
20 30	55.90	30 45	2 33 45	5 7 30	10 15 0	5.00	9.99	19.90
20 40	55.45	31 0	2 35 0	5 10 0	10 20 0	5.00	9.99	19.89
20 50	55.00	31 15	2 36 15	5 12 30	10 25 0	5.00	9.99	19.89
21 0	54.57	31 30	2 37 30	5 15 0	10 30 0	5.00	9.99	19.89
21 10	54.14	31 45	2 38 45	5 17 30	10 35 0	5.00	9.99	19.89
21 20	53.71	32 0	2 40 0	5 20 0	10 40 0	5.00	9.99	19.89
21 30	53.30	32 15	2 41 15	5 22 30	10 45 0	5.00	9.99	19.88
21 40	52.89	32 30	2 42 30	5 25 0	10 50 0	5.00	9.99	19.88
21 50	52.48	32 45	2 43 45	5 27 30	10 55 0	5.00	9.99	19.88
22 0	52.09	33 0	2 45 0	5 30 0	11 0 0	5.00	9.99	19.88
22 10	51.70	33 15	2 46 15	5 32 30	11 5 0	5.00	9.99	19.88
22 20	51.31	33 30	2 47 30	5 35 0	11 10 0	5.00	9.99	19.88
22 30	50.93	33 45	2 48 45	5 37 30	11 15 0	5.00	9.98	19.87
22 40	50.55	34 0	2 50 0	5 40 0	11 20 0	5.00	9.98	19.87
22 50	50.19	34 15	2 51 15	5 42 30	11 25 0	5.00	9.98	19.87
23 0	49.82	34 30	2 52 30	5 45 0	11 30 0	5.00	9.98	19.87
23 10	49.46	34 45	2 53 45	5 47 30	11 35 0	5.00	9.98	19.87
23 20	49.11	35 0	2 55 0	5 50 0	11 40 0	5.00	9.98	19.86
23 30	48.76	35 15	2 56 15	5 52 30	11 45 0	5.00	9.98	19.86
23 40	48.42	35 30	2 57 30	5 55 0	11 50 0	5.00	9.98	19.86
23 50	48.08	35 45	2 58 45	5 57 30	11 55 0	5.00	9.98	19.86
24 0	47.75	36 0	3 0 0	6 0 0	12 0 0	5.00	9.98	19.86
24 10	47.42	36 15	3 1 15	6 2 30	12 5 0	5.00	9.98	19.85
24 20	47.09	36 30	3 2 30	6 5 0	12 10 0	5.00	9.98	19.85
24 30	46.77	36 45	3 3 45	6 7 30	12 15 0	5.00	9.98	19.85
24 40	46.46	37 0	3 5 0	6 10 0	12 20 0	5.00	9.98	19.85
24 50	46.14	37 15	3 6 15	6 12 30	12 25 0	5.00	9.98	19.85
25 0	45.84	37 30	3 7 30	6 15 0	12 30 0	5.00	9.98	19.84
25 10	45.53	37 45	3 8 45	6 17 30	12 35 0	5.00	9.98	19.84
25 20	45.23	38 0	3 10 0	6 20 0	12 40 0	5.00	9.98	19.84
25 30	44.94	38 15	3 11 15	6 22 30	12 45 0	5.00	9.98	19.84
25 40	44.65	38 30	3 12 30	6 25 0	12 50 0	5.00	9.98	19.84
25 50	44.36	38 45	3 13 45	6 27 30	12 55 0	5.00	9.98	19.83
26 0	44.07	39 0	3 15 0	6 30 0	13 0 0	5.00	9.98	19.83
26 10	43.79	39 15	3 16 15	6 32 30	13 5 0	5.00	9.98	19.83
26 20	43.52	39 30	3 17 30	6 35 0	13 10 0	5.00	9.98	19.83
26 30	43.24	39 45	3 18 45	6 37 30	13 15 0	5.00	9.98	19.82
26 40	42.97	40 0	3 20 0	6 40 0	13 20 0	5.00	9.98	19.82
26 50	42.70	40 15	3 21 15	6 42 30	13 25 0	5.00	9.98	19.82
27 0	42.44	40 30	3 22 30	6 45 0	13 30 0	5.00	9.98	19.82
27 10	42.18	40 45	3 23 45	6 47 30	13 35 0	5.00	9.98	19.82
27 20	41.92	41 0	3 25 0	6 50 0	13 40 0	5.00	9.98	19.81
27 30	41.67	41 15	3 26 15	6 52 30	13 45 0	5.00	9.98	19.81
27 40	41.42	41 30	3 27 30	6 55 0	13 50 0	5.00	9.98	19.81
27 50	41.17	41 45	3 28 45	6 57 30	13 55 0	5.00	9.98	19.81
28 0	40.93	42 0	3 30 0	7 0 0	14 0 0	5.00	9.98	19.80
28 10	40.68	42 15	3 31 15	7 2 30	14 5 0	5.00	9.98	19.80
28 20	40.44	42 30	3 32 30	7 5 0	14 10 0	5.00	9.98	19.80
28 30	40.21	42 45	3 33 45	7 7 30	14 15 0	5.00	9.98	19.80
28 40	39.97	43 0	3 35 0	7 10 0	14 20 0	5.00	9.97	19.79
28 50	39.74	43 15	3 36 15	7 12 30	14 25 0	5.00	9.97	19.79
29 0	39.51	43 30	3 37 30	7 15 0	14 30 0	5.00	9.97	19.79
29 10	39.29	43 45	3 38 45	7 17 30	14 35 0	5.00	9.97	19.79
29 20	39.07	44 0	3 40 0	7 20 0	14 40 0	5.00	9.97	19.78
29 30	38.84	44 15	3 41 15	7 22 30	14 45 0	5.00	9.97	19.78
29 40	38.63	44 30	3 42 30	7 25 0	14 50 0	5.00	9.97	19.78
29 50	38.41	44 45	3 43 45	7 27 30	14 55 0	5.00	9.97	19.78
30° 0'	38.20	45' 0"	3° 45' 0"	7° 30' 0"	15° 0' 0"	5.00	9.97	19.77

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
30° 10'	37°29	45' 15"	3° 46' 15"	7° 32' 30"	15° 5' 00"	5.00	9.97	19.77
30 20	37.78	45 30	3 47 30	7 35 0	15 10 0	5.00	9.97	19.77
30 30	37.57	45 45	3 48 45	7 37 30	15 15 0	5.00	9.97	19.77
30 40	37.37	46 0	3 50 0	7 40 0	15 20 0	5.00	9.97	19.76
30 50	37.16	46 15	3 51 15	7 42 30	15 25 0	5.00	9.97	19.76
31 0	36.96	46 30	3 52 30	7 45 0	15 30 0	5.00	9.97	19.76
31 10	36.77	46 45	3 53 45	7 47 30	15 35 0	5.00	9.97	19.75
31 20	36.57	47 0	3 55 0	7 50 0	15 40 0	5.00	9.97	19.75
31 30	36.38	47 15	3 56 15	7 52 30	15 45 0	5.00	9.97	19.75
31 40	36.19	47 30	3 57 30	7 55 0	15 50 0	5.00	9.97	19.75
31 50	36.00	47 45	3 58 45	7 57 30	15 55 0	5.00	9.97	19.75
32 0	35.81	48 0	4 0 0	8 0 0	16 0 0	5.00	9.97	19.74
32 10	35.62	48 15	4 1 15	8 2 30	16 5 0	5.00	9.97	19.74
32 20	35.44	48 30	4 2 30	8 5 0	16 10 0	5.00	9.97	19.74
32 30	35.26	48 45	4 3 45	8 7 30	16 15 0	5.00	9.97	19.73
32 40	35.08	49 0	4 5 0	8 10 0	16 20 0	5.00	9.97	19.73
32 50	34.90	49 15	4 6 15	8 12 30	16 25 0	5.00	9.97	19.73
33 0	34.72	49 30	4 7 30	8 15 0	16 30 0	5.00	9.97	19.73
33 10	34.55	49 45	4 9 45	8 17 30	16 35 0	5.00	9.97	19.72
33 20	34.38	50 0	4 10 0	8 20 0	16 40 0	5.00	9.97	19.72
33 30	34.21	50 15	4 11 15	8 22 30	16 45 0	5.00	9.97	19.72
33 40	34.04	50 30	4 12 30	8 25 0	16 50 0	5.00	9.97	19.72
33 50	33.87	50 45	4 13 45	8 27 30	16 55 0	5.00	9.96	19.71
34 0	33.70	51 0	4 15 0	8 30 0	17 0 0	5.00	9.96	19.71
34 10	33.54	51 15	4 16 15	8 32 30	17 5 0	5.00	9.96	19.71
34 20	33.38	51 30	4 17 30	8 35 0	17 10 0	5.00	9.96	19.70
34 30	33.21	51 45	4 18 45	8 37 30	17 15 0	5.00	9.96	19.70
34 40	33.06	52 0	4 20 0	8 40 0	17 20 0	5.00	9.96	19.70
34 50	32.90	52 15	4 21 15	8 42 30	17 25 0	5.00	9.96	19.69
35 0	32.74	52 30	4 22 30	8 45 0	17 30 0	5.00	9.96	19.69
35 10	32.59	52 45	4 23 45	8 47 30	17 35 0	5.00	9.96	19.69
35 20	32.43	53 0	4 25 0	8 50 0	17 40 0	5.00	9.96	19.68
35 30	32.28	53 15	4 26 15	8 52 30	17 45 0	5.00	9.96	19.68
35 40	32.13	53 30	4 27 30	8 55 0	17 50 0	5.00	9.96	19.68
35 50	31.98	53 45	4 28 45	8 57 30	17 55 0	5.00	9.96	19.67
36 0	31.83	54 0	4 30 0	9 0 0	18 0 0	5.00	9.96	19.67
36 10	31.68	54 15	4 31 15	9 2 30	18 5 0	5.00	9.96	19.67
36 20	31.54	54 30	4 32 30	9 5 0	18 10 0	5.00	9.96	19.67
36 30	31.39	54 45	4 33 45	9 7 30	18 15 0	5.00	9.96	19.66
36 40	31.25	55 0	4 35 0	9 10 0	18 20 0	5.00	9.96	19.66
36 50	31.11	55 15	4 36 15	9 12 30	18 25 0	5.00	9.96	19.66
37 0	30.97	55 30	4 37 30	9 15 0	18 30 0	4.99	9.96	19.65
37 10	30.83	55 45	4 38 45	9 17 30	18 35 0	4.99	9.96	19.65
37 20	30.69	56 0	4 40 0	9 20 0	18 40 0	4.99	9.96	19.65
37 30	30.56	56 15	4 41 15	9 22 30	18 45 0	4.99	9.96	19.64
37 40	30.42	56 30	4 42 30	9 25 0	18 50 0	4.99	9.96	19.64
37 50	30.29	56 45	4 43 45	9 27 30	18 55 0	4.99	9.96	19.64
38 0	30.16	57 0	4 45 0	9 30 0	19 0 0	4.99	9.96	19.63
38 10	30.02	57 15	4 46 15	9 32 30	19 5 0	4.99	9.95	19.63
38 20	29.89	57 30	4 47 30	9 35 0	19 10 0	4.99	9.95	19.63
38 30	29.76	57 45	4 48 45	9 37 30	19 15 0	4.99	9.95	19.62
38 40	29.64	58 0	5 0 0	9 40 0	19 20 0	4.99	9.95	19.62
38 50	29.51	58 15	5 1 15	9 42 30	19 25 0	4.99	9.95	19.62
39 0	29.38	58 30	5 2 30	9 45 0	19 30 0	4.99	9.95	19.61
39 10	29.26	58 45	5 3 45	9 47 30	19 35 0	4.99	9.95	19.61
39 20	29.13	59 0	5 5 0	9 50 0	19 40 0	4.99	9.95	19.61
39 30	29.01	59 15	5 6 15	9 52 30	19 45 0	4.99	9.95	19.60
39 40	28.89	59 30	5 7 30	9 55 0	19 50 0	4.99	9.95	19.60
39 50	28.77	59 45	5 8 45	9 57 30	19 55 0	4.99	9.95	19.60
40 0	28.65	60 0	5° 10 0"	10° 0 0"	20° 0 0"	4.99	9.95	19.60

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
40° 10	28.53	60' 15"	5° 1' 15"	10° 2' 30"	20° 5' 0"	4.99	9.95	19.59
40 20	28.41	60 30	5 2 30	10 5 0	20 10 0	4.99	9.95	19.59
40 30	28.29	60 45	5 3 45	10 7 30	20 15 0	4.99	9.95	19.59
40 40	28.18	61 0	5 5 0	10 10 0	20 20 0	4.99	9.95	19.58
40 50	28.06	61 15	5 6 15	10 12 30	20 25 0	4.99	9.95	19.58
41 0	27.95	61 30	5 7 30	10 15 0	20 30 0	4.99	9.95	19.58
41 10	27.84	61 45	5 8 45	10 17 30	20 35 0	4.99	9.95	19.57
41 20	27.72	62 0	5 10 0	10 20 0	20 40 0	4.99	9.95	19.57
41 30	27.61	62 15	5 11 15	10 22 30	20 45 0	4.99	9.95	19.57
41 40	27.50	62 30	5 12 30	10 25 0	20 50 0	4.99	9.95	19.56
41 50	27.39	62 45	5 13 45	10 27 30	20 55 0	4.99	9.95	19.56
42 0	27.28	63 0	5 15 0	10 30 0	21 0 0	4.99	9.95	19.56
42 10	27.18	63 15	5 16 15	10 32 30	21 5 0	4.99	9.94	19.55
42 20	27.07	63 30	5 17 30	10 35 0	21 10 0	4.99	9.94	19.55
42 30	26.96	63 45	5 18 45	10 37 30	21 15 0	4.99	9.94	19.55
42 40	26.86	64 0	5 20 0	10 40 0	21 20 0	4.99	9.94	19.54
42 50	26.75	64 15	5 21 15	10 42 30	21 25 0	4.99	9.94	19.54
43 0	26.65	64 30	5 22 30	10 45 0	21 30 0	4.99	9.94	19.54
43 10	26.55	64 45	5 23 45	10 47 30	21 35 0	4.99	9.94	19.53
43 20	26.44	65 0	5 25 0	10 50 0	21 40 0	4.99	9.94	19.53
43 30	26.34	65 15	5 26 15	10 52 30	21 45 0	4.99	9.94	19.52
43 40	26.24	65 30	5 27 30	10 55 0	21 50 0	4.99	9.94	19.52
43 50	26.14	65 45	5 28 45	10 57 30	21 55 0	4.99	9.94	19.52
44 0	26.04	66 0	5 30 0	11 0 0	22 0 0	4.99	9.94	19.51
44 10	25.95	66 15	5 31 15	11 2 30	22 5 0	4.99	9.94	19.51
44 20	25.85	66 30	5 32 30	11 5 0	22 10 0	4.99	9.94	19.51
44 30	25.75	66 45	5 33 45	11 7 30	22 15 0	4.99	9.94	19.50
44 40	25.65	67 0	5 35 0	11 10 0	22 20 0	4.99	9.94	19.50
44 50	25.56	67 15	5 36 15	11 12 30	22 25 0	4.99	9.94	19.50
45 0	25.46	67 30	5 37 30	11 15 0	22 30 0	4.99	9.94	19.49
45 10	25.37	67 45	5 38 45	11 17 30	22 35 0	4.99	9.94	19.49
45 20	25.28	68 0	5 40 0	11 20 0	22 40 0	4.99	9.94	19.48
45 30	25.18	68 15	5 41 15	11 22 30	22 45 0	4.99	9.94	19.48
45 40	25.09	68 30	5 42 30	11 25 0	22 50 0	4.99	9.93	19.48
45 50	25.00	68 45	5 43 45	11 27 30	22 55 0	4.99	9.93	19.47
46 0	24.91	69 0	5 45 0	11 30 0	23 0 0	4.99	9.93	19.47
46 10	24.82	69 15	5 46 15	11 32 30	23 5 0	4.99	9.93	19.47
46 20	24.73	69 30	5 47 30	11 35 0	23 10 0	4.99	9.93	19.46
46 30	24.64	69 45	5 48 45	11 37 30	23 15 0	4.99	9.93	19.46
46 40	24.56	70 0	5 50 0	11 40 0	23 20 0	4.99	9.93	19.45
46 50	24.47	70 15	5 51 15	11 42 30	23 25 0	4.99	9.93	19.45
47 0	24.38	70 30	5 52 30	11 45 0	23 30 0	4.99	9.93	19.45
47 10	24.29	70 45	5 53 45	11 47 30	23 35 0	4.99	9.93	19.44
47 20	24.21	71 0	5 55 0	11 50 0	23 40 0	4.99	9.93	19.44
47 30	24.12	71 15	5 56 15	11 52 30	23 45 0	4.99	9.93	19.43
47 40	24.04	71 30	5 57 30	11 55 0	23 50 0	4.99	9.93	19.43
47 50	23.96	71 45	5 58 45	11 57 30	23 55 0	4.99	9.93	19.43
48 0	23.87	72 0	6 0 0	12 0 0	24 0 0	4.99	9.93	19.42
48 10	23.79	72 15	6 1 15	12 2 30	24 5 0	4.99	9.93	19.42
48 20	23.71	72 30	6 2 30	12 5 0	24 10 0	4.99	9.93	19.41
48 30	23.63	72 45	6 3 45	12 7 30	24 15 0	4.99	9.93	19.41
48 40	23.55	73 0	6 5 0	12 10 0	24 20 0	4.99	9.93	19.41
48 50	23.47	73 15	6 6 15	12 12 30	24 25 0	4.99	9.93	19.40
49 0	23.39	73 30	6 7 30	12 15 0	24 30 0	4.99	9.92	19.40
49 10	23.31	73 45	6 8 45	12 17 30	24 35 0	4.99	9.92	19.39
49 20	23.23	74 0	6 10 0	12 20 0	24 40 0	4.99	9.92	19.39
49 30	23.15	74 15	6 11 15	12 22 30	24 45 0	4.99	9.92	19.39
49 40	23.07	74 30	6 12 30	12 25 0	24 50 0	4.99	9.92	19.38
49 50	22.99	74 45	6 13 45	12 27 30	24 55 0	4.99	9.92	19.38
50° 0	22.92	75' 0"	6° 15' 0"	12° 30' 0"	25° 0' 0"	4.99	9.92	19.37

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION PARA METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
50° 10'	22.84	75' 15"	6° 16' 15"	12° 32' 30"	25° 5' 0"	4.99	9.92	19.37
50 20	22.77	75 30	6 17 30	12 35 0	25 10 0	4.99	9.92	19.36
50 30	22.69	75 45	6 18 45	12 37 30	25 15 0	4.99	9.92	19.36
50 40	22.62	76 0	6 20 0	12 40 0	25 20 0	4.99	9.92	19.36
50 50	22.54	76 15	6 21 15	12 42 30	25 25 0	4.99	9.92	19.35
51 0	22.47	76 30	6 22 30	12 45 0	25 30 0	4.99	9.92	19.35
51 10	22.40	76 45	6 23 45	12 47 30	25 35 0	4.99	9.92	19.34
51 20	22.32	77 0	6 25 0	12 50 0	25 40 0	4.99	9.92	19.34
51 30	22.25	77 15	6 26 15	12 52 30	25 45 0	4.99	9.92	19.34
51 40	22.18	77 30	6 27 30	12 55 0	25 50 0	4.99	9.92	19.33
51 50	22.11	77 45	6 28 45	12 57 30	25 55 0	4.99	9.92	19.33
52 0	22.04	78 0	6 30 0	13 0 0	26 0 0	4.99	9.92	19.32
52 10	21.97	78 15	6 31 15	13 2 30	26 5 0	4.99	9.91	19.32
52 20	21.90	78 30	6 32 30	13 5 0	26 10 0	4.99	9.91	19.31
52 30	21.83	78 45	6 33 45	13 7 30	26 15 0	4.99	9.91	19.31
52 40	21.76	79 0	6 35 0	13 10 0	26 20 0	4.99	9.91	19.31
52 50	21.69	79 15	6 36 15	13 12 30	26 25 0	4.99	9.91	19.30
53 0	21.62	79 30	6 37 30	13 15 0	26 30 0	4.99	9.91	19.30
53 10	21.55	79 45	6 38 45	13 17 30	26 35 0	4.99	9.91	19.29
53 20	21.49	80 0	6 40 0	13 20 0	26 40 0	4.99	9.91	19.29
53 30	21.42	80 15	6 41 15	13 22 30	26 45 0	4.99	9.91	19.28
53 40	21.35	80 30	6 42 30	13 25 0	26 50 0	4.99	9.91	19.28
53 50	21.29	80 45	6 43 45	13 27 30	26 55 0	4.99	9.91	19.27
54 0	21.22	81 0	6 45 0	13 30 0	27 0 0	4.99	9.91	19.27
54 10	21.16	81 15	6 46 15	13 32 30	27 5 0	4.99	9.91	19.27
54 20	21.09	81 30	6 47 30	13 35 0	27 10 0	4.99	9.91	19.26
54 30	21.03	81 45	6 48 45	13 37 30	27 15 0	4.99	9.91	19.26
54 40	20.96	82 0	6 50 0	13 40 0	27 20 0	4.99	9.91	19.25
54 50	20.90	82 15	6 51 15	13 42 30	27 25 0	4.99	9.91	19.25
55 0	20.83	82 30	6 52 30	13 45 0	27 30 0	4.99	9.91	19.24
55 10	20.77	82 45	6 53 45	13 47 30	27 35 0	4.99	9.90	19.24
55 20	20.71	83 0	6 55 0	13 50 0	27 40 0	4.99	9.90	19.23
55 30	20.65	83 15	6 56 15	13 52 30	27 45 0	4.99	9.90	19.23
55 40	20.59	83 30	6 57 30	13 55 0	27 50 0	4.99	9.90	19.22
55 50	20.52	83 45	6 58 45	13 57 30	27 55 0	4.99	9.90	19.22
56 0	20.46	84 0	7 0 0	14 0 0	28 0 0	4.99	9.90	19.22
56 10	20.40	84 15	7 1 15	14 2 30	28 5 0	4.99	9.90	19.21
56 20	20.34	84 30	7 2 30	14 5 0	28 10 0	4.99	9.90	19.21
56 30	20.28	84 45	7 3 45	14 7 30	28 15 0	4.99	9.90	19.20
56 40	20.22	85 0	7 5 0	14 10 0	28 20 0	4.99	9.90	19.20
56 50	20.16	85 15	7 6 15	14 12 30	28 25 0	4.99	9.90	19.19
57 0	20.10	85 30	7 7 30	14 15 0	28 30 0	4.99	9.90	19.19
57 10	20.05	85 45	7 8 45	14 17 30	28 35 0	4.99	9.90	19.18
57 20	19.99	86 0	7 10 0	14 20 0	28 40 0	4.99	9.90	19.18
57 30	19.93	86 15	7 11 15	14 22 30	28 45 0	4.99	9.90	19.17
57 40	19.87	86 30	7 12 30	14 25 0	28 50 0	4.99	9.90	19.17
57 50	19.81	86 45	7 13 45	14 27 30	28 55 0	4.99	9.90	19.16
58 0	19.76	87 0	7 15 0	14 30 0	29 0 0	4.99	9.89	19.16
58 10	19.70	87 15	7 16 15	14 32 30	29 5 0	4.99	9.89	19.15
58 20	19.64	87 30	7 17 30	14 35 0	29 10 0	4.99	9.89	19.15
58 30	19.59	87 45	7 18 45	14 37 30	29 15 0	4.99	9.89	19.14
58 40	19.53	88 0	7 20 0	14 40 0	29 20 0	4.99	9.89	19.14
58 50	19.48	88 15	7 21 15	14 42 30	29 25 0	4.99	9.89	19.13
59 0	19.42	88 30	7 22 30	14 45 0	29 30 0	4.99	9.89	19.13
59 10	19.37	88 45	7 23 45	14 47 30	29 35 0	4.99	9.89	19.12
59 20	19.31	89 0	7 25 0	14 50 0	29 40 0	4.99	9.89	19.12
59 30	19.26	89 15	7 26 15	14 52 30	29 45 0	4.99	9.89	19.12
59 40	19.21	89 30	7 27 30	14 55 0	29 50 0	4.99	9.89	19.11
59 50	19.15	89 45"	7 28 45"	14 57 30"	29 55 0"	4.99	9.89	19.11
60° 0	19.10	90 0"	7° 30 0"	15° 0 0"	30° 0 0"	4.99	9.89	19.10

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
0° 10	0.02	50.000	0.097	100.000	66.667	33.333	0° 3' 20.0"
0 20	0.05	50.000	0.194	100.000	66.667	33.333	0 6 40.0
0 30	0.07	50.000	0.291	99.999	66.667	33.334	0 10 0.0
0 40	0.10	50.000	0.388	99.999	66.667	33.334	0 13 20.0
0 50	0.12	50.000	0.485	99.998	66.667	33.334	0 16 40.0
1 0	0.15	49.999	0.582	99.997	66.667	33.335	0 20 0.0
1 10	0.17	49.999	0.679	99.996	66.668	33.335	0 23 20.0
1 20	0.19	49.999	0.776	99.995	66.669	33.335	0 26 40.0
1 30	0.22	49.999	0.873	99.993	66.669	33.335	0 29 60.0
1 40	0.24	49.999	0.970	99.992	66.670	33.336	0 33 20.0
1 50	0.27	49.998	1.067	99.990	66.670	33.336	0 36 40.0
2 0	0.29	49.998	1.163	99.988	66.671	33.337	0 39 60.0
2 10	0.32	49.998	1.260	99.986	66.672	33.338	0 43 20.0
2 20	0.34	49.997	1.357	99.983	66.673	33.339	0 46 40.0
2 30	0.36	49.997	1.454	99.981	66.673	33.339	0 49 60.0
2 40	0.39	49.996	1.551	99.978	66.674	33.340	0 53 19.9
2 50	0.41	49.996	1.648	99.976	66.675	33.341	0 56 39.9
3 0	0.44	49.995	1.745	99.973	66.676	33.342	0 59 59.9
3 10	0.46	49.995	1.842	99.969	66.677	33.343	1 3 19.9
3 20	0.48	49.994	1.939	99.966	66.679	33.344	1 6 39.9
3 30	0.51	49.994	2.036	99.963	66.680	33.345	1 9 59.9
3 40	0.53	49.993	2.133	99.959	66.681	33.346	1 13 19.8
3 50	0.56	49.993	2.229	99.955	66.682	33.347	1 16 39.8
4 0	0.58	49.992	2.326	99.951	66.684	33.349	1 19 59.8
4 10	0.61	49.991	2.423	99.947	66.685	33.350	1 23 19.8
4 20	0.63	49.990	2.520	99.943	66.687	33.351	1 26 39.8
4 30	0.65	49.990	2.617	99.938	66.688	33.353	1 29 59.7
4 40	0.68	49.989	2.714	99.934	66.690	33.354	1 33 19.7
4 50	0.70	49.988	2.810	99.929	66.692	33.356	1 36 39.7
5 0	0.73	49.987	2.907	99.924	66.693	33.357	1 39 59.6
5 10	0.75	49.986	3.004	99.919	66.695	33.359	1 43 19.6
5 20	0.78	49.986	3.101	99.913	66.697	33.361	1 46 39.5
5 30	0.80	49.985	3.198	99.908	66.699	33.363	1 49 59.5
5 40	0.82	49.984	3.294	99.902	66.701	33.364	1 53 19.4
5 50	0.85	49.983	3.391	99.896	66.703	33.366	1 56 39.4
6 0	0.87	49.982	3.488	99.890	66.705	33.368	1 59 59.3
6 10	0.90	49.981	3.585	99.884	66.707	33.370	2 3 19.3
6 20	0.92	49.980	3.681	99.878	66.709	33.372	2 6 39.2
6 30	0.94	49.979	3.778	99.871	66.712	33.374	2 9 59.2
6 40	0.97	49.977	3.875	99.865	66.714	33.376	2 13 19.1
6 50	0.99	49.976	3.971	99.858	66.716	33.378	2 16 39.0
7 0	1.02	49.975	4.068	99.851	66.719	33.381	2 19 58.9
7 10	1.04	49.974	4.165	99.844	66.721	33.383	2 23 18.9
7 20	1.07	49.973	4.261	99.836	66.724	33.385	2 26 38.8
7 30	1.09	49.971	4.358	99.829	66.727	33.388	2 29 58.7
7 40	1.11	49.970	4.455	99.821	66.729	33.390	2 33 18.6
7 50	1.14	49.969	4.551	99.813	66.732	33.393	2 36 38.5
8 0	1.16	49.968	4.648	99.805	66.735	33.395	2 39 58.4
8 10	1.19	49.966	4.744	99.797	66.738	33.398	2 43 18.3
8 20	1.21	49.965	4.841	99.789	66.741	33.401	2 46 38.2
8 30	1.24	49.963	4.937	99.780	66.744	33.403	2 49 58.1
8 40	1.26	49.962	5.034	99.771	66.747	33.406	2 53 18.0
8 50	1.28	49.960	5.130	99.763	66.750	33.409	2 56 37.9
9 0	1.31	49.959	5.227	99.754	66.753	33.412	2 59 57.7
9 10	1.33	49.957	5.323	99.744	66.756	33.415	3 3 17.6
9 20	1.36	49.956	5.420	99.735	66.760	33.418	3 6 37.5
9 30	1.38	49.954	5.516	99.725	66.763	33.421	3 9 57.3
9 40	1.40	49.953	5.612	99.716	66.766	33.424	3 13 17.2
9 50	1.43	49.951	5.709	99.706	66.770	33.427	3 16 37.1
10° 0'	1.45	49.949	5.805	99.696	66.773	33.430	3° 19' 56.9"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
10° 10'	1.48	49.948	5.961	99.686	66.777	33.434	3° 23' 16.8"
10 20	1.50	49.946	5.998	99.675	66.781	33.437	3 26 36.6
10 30	1.53	49.944	6.094	99.665	66.784	33.440	3 29 56.4
10 40	1.55	49.942	6.190	99.654	66.788	33.444	3 33 16.2
10 50	1.57	49.940	6.287	99.643	66.792	33.447	3 36 36.1
11 0	1.60	49.939	6.383	99.632	66.796	33.451	3 39 55.9
11 10	1.62	49.937	6.479	99.621	66.800	33.454	3 43 15.7
11 20	1.65	49.935	6.575	99.609	66.804	33.458	3 46 35.5
11 30	1.67	49.933	6.671	99.598	66.808	33.462	3 49 55.3
11 40	1.69	49.931	6.767	99.586	66.812	33.465	3 53 15.1
11 50	1.72	49.929	6.863	99.574	66.816	33.469	3 56 34.9
12 0	1.74	49.927	6.959	99.562	66.821	33.473	3 59 54.6
12 10	1.77	49.925	7.056	99.550	66.825	33.477	4 3 14.4
12 20	1.79	49.923	7.152	99.538	66.829	33.481	4 6 34.2
12 30	1.81	49.921	7.248	99.525	66.834	33.485	4 9 53.9
12 40	1.84	49.919	7.343	99.512	66.838	33.489	4 13 13.7
12 50	1.86	49.916	7.439	99.499	66.843	33.493	4 16 33.4
13 0	1.89	49.914	7.535	99.486	66.847	33.498	4 19 53.2
13 10	1.91	49.912	7.631	99.473	66.852	33.502	4 23 12.9
13 20	1.94	49.910	7.727	99.460	66.857	33.506	4 26 32.7
13 30	1.96	49.908	7.823	99.446	66.862	33.511	4 29 52.4
13 40	1.98	49.905	7.919	99.433	66.867	33.515	4 33 12.1
13 50	2.01	49.903	8.014	99.419	66.871	33.519	4 36 31.8
14 0	2.03	49.901	8.110	99.405	66.876	33.524	4 39 51.5
14 10	2.06	49.898	8.206	99.390	66.881	33.529	4 43 11.2
14 20	2.08	49.896	8.302	99.376	66.887	33.533	4 46 30.9
14 30	2.10	49.893	8.397	99.361	66.892	33.538	4 49 50.5
14 40	2.13	49.891	8.493	99.347	66.897	33.543	4 53 10.2
14 50	2.15	49.888	8.588	99.332	66.902	33.548	4 56 29.9
15 0	2.18	49.886	8.684	99.317	66.908	33.552	4 59 49.5
15 10	2.20	49.883	8.780	99.302	66.913	33.557	5 3 9.2
15 20	2.22	49.881	8.875	99.286	66.919	33.562	5 6 28.8
15 30	2.25	49.878	8.971	99.271	66.924	33.567	5 9 48.4
15 40	2.27	49.876	9.066	99.255	66.930	33.572	5 13 8.1
15 50	2.30	49.873	9.161	99.239	66.935	33.578	5 16 27.7
16 0	2.32	49.870	9.257	99.223	66.941	33.583	5 19 47.3
16 10	2.34	49.868	9.352	99.207	66.947	33.588	5 23 6.9
16 20	2.37	49.865	9.447	99.190	66.953	33.593	5 26 26.5
16 30	2.39	49.862	9.543	99.174	66.959	33.599	5 29 46.1
16 40	2.42	49.859	9.638	99.157	66.965	33.604	5 33 5.6
16 50	2.44	49.856	9.733	99.140	66.971	33.610	5 36 25.2
17 0	2.46	49.854	9.828	99.123	66.977	33.615	5 39 44.8
17 10	2.49	49.851	9.923	99.106	66.983	33.621	5 43 4.3
17 20	2.51	49.848	10.018	99.089	66.989	33.627	5 46 23.8
17 30	2.54	49.845	10.113	99.071	66.995	33.632	5 49 43.4
17 40	2.56	49.842	10.208	99.053	67.002	33.638	5 53 2.9
17 50	2.58	49.839	10.303	99.036	67.008	33.644	5 56 22.4
18 0	2.61	49.836	10.398	99.018	67.015	33.650	5 59 41.9
18 10	2.63	49.833	10.493	98.999	67.021	33.656	6 3 1.4
18 20	2.66	49.830	10.588	98.981	67.028	33.662	6 6 20.9
18 30	2.68	49.827	10.683	98.962	67.034	33.668	6 9 40.3
18 40	2.70	49.824	10.778	98.944	67.041	33.674	6 12 59.8
18 50	2.73	49.820	10.873	98.925	67.048	33.680	6 16 19.2
19 0	2.75	49.817	10.967	98.906	67.055	33.686	6 19 38.7
19 10	2.78	49.814	11.062	98.887	67.062	33.693	6 22 58.1
19 20	2.80	49.811	11.157	98.867	67.069	33.699	6 26 17.6
19 30	2.82	49.808	11.251	98.848	67.076	33.705	6 29 37.0
19 40	2.85	49.804	11.346	98.828	67.083	33.712	6 32 56.4
19 50	2.87	49.801	11.440	98.808	67.090	33.718	6 36 15.8
20° 0'	2.90	49.798	11.535	98.788	67.097	33.725	6° 39' 35.2"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
20° 10'	2.92	49.794	11.629	98.768	67.105	33.732	6° 42' 54.5"
20 20	2.94	49.791	11.723	98.748	67.112	33.738	6 46 13.9
20 30	2.97	49.787	11.818	98.727	67.119	33.745	6 49 33.3
20 40	2.99	49.784	11.912	98.707	67.127	33.752	6 52 52.6
20 50	3.02	49.780	12.006	98.686	67.134	33.759	6 56 11.9
21 0	3.04	49.777	12.101	98.665	67.142	33.766	6 59 31.3
21 10	3.06	49.773	12.195	98.644	67.150	33.773	7 2 50.5
21 20	3.09	49.770	12.289	98.623	67.157	33.780	7 6 9.8
21 30	3.11	49.766	12.383	98.601	67.165	33.787	7 9 29.1
21 40	3.14	49.763	12.477	98.579	67.173	33.794	7 12 48.4
21 50	3.16	49.759	12.571	98.558	67.181	33.801	7 16 7.7
22 0	3.18	49.755	12.665	98.536	67.189	33.809	7 19 26.9
22 10	3.21	49.752	12.759	98.514	67.197	33.816	7 22 46.1
22 20	3.23	49.748	12.853	98.491	67.205	33.823	7 26 5.4
22 30	3.25	49.744	12.946	98.469	67.213	33.831	7 29 24.6
22 40	3.28	49.740	13.040	98.446	67.222	33.838	7 32 43.8
22 50	3.30	49.736	13.134	98.424	67.230	33.846	7 36 3.0
23 0	3.33	49.733	13.228	98.401	67.238	33.853	7 39 22.2
23 10	3.35	49.729	13.321	98.377	67.247	33.861	7 42 41.4
23 20	3.37	49.725	13.415	98.354	67.255	33.869	7 46 0.5
23 30	3.40	49.721	13.508	98.331	67.264	33.877	7 49 19.6
23 40	3.42	49.717	13.602	98.307	67.272	33.885	7 52 38.8
23 50	3.45	49.713	13.695	98.284	67.281	33.893	7 55 57.9
24 0	3.47	49.709	13.789	98.260	67.290	33.901	7 59 17.0
24 10	3.49	49.705	13.882	98.236	67.299	33.909	8 2 36.1
24 20	3.52	49.701	13.975	98.211	67.308	33.917	8 5 55.2
24 30	3.54	49.697	14.068	98.187	67.317	33.925	8 9 14.3
24 40	3.56	49.693	14.162	98.162	67.326	33.933	8 12 33.3
24 50	3.59	49.689	14.255	98.138	67.335	33.941	8 15 52.4
25 0	3.61	49.684	14.348	98.113	67.344	33.950	8 19 11.4
25 10	3.64	49.680	14.441	98.088	67.353	33.958	8 22 30.4
25 20	3.66	49.676	14.534	98.063	67.363	33.967	8 25 49.4
25 30	3.68	49.672	14.627	98.037	67.372	33.975	8 29 8.4
25 40	3.71	49.667	14.720	98.012	67.381	33.984	8 32 27.4
25 50	3.73	49.663	14.812	97.986	67.391	33.992	8 35 46.4
26 0	3.75	49.659	14.905	97.960	67.400	34.001	8 39 5.3
26 10	3.78	49.654	14.998	97.934	67.410	34.010	8 42 24.2
26 20	3.80	49.650	15.091	97.908	67.420	34.019	8 45 43.2
26 30	3.82	49.646	15.183	97.882	67.429	34.028	8 49 2.1
26 40	3.85	49.641	15.276	97.856	67.439	34.037	8 52 21.0
26 50	3.87	49.637	15.368	97.829	67.449	34.046	8 55 39.9
27 0	3.90	49.632	15.461	97.802	67.459	34.055	8 58 58.7
27 10	3.92	49.628	15.553	97.775	67.469	34.064	9 2 17.6
27 20	3.94	49.623	15.645	97.748	67.479	34.073	9 5 36.4
27 30	3.97	49.618	15.738	97.721	67.489	34.082	9 8 55.3
27 40	3.99	49.614	15.830	97.693	67.500	34.092	9 12 14.0
27 50	4.01	49.609	15.922	97.666	67.510	34.101	9 15 32.9
28 0	4.04	49.605	16.014	97.638	67.520	34.111	9 18 51.6
28 10	4.06	49.600	16.106	97.610	67.531	34.120	9 22 10.4
28 20	4.09	49.595	16.198	97.582	67.541	34.130	9 25 29.1
28 30	4.11	49.590	16.290	97.554	67.552	34.139	9 28 47.9
28 40	4.13	49.586	16.382	97.526	67.563	34.149	9 32 6.6
28 50	4.16	49.581	16.474	97.497	67.573	34.159	9 35 25.3
29 0	4.18	49.576	16.565	97.469	67.584	34.169	9 38 44.0
29 10	4.20	49.571	16.657	97.440	67.595	34.178	9 42 2.6
29 20	4.23	49.566	16.749	97.411	67.606	34.188	9 45 21.3
29 30	4.25	49.561	16.840	97.382	67.617	34.198	9 48 40.0
29 40	4.27	49.556	16.932	97.352	67.628	34.209	9 51 58.6
29 50	4.30	49.552	17.023	97.323	67.639	34.219	9 55 17.2
30° 0'	4.32	49.547	17.114	97.293	67.650	34.229	9° 58' 35.8"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
30° 10'	4.34	49.542	17.206	97.263	67.661	34.239	10° 1' 54.4"
30 20	4.37	49.536	17.297	97.234	67.673	34.249	10 5 13.0
30 30	4.39	49.531	17.388	97.203	67.684	34.260	10 8 31.5
30 40	4.41	49.526	17.479	97.173	67.696	34.270	10 11 50.0
30 50	4.44	49.521	17.570	97.143	67.707	34.281	10 15 8.6
31 0	4.46	49.516	17.661	97.112	67.719	34.292	10 18 27.1
31 10	4.49	49.511	17.752	97.082	67.730	34.302	10 21 45.5
31 20	4.51	49.506	17.843	97.051	67.742	34.313	10 25 4.0
31 30	4.53	49.500	17.934	97.020	67.754	34.324	10 28 22.5
31 40	4.56	49.495	18.025	96.989	67.766	34.334	10 31 40.9
31 50	4.58	49.490	18.116	96.957	67.778	34.345	10 34 59.3
32 0	4.60	49.485	18.206	96.926	67.790	34.356	10 38 17.7
32 10	4.63	49.479	18.297	96.894	67.802	34.367	10 41 36.1
32 20	4.65	49.474	18.387	96.862	67.814	34.379	10 44 54.5
32 30	4.67	49.469	18.478	96.830	67.826	34.390	10 48 12.8
32 40	4.70	49.463	18.568	96.798	67.839	34.401	10 51 31.1
32 50	4.72	49.458	18.658	96.766	67.851	34.412	10 54 49.5
33 0	4.74	49.452	18.749	96.734	67.864	34.424	10 58 7.8
33 10	4.77	49.447	18.839	96.701	67.876	34.435	11 1 26.0
33 20	4.79	49.441	18.929	96.668	67.889	34.447	11 4 44.3
33 30	4.81	49.436	19.019	96.636	67.901	34.458	11 8 2.6
33 40	4.84	49.430	19.109	96.603	67.914	34.470	11 11 20.8
33 50	4.86	49.424	19.199	96.569	67.927	34.481	11 14 39.0
34 0	4.88	49.419	19.288	96.536	67.940	34.493	11 17 57.2
34 10	4.91	49.413	19.378	96.503	67.953	34.505	11 21 15.3
34 20	4.93	49.408	19.468	96.469	67.966	34.517	11 24 33.5
34 30	4.95	49.402	19.557	96.435	67.979	34.529	11 27 51.6
34 40	4.98	49.396	19.647	96.401	67.992	34.541	11 31 9.8
34 50	5.00	49.390	19.736	96.367	68.005	34.553	11 34 27.9
35 0	5.02	49.385	19.826	96.333	68.019	34.565	11 37 46.0
35 10	5.05	49.379	19.915	96.298	68.032	34.577	11 41 4.0
35 20	5.07	49.373	20.004	96.264	68.046	34.590	11 44 22.0
35 30	5.09	49.367	20.094	96.229	68.059	34.602	11 47 40.1
35 40	5.12	49.361	20.183	96.194	68.073	34.615	11 50 58.1
35 50	5.14	49.355	20.272	96.159	68.086	34.627	11 54 16.0
36 0	5.16	49.349	20.361	96.124	68.100	34.640	11 57 34.0
36 10	5.19	49.343	20.450	96.089	68.114	34.652	12 0 52.0
36 20	5.21	49.337	20.538	96.054	68.128	34.665	12 4 9.9
36 30	5.23	49.331	20.627	96.018	68.142	34.678	12 7 27.8
36 40	5.26	49.325	20.716	95.982	68.156	34.691	12 10 45.7
36 50	5.28	49.319	20.805	95.946	68.170	34.704	12 14 3.6
37 0	5.30	49.313	20.893	95.910	68.184	34.717	12 17 21.4
37 10	5.33	49.307	20.981	95.874	68.199	34.730	12 20 39.2
37 20	5.35	49.301	21.070	95.838	68.213	34.743	12 23 57.1
37 30	5.37	49.295	21.158	95.801	68.227	34.756	12 27 14.9
37 40	5.39	49.288	21.246	95.765	68.242	34.769	12 30 32.6
37 50	5.42	49.282	21.335	95.728	68.257	34.783	12 33 50.4
38 0	5.44	49.276	21.423	95.691	68.271	34.796	12 37 8.1
38 10	5.46	49.270	21.511	95.654	68.286	34.810	12 40 25.8
38 20	5.49	49.263	21.599	95.617	68.301	34.823	12 43 43.5
38 30	5.51	49.257	21.686	95.579	68.316	34.837	12 47 1.2
38 40	5.53	49.251	21.774	95.542	68.331	34.850	12 50 18.8
38 50	5.56	49.244	21.862	95.504	68.346	34.864	12 53 36.4
39 0	5.58	49.238	21.949	95.466	68.361	34.878	12 56 54.0
39 10	5.60	49.231	22.037	95.428	68.376	34.892	13 0 11.6
39 20	5.63	49.225	22.124	95.390	68.391	34.906	13 3 29.2
39 30	5.65	49.218	22.212	95.352	68.407	34.920	13 6 46.7
39 40	5.67	49.212	22.299	95.313	68.422	34.934	13 10 4.2
39 50	5.69	49.205	22.386	95.275	68.438	34.948	13 13 21.7

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
41° 00'	5.74	49.192	22.561	95.197	68.469	34.977	13° 19' 56.6"
41 20	5.76	49.185	22.648	95.158	68.485	34.991	13 23 14.1
41 30	5.79	49.179	22.734	95.119	68.501	35.006	13 26 31.5
41 40	5.81	49.172	22.821	95.080	68.517	35.020	13 29 48.9
41 50	5.83	49.165	22.908	95.041	68.533	35.035	13 33 6.2
42 00	5.86	49.159	22.995	95.001	68.549	35.050	13 36 23.6
42 10	5.88	49.152	23.081	94.961	68.565	35.064	13 39 40.9
42 20	5.90	49.145	23.168	94.921	68.581	35.079	13 42 58.2
42 30	5.92	49.138	23.254	94.881	68.597	35.094	13 46 15.5
42 40	5.95	49.132	23.340	94.841	68.614	35.109	13 49 32.7
42 50	5.97	49.125	23.427	94.801	68.630	35.124	13 52 50.0
43 00	5.99	49.118	23.513	94.760	68.647	35.139	13 56 7.2
43 10	6.02	49.111	23.599	94.720	68.663	35.154	13 59 24.3
43 20	6.04	49.104	23.685	94.679	68.680	35.170	14 2 41.5
43 30	6.06	49.097	23.771	94.638	68.697	35.185	14 5 58.7
43 40	6.08	49.090	23.857	94.597	68.714	35.201	14 9 15.8
43 50	6.11	49.083	23.942	94.556	68.731	35.216	14 12 32.9
44 00	6.13	49.076	24.028	94.514	68.748	35.232	14 15 49.9
44 10	6.15	49.069	24.114	94.473	68.765	35.247	14 19 7.0
44 20	6.18	49.062	24.199	94.431	68.782	35.263	14 22 24.0
44 30	6.20	49.055	24.284	94.390	68.799	35.279	14 25 41.0
44 40	6.22	49.048	24.370	94.348	68.817	35.295	14 28 58.0
44 50	6.24	49.040	24.455	94.306	68.834	35.311	14 32 14.9
45 00	6.27	49.033	24.540	94.264	68.852	35.327	14 35 31.8
45 10	6.29	49.026	24.625	94.221	68.869	35.343	14 38 48.7
45 20	6.31	49.019	24.710	94.179	68.887	35.359	14 42 5.6
45 30	6.33	49.011	24.795	94.136	68.905	35.375	14 45 22.5
45 40	6.36	49.004	24.880	94.094	68.923	35.392	14 48 39.3
45 50	6.38	48.997	24.964	94.051	68.941	35.408	14 51 56.1
46 00	6.40	48.990	25.049	94.008	68.959	35.425	14 55 12.8
46 10	6.43	48.982	25.134	93.964	68.977	35.441	14 58 29.6
46 20	6.45	48.975	25.219	93.921	68.995	35.458	15 1 46.3
46 30	6.47	48.967	25.302	93.878	69.013	35.475	15 5 3.0
46 40	6.49	48.960	25.387	93.834	69.032	35.491	15 8 19.7
46 50	6.52	48.952	25.471	93.790	69.050	35.508	15 11 36.4
47 00	6.54	48.945	25.555	93.747	69.069	35.525	15 14 53.0
47 10	6.56	48.937	25.639	93.703	69.087	35.542	15 18 9.6
47 20	6.58	48.930	25.723	93.659	69.106	35.560	15 21 26.1
47 30	6.61	48.922	25.807	93.614	69.125	35.577	15 24 42.7
47 40	6.63	48.915	25.890	93.570	69.144	35.594	15 27 59.2
47 50	6.65	48.907	25.974	93.525	69.163	35.611	15 31 15.7
48 00	6.67	48.899	26.057	93.481	69.182	35.629	15 34 32.2
48 10	6.70	48.892	26.141	93.436	69.201	35.646	15 37 48.7
48 20	6.72	48.884	26.224	93.391	69.220	35.664	15 41 5.1
48 30	6.74	48.876	26.307	93.346	69.240	35.682	15 44 21.5
48 40	6.76	48.869	26.391	93.301	69.259	35.700	15 47 37.8
48 50	6.79	48.861	26.474	93.255	69.278	35.717	15 50 54.2
49 00	6.81	48.853	26.557	93.210	69.298	35.735	15 54 10.5
49 10	6.83	48.845	26.639	93.164	69.318	35.753	15 57 26.8
49 20	6.85	48.837	26.722	93.118	69.338	35.771	16 0 43.0
49 30	6.88	48.830	26.805	93.072	69.357	35.790	16 3 59.2
49 40	6.90	48.822	26.888	93.026	69.377	35.808	16 7 15.4
49 50	6.92	48.814	26.970	92.980	69.397	35.826	16 10 31.6
50 00	6.94	48.806	27.052	92.934	69.418	35.845	16 13 47.8
50 10	6.97	48.798	27.135	92.887	69.438	35.863	16 17 3.9
50 20	6.99	48.790	27.217	92.841	69.458	35.882	16 20 20.0
50 30	7.01	48.782	27.299	92.794	69.479	35.901	16 23 36.0
50 40	7.03	48.774	27.381	92.747	69.499	35.919	16 26 52.1
50 50	7.06	48.766	27.463	92.700	69.520	35.938	16 30 8.1
51° 00'	7.08	48.758	27.545	92.653	69.540	35.957	16° 33' 24.1"

P \ J	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	—	1	4	9	16	25	36	49	64	81	100
1	2	—	4	10	18	28	40	54	70	88	108
2	8	5	—	7	16	27	40	55	72	91	112
3	18	14	8	—	10	22	36	52	70	90	112
4	32	27	20	11	—	13	28	45	64	85	108
5	50	44	36	26	14	—	16	34	54	76	100
6	72	65	56	45	32	17	—	19	40	63	88
7	98	90	80	68	54	38	20	—	22	46	72
8	128	119	108	95	80	63	44	23	—	25	52
9	162	152	140	126	110	92	72	50	26	—	28
10	200	189	176	161	144	125	104	81	56	29	—

TABLA 7-D. VALORES DEL COEFICIENTE $[3P \mid J\text{-}P \mid \pm (J\text{-}P)^3]$ PARA OBTENER LOS ANGULOS ϕ'_{AD} Y ϕ'_{AT}, QUE FORMAN UNA CUERDA DE LA ESPIRAL CON LA TANGENTE A UN PUNTO "P"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
50° 10'	7.10	48.749	27.627	92.606	69.561	35.976	16° 36' 40.0"
50 20	7.12	48.741	27.708	92.558	69.582	35.995	16 39 56.0
50 30	7.14	48.733	27.790	92.511	69.603	36.014	16 43 11.8
50 40	7.17	48.725	27.871	92.463	69.624	36.034	16 46 27.7
50 50	7.19	48.717	27.953	92.415	69.645	36.053	16 49 43.6
51 0	7.21	48.709	28.034	92.368	69.666	36.073	16 52 59.4
51 10	7.23	48.700	28.115	92.319	69.688	36.092	16 56 15.2
51 20	7.26	48.692	28.196	92.271	69.709	36.112	16 59 30.9
51 30	7.28	48.684	28.277	92.223	69.731	36.132	17 2 46.6
51 40	7.30	48.675	28.358	92.175	69.752	36.151	17 6 2.3
51 50	7.32	48.667	28.438	92.126	69.774	36.171	17 9 18.0
52 0	7.34	48.659	28.519	92.077	69.796	36.191	17 12 33.6
52 10	7.37	48.650	28.600	92.028	69.818	36.211	17 15 49.2
52 20	7.39	48.642	28.680	91.979	69.840	36.231	17 19 4.8
52 30	7.41	48.633	28.760	91.930	69.862	36.252	17 22 20.3
52 40	7.43	48.625	28.841	91.881	69.884	36.272	17 25 35.8
52 50	7.46	48.616	28.921	91.832	69.906	36.292	17 28 51.3
53 0	7.48	48.608	29.001	91.782	69.929	36.313	17 32 6.8
53 10	7.50	48.599	29.081	91.733	69.951	36.334	17 35 22.2
53 20	7.52	48.591	29.161	91.683	69.974	36.354	17 38 37.6
53 30	7.54	48.582	29.240	91.633	69.996	36.375	17 41 53.0
53 40	7.57	48.573	29.320	91.583	70.019	36.396	17 45 8.3
53 50	7.59	48.565	29.400	91.533	70.042	36.417	17 48 23.6
54 0	7.61	48.556	29.479	91.483	70.065	36.438	17 51 38.9
54 10	7.63	48.547	29.558	91.432	70.088	36.459	17 54 54.1
54 20	7.65	48.539	29.638	91.382	70.111	36.480	17 58 9.3
54 30	7.68	48.530	29.717	91.331	70.134	36.502	18 1 24.5
54 40	7.70	48.521	29.796	91.280	70.158	36.523	18 4 39.7
54 50	7.72	48.512	29.875	91.229	70.181	36.545	18 7 54.8
55 0	7.74	48.504	29.953	91.178	70.205	36.566	18 11 9.9
55 10	7.76	48.495	30.032	91.127	70.229	36.588	18 14 24.8
55 20	7.79	48.486	30.111	91.076	70.252	36.610	18 17 39.9
55 30	7.81	48.477	30.189	91.025	70.276	36.632	18 20 54.9
55 40	7.83	48.468	30.268	90.973	70.300	36.654	18 24 9.8
55 50	7.85	48.459	30.346	90.921	70.324	36.676	18 27 24.8
56 0	7.87	48.450	30.424	90.870	70.349	36.698	18 30 39.7
56 10	7.89	48.441	30.502	90.818	70.373	36.720	18 33 54.5
56 20	7.92	48.432	30.580	90.766	70.397	36.743	18 37 9.4
56 30	7.94	48.423	30.658	90.714	70.422	36.765	18 40 24.1
56 40	7.96	48.414	30.736	90.661	70.446	36.788	18 43 38.9
56 50	7.98	48.405	30.813	90.609	70.471	36.810	18 46 53.5
57 0	8.00	48.396	30.891	90.556	70.496	36.833	18 50 8.3
57 10	8.03	48.387	30.968	90.504	70.521	36.856	18 53 22.9
57 20	8.05	48.378	31.046	90.451	70.546	36.879	18 56 37.6
57 30	8.07	48.368	31.123	90.398	70.571	36.902	18 59 52.1
57 40	8.09	48.359	31.200	90.345	70.596	36.925	19 3 6.7
57 50	8.11	48.350	31.277	90.292	70.621	36.948	19 6 21.2
58 0	8.13	48.341	31.354	90.239	70.647	36.972	19 9 35.7
58 10	8.16	48.331	31.430	90.185	70.672	36.995	19 12 50.1
58 20	8.18	48.322	31.507	90.132	70.698	37.019	19 16 4.5
58 30	8.20	48.313	31.584	90.078	70.724	37.042	19 19 19.0
58 40	8.22	48.304	31.660	90.025	70.750	37.066	19 22 33.3
58 50	8.24	48.294	31.736	89.971	70.776	37.090	19 25 47.6
59 0	8.26	48.285	31.813	89.917	70.802	37.114	19 29 1.9
59 10	8.29	48.275	31.889	89.863	70.828	37.138	19 32 16.2
59 20	8.31	48.266	31.965	89.809	70.854	37.162	19 35 30.4
59 30	8.33	48.256	32.041	89.754	70.881	37.186	19 38 44.5
59 40	8.35	48.247	32.117	89.700	70.907	37.211	19 41 58.7
59 50	8.37	48.237	32.192	89.645	70.934	37.235	19 45 12.7
60° 0'	8.39	48.228	32.268	89.591	70.961	37.260	19° 48' 26.8"

TABLA 7-E. VALORES DE LA CORRECCION (Z) DEL ANGULO DE DEFLEXION θe

GRADOS \ MINUTOS	00′	10′	20′	30′	40′	50′
16°	0′ 12.72″	0′ 13.12″	0′ 13.53″	0′ 13.95″	0′ 14.38″	0′ 14.82″
17	0 15.26	0 15.72	0 16.18	0 16.65	0 17.13	0 17.62
18	0 18.12	0 18.63	0 19.15	0 19.68	0 20.22	0 20.76
19	0 21.32	0 21.89	0 22.46	0 23.05	0 23.65	0 24.26
20	0 24.87	0 25.50	0 26.14	0 26.79	0 27.45	0 28.12
21	0 28.80	0 29.50	0 30.20	0 30.91	0 31.64	0 32.38
22	0 33.13	0 33.89	0 34.66	0 35.44	0 36.24	0 37.05
23	0 37.87	0 38.70	0 39.54	0 40.40	0 41.26	0 42.14
24	0 43.04	0 43.94	0 44.86	0 45.79	0 46.74	0 47.69
25	0 48.66	0 49.64	0 50.64	0 51.65	0 52.67	0 53.71
26	0 54.76	0 55.82	0 56.90	0 57.99	0 59.10	1 0.21
27	1 1.35	1 2.49	1 3.66	1 4.83	1 6.02	1 7.23
28	1 8.45	1 9.68	1 10.93	1 12.19	1 13.47	1 14.77
29	1 16.08	1 17.40	1 18.74	1 20.10	1 21.47	1 22.86
30	1 24.26	1 25.68	1 27.11	1 28.56	1 30.03	1 31.51
31	1 33.01	1 34.53	1 36.06	1 37.61	1 39.17	1 40.75
32	1 42.35	1 43.97	1 45.60	1 47.25	1 48.92	1 50.60
33	1 52.30	1 54.02	1 55.76	1 57.52	1 59.29	2 1.08
34	2 2.89	2 4.71	2 6.56	2 8.42	2 10.30	2 12.20
35	2 14.12	2 16.06	2 18.01	2 19.99	2 21.98	2 23.99
36	2 26.02	2 28.07	2 30.14	2 32.23	2 34.34	2 36.47
37	2 38.62	2 40.79	2 42.97	2 45.18	2 47.41	2 49.66
38	2 51.93	2 54.21	2 56.52	2 58.85	3 1.20	3 3.57
39	3 5.96	3 8.38	3 10.81	3 13.26	3 15.74	3 18.24
40	3 20.76	3 23.29	3 25.86	3 28.44	3 31.04	3 33.67
41	3 36.32	3 38.99	3 41.68	3 44.40	3 47.14	3 49.90
42	3 52.68	3 55.48	3 58.31	4 1.16	4 4.04	4 6.93
43	4 9.85	4 12.80	4 15.76	4 18.75	4 21.77	4 24.80
44	4 27.86	4 30.95	4 34.06	4 37.19	4 40.34	4 43.53
45	4 46.73	4 49.96	4 53.21	4 56.49	4 59.80	5 3.13
46	5 6.48	5 9.86	5 13.26	5 16.69	5 20.14	5 23.62
47	5 27.13	5 30.66	5 34.21	5 37.79	5 41.40	5 45.04
48	5 48.70	5 52.38	5 56.09	5 59.83	6 3.60	6 7.39
49	6 11.21	6 15.05	6 18.93	6 22.83	6 26.75	6 30.71
50	6 34.69	6 38.70	6 42.73	6 46.80	6 50.89	6 55.01
51	6 59.15	7 3.33	7 7.53	7 11.76	7 16.02	7 20.31
52	7 24.63	7 28.97	7 33.35	7 37.75	7 42.18	7 46.65
53	7 51.14	7 55.66	8 0.21	8 4.78	8 9.39	8 14.03
54	8 18.70	8 23.40	8 28.12	8 32.88	8 37.67	8 42.49
55	8 47.34	8 52.22	8 57.13	9 2.07	9 7.04	9 12.04
56	9 17.08	9 22.14	9 27.24	9 32.36	9 37.52	9 42.71
57	9 47.94	9 53.19	9 58.48	10 3.80	10 9.15	10 14.53
58	10 19.94	10 25.39	10 30.87	10 36.38	10 41.93	10 47.51
59	10 53.12	10 58.76	11 4.44	11 10.15	11 15.89	11 21.67
60	11 27.48					

CAPITULO VIII

ALINEAMIENTO VERTICAL

8.1 DEFINICION

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. Al eje de la subcorona en alineamiento vertical se le llama línea subrasante.

8.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

El alineamiento vertical se compone de tangentes y curvas.

8.2.1 Tangentes

Las tangentes se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de una tangente es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente, se representa como T_v. La pendiente de la tangente es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

Al punto de intersección de dos tangentes consecutivas se le denomina *PIV*, y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa por la letra *A*.

A) Pendiente gobernadora. Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para dominar un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora para cada caso, será aquella que al conjugar esos conceptos, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

B) Pendiente máxima. Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto. Queda determinada por el volumen y la composición del tránsito previsto y la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleará, cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos locales tales como cantiles, fallas y zonas inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

La AASHO recomienda que para caminos principales las pendientes máximas no excedan a las dadas en la tabla 8-A. Para caminos secundarios, con escaso volumen de tránsito, las pendientes dadas en la tabla pueden incrementarse hasta en dos por ciento.

TIPO DE TERRENO	PORCIENTO EN PENDIENTE MAXIMA PARA DIVERSAS VELOCIDADES DE PROYECTO, EN Km/h.						
	50	60	70	80	90	100	110
Plano.....	6	5	4	4	3	3	3
Lomerío.....	7	6	5	5	4	4	4
Montañoso.....	9	8	7	7	6	5	5

TABLA 8-A. RELACION ENTRE PENDIENTE MAXIMA Y VELOCIDAD DE PROYECTO (CAMINOS PRINCIPALES)

C) Pendiente mínima. La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula; en los cortes se recomienda 0.5% mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones la longitud de los cortes y la precipitación pluvial en la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

D) Longitud crítica de una tangente del alineamiento vertical. Es la longitud máxima en la que un camión cargado puede ascender sin reducir su velocidad más allá de un límite previamente establecido.

Los elementos que intervienen para la determinación de la longitud crítica de una tangente son fundamentalmente el vehículo de proyecto, la configuración del terreno, el volumen y la composición del tránsito.

El vehículo con su relación peso/potencia, define características de operación que determinan la velocidad con que es capaz de recorrer una pendiente dada. La configuración del terreno impone condiciones al proyecto que, desde el punto de vista económico, obligan a la utilización de pendientes que reducen la velocidad de los vehículos pesados y hacen que éstos interfieran con los vehículos ligeros. El volumen y la composición del tránsito son elementos primordiales para el estudio económico del tramo, ya que los costos de operación dependen básicamente de ellos.

Las gráficas del estudio de Firey y Peterson [55] permiten, para una relación dada de peso/potencia del vehículo, obtener su velocidad de marcha para diferentes pendientes y longitudes de las mismas.

En las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran las gráficas para relaciones de peso/potencia de 90 kg/HP, 120 kg/HP y 180 kg/HP, respectivamente; con base en ellas, se han desarrollado dos criterios para determinar la longitud crítica de una tangente vertical, los cuales se detallan a continuación.

1. Cuando se trata de caminos con volúmenes de tránsito alto en cualquier tipo de terreno o bien, con cualquier volumen de tránsito en terreno sensiblemente plano o en lomerío suave, se ha considerado que la longitud crítica de cualquier pendiente es aquella que ocasiona una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha del vehículo de proyecto.

Conforme a este criterio y para ilustrar el procedimiento de cálculo con base en las gráficas de las Figuras 5.6 a 5.8, se tiene que para un camino que tenga una velocidad de proyecto de 110 km/h, que corresponde a una

[55] Joseph C. Firey y Edward W. Peterson: *An analysis of Speed Changes for Large Transport Trucks*. Highway Research Board, Bulletin 334, Vehicle Characteristics, 1962, págs. 1-26.

velocidad de marcha a la entrada de una tangente vertical de $V = 92$ km/h y en el que se prevean vehículos con relación peso/potencia de 180 kg/HP; se desea saber las longitudes críticas para pendientes de 5%, 4%, 3%, 2% y 1%. Haciendo uso de la gráfica de la Figura 5.8 se tiene que las longitudes críticas serán aquellas comprendidas entre las ordenadas que marcan la velocidad de entrada de 92 km/h y la de 67 km/h, que es el resultado de aceptar una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha durante su recorrido.

Estos valores son:

para 5%	–	313 m
para 4%	–	420 m
para 3%	–	595 m
para 2%	–	1 033 m
para 1%	–	—

Para un caso en que la velocidad de marcha a la entrada fuera de 68 km/h, se tendría con la reducción especificada, una velocidad con la cual al término de la tangente y usando la misma gráfica de la Figura 5.8, que las longitudes críticas serían:

para 5%	–	300 m
para 4%	–	400 m
para 3%	–	627 m
para 2%	–	1 853 m
para 1%	–	—

Para 2% el valor es resultado de una extrapolación y para 1% se considera una distancia infinita, pues se puede sostener indefinidamente la pendiente, ya que la velocidad de régimen es superior al valor de la velocidad reducida.

Por velocidad de régimen se entiende la máxima que puede desarrollar un vehículo sobre una pendiente determinada, indefinidamente.

En los dos ejemplos anteriores, se puede observar que la velocidad de entrada tiene influencia directa en la determinación de las longitudes críticas de las tangentes verticales, lo que hace evidente la necesidad de que la obtención del dato velocidad de entrada sea lo más cercano a la realidad, para lo cual se deben considerar los tres siguientes casos:

a) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente horizontal, la velocidad de entrada será igual a la velocidad de marcha, obteniéndose ésta de su relación con la velocidad de proyecto (Capítulo V).

b) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en descenso, aun cuando la velocidad de entrada sea mayor a la velocidad de marcha en una magnitud que se estima del orden de 10 a 15 km/h, la velocidad de salida será la de marcha menos 25 km/h.

c) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en ascenso, la velocidad de entrada será

menor a la velocidad de marcha y la velocidad de salida deberá ser la de marcha menos 25 km/h.

Es importante aclarar que para que estas consideraciones sean aplicables, se requiere que las condiciones del alineamiento vertical en el tramo que antecede al punto en que se desea obtener la velocidad de entrada, permitan que el vehículo transite con velocidades que no varíen en más de 15 km/h con respecto a la de marcha.

2. La Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado otro criterio basado en el tiempo de recorrido, el cual se aplica a caminos con bajos volúmenes de tránsito y alojados en terrenos clasificados como lomerío fuerte o montañoso, en donde por razones de configuración, es necesario considerar una pendiente gobernadora con valor previamente especificado, como resultado de un estudio económico.

Cuando interviene la pendiente gobernadora, la longitud crítica de tangente para las diferentes pendientes no debe considerarse con valores rígidos y fijos como en el primer caso, su valor puede tener pequeñas variaciones para diferentes tramos, en función del efecto que el conjunto de las tangentes tenga en la velocidad de marcha y por ende en el tiempo de recorrido para el tramo.

Lo anterior se ilustrará con el ejemplo de un camino para el que se ha proyectado un alineamiento vertical con diferentes tangentes y otro alineamiento con una sola tangente cuya pendiente es la gobernadora; véase Figura 8.1.

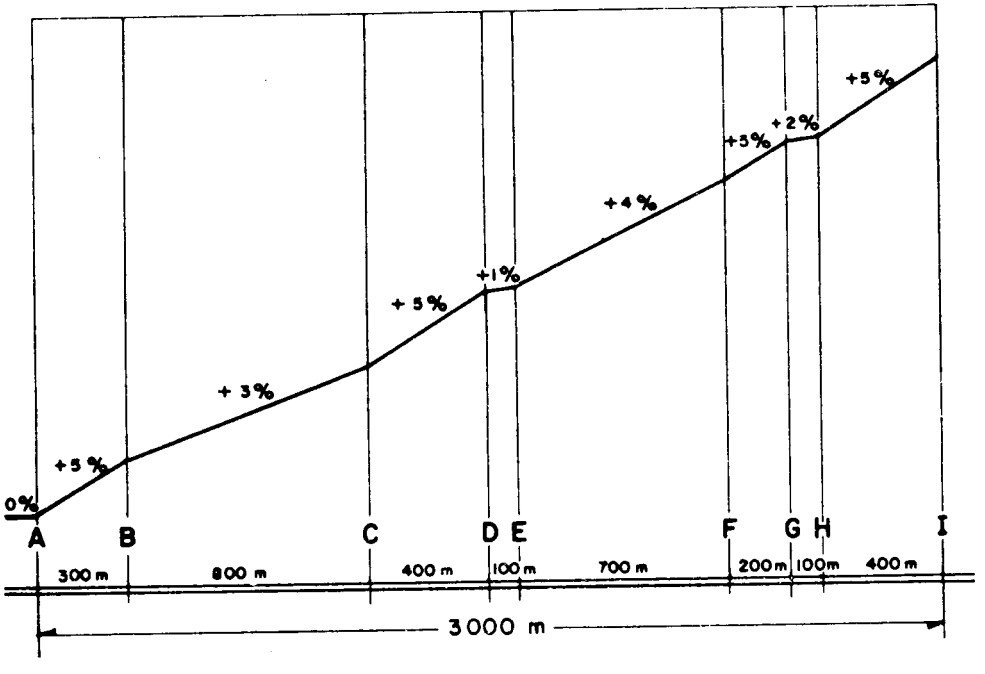


FIGURA 8.1. ALINEAMIENTO VERTICAL DE UN TRAMO DE CAMINO CON TANGENTES DE DIFERENTE PENDIENTE

Se supone que la velocidad, en el punto *A* de entrada al principio del tramo es 79 km/h; con este dato se entra a la gráfica de la Figura 5.8 para determinar la velocidad de 55.5 km/h en el punto *B*, como resultado de buscar la abscisa que corresponde a la distancia de 300 m en su intersección con la curva de pendiente + 5% y leyendo el valor de la velocidad en el eje de las ordenadas.

El valor de la velocidad en el punto *C* se determina buscando la intersección de la velocidad de entrada al tramo *BC* o sea 55.5 km/h con la curva de pendiente + 3%; al valor de la abscisa de este punto que es 880 m se le agrega la distancia *BC* de 800 m y en la abscisa 1680 m se busca la intersección con la curva de pendiente + 3%, leyéndose a continuación la ordenada correspondiente, resultando una velocidad de 33 km/h para el punto *C*.

Para determinar la velocidad en el punto *D* se emplean directamente los valores de la gráfica entrando en el punto donde la ordenada de 33 km/h corta a la curva de pendiente + 5%, o sea 713 m, considerando que la longitud del tramo es 400 m + 713 m = 1113 m, obteniéndose así una velocidad de salida de 20 km/h.

Para determinar el tiempo de recorrido en cualquier tramo donde la velocidad de salida sea igual a la de régimen, es necesario fijar un punto auxiliar donde la curva cambia de pendiente, pues no sería válido tomar un promedio de las velocidades extremas.

Para el tramo *DE*, tenemos en el punto *D* una velocidad de entrada de 20 km/h, valor que fijamos en el eje de las ordenadas para buscar su intersección con la curva punteada de pendiente + 1%, dándonos en la abscisa un valor de 20 m al que agregamos la distancia *DE* de 100 m y en la abscisa de 120 m buscamos la intersección con la curva punteada de + 1% y obtenemos en el eje de las ordenadas la velocidad de 31.5 km/h para el punto *E*.

Las líneas punteadas que indican aceleración, se emplean cuando la velocidad de entrada es inferior a la velocidad de régimen correspondiente a la pendiente a que se entra.

TRAMO	PENDIENTE — %	LONGITUD — m.	VELOCIDAD			TIEMPO DE RECORRIDO — Horas
			Entrada	Salida	Media	
AB	5	300	79.0	55.5	67.25	0.00446
BC	3	800	55.5	33.0	44.25	0.01807
CD	5	400	33.0	20.0	26.50	0.01509
DE	1	100	20.0	31.5	25.75	0.00388
EF'	4	400	31.5	24.0	27.75	0.01441
F'F	4	300	24.0	24.0	24.00	0.00125
FG	5	200	24.0	20.5	22.25	0.00898
GH	2	100	20.5	28.0	24.25	0.00412
HI	5	400	28.0	20.0	24.00	0.01660
SUMA:						0.08686

En forma similar a la descrita, se determinan las velocidades en los puntos *E, F', F, G, H, I;* para formar una tabla como la anterior y en

la cual se identifica el tramo, su pendiente, su longitud, la velocidad de entrada, la velocidad de salida y la velocidad media de esas dos, para finalmente anotar el tiempo de recorrido de ese tramo a partir de la expresión tiempo = distancia/velocidad.

El cálculo de tiempo de recorrido en la pendiente gobernadora, se lleva a cabo siguiendo la misma metodología que para las determinaciones de velocidades a partir de las gráficas velocidad-distancia-pendiente, haciéndose una tabla similar. El tramo se subdividió en dos partes, correspondientes a longitudes en las que la curva distancia-velocidad puede tomarse como recta sin cometer un error apreciable.

TRAMO	PENDIENTE — %	LONGITUD — m.	VELOCIDAD			TIEMPO DE RECORRIDO — Horas
			Entrada	Salida	Media	
A 1	4	1200	79.0	24.0	51.5	0.02310
1 I	4	1800	24.0	24.0	24.0	0.00750
SUMA:						0.03060

En este caso se verifica que, el tiempo de recorrido en varias tangentes es menor que el tiempo de recorrido en una sola con la pendiente gobernadora, por lo cual se acepta el alineamiento vertical propuesto.

Se recomienda que los análisis de alineamiento vertical bajo este criterio, se verifiquen en tramos del orden de 4 km como máximo.

8.2.2 Curvas verticales

Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la de la tangente de salida. Deben dar por resultado un camino de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas. El punto común de una tangente y una curva vertical en el inicio de ésta, se representa como *PCV* y como *PTV* el punto común de la tangente y la curva al final de ésta.

A) Forma de la curva. La condición que se considera óptima para la conducción de un vehículo, corresponde a un movimiento cuya componente horizontal de la velocidad sea constante. Esto es:

$$V_x = \frac{dx}{dt} = C_1$$

por lo que la componente horizontal de la aceleración:

$$a_x = \frac{dV_x}{dt} = \frac{d^2x}{dt^2} = 0$$

Si llamamos U a la velocidad del vehículo al entrar a la curva, se tendrá que para $t = 0$, $V_x = U_x$, por lo que:

$$U_x = \frac{dx}{dt}$$

integrando: $x = U_x t + C_2$

Si $t = 0$, $x = 0$ y $C_2 = 0$; por lo que $t = \frac{x}{U_x}$

Por otra parte: $a_y = \frac{dV_y}{dt} = -g$

despejando dV_y e integrando: $V_y = -gt + C_3$

Si $t = 0$, $V_y = U_y$ y $C_3 = U_y$, por lo que:

$$V_y = \frac{dy}{dt} = -gt + U_y$$

integrando:

$$y = -\frac{gt^2}{2} + U_y t ;$$

como

$$t = \frac{x}{U_x}$$

$$y = -\frac{gx^2}{2U_x^2} + \frac{U_y x}{U_x}$$

pero:

$$\frac{U_y}{U_x} = P$$

En donde P es la pendiente de la tangente de entrada y:

$$-\frac{g}{2U_x^2} = K$$ en donde K es una constante.

por lo que: $y = Kx^2 + Px$

La expresión anterior corresponde a la ecuación de una parábola que es la recomendada para emplearse en las curvas verticales. Las curvas verticales pueden tener concavidad hacia arriba o hacia abajo, recibiendo el nombre de curvas en columpio o en cresta respectivamente. En la Figura 8.2 se ilustran los tipos representativos de curvas verticales en cresta y en

columpio; en los tipos I y III las pendientes de las tangentes de entrada y salida tienen signos contrarios, en los tipos II y IV tienen el mismo signo.

B) Cálculo de los elementos de la curva parabólica. Los elementos de una curva vertical son los mostrados en la Figura 8.3 y se calculan como sigue:

1. Longitud. Es la distancia medida horizontalmente entre el *PCV* y el *PTV*. Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas, que son:

a) Criterio de comodidad. Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio del vehículo. Se recomienda que en la curva la aceleración centrífuga no exceda a 0.305 m/seg², o sea que:

$$a_c = \frac{V^2}{R} \leq 0.305 \text{ m/seg}^2 \quad \therefore \quad R \geq 3.28\, V^2$$

Si se asimila la parábola a un círculo, se tendrá:

$$L = R\Delta \qquad \text{y} \qquad \Delta = A$$

por lo que:

$$L \geq 3.28\, V^2 \Delta$$

y también:

$$L \geq 3.28\, V^2\, A$$

y si se expresa V en km/h y A en por ciento:

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

siendo K el recíproco de la variación de pendiente por unidad de longitud.

b) Criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente. Empíricamente la AASHO ha determinado que:

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

c) Criterio de drenaje. Se aplica al proyecto de curvas verticales en cresta o en columpio, cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva, debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. La AASHO ha encontrado que para que esto ocurra debe cumplirse:

$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

d) Criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio. La longitud de curva debe ser tal, que en toda la curva la distancia de visi-

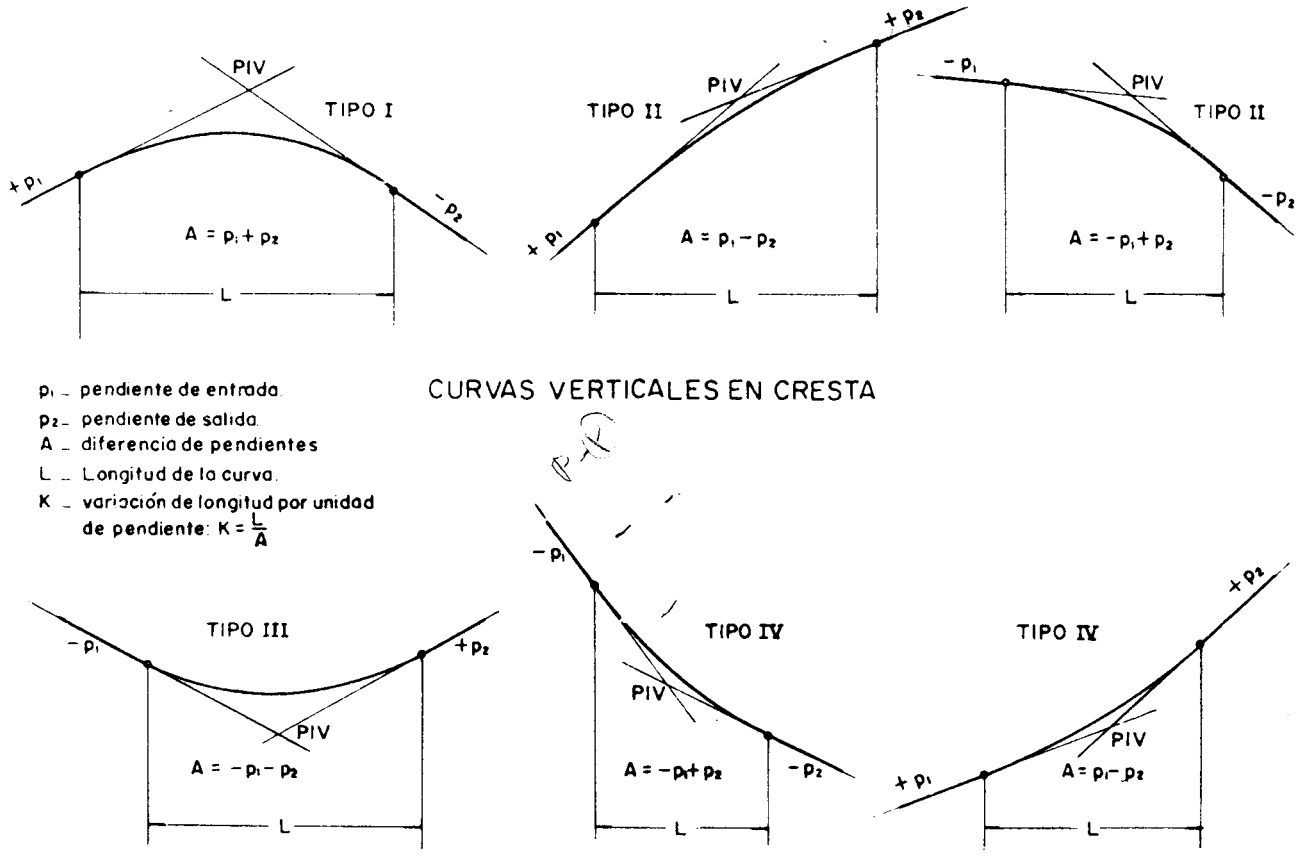
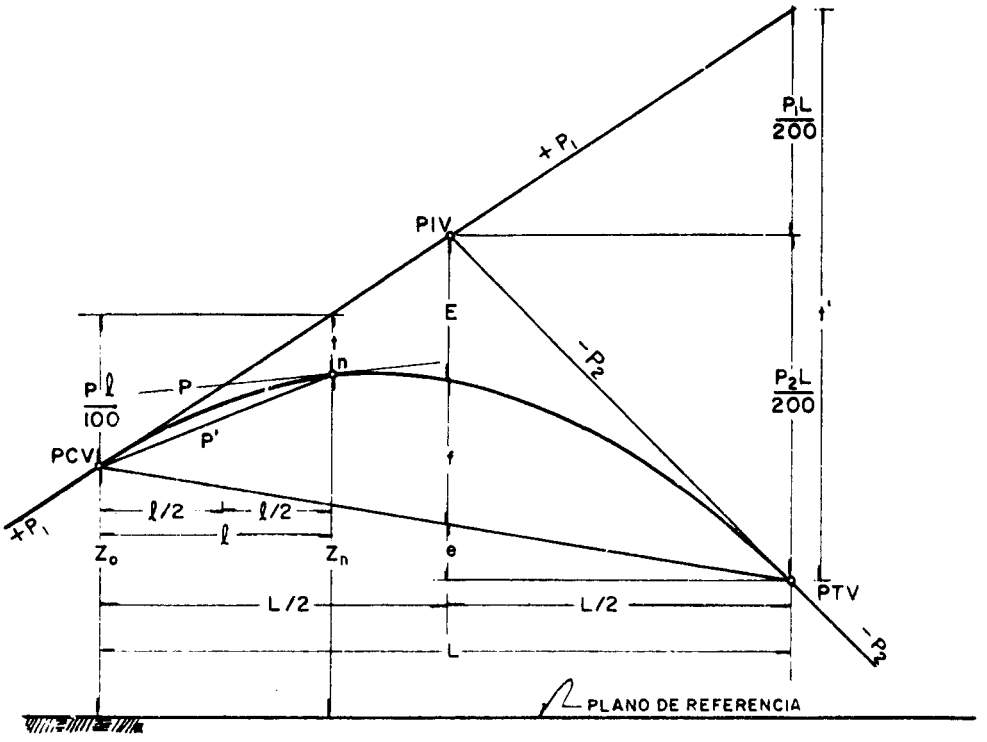


FIGURA 8.2. TIPOS DE CURVAS VERTICALES



PIV — Punto de intersección de las tangentes.
PCV — Punto en donde comienza la curva vertical.
PTV — Punto en donde termina la curva vertical
n — Punto cualquiera sobre la curva.
P_1 — Pendiente de la tangente de entrada en porciento.
P_2 — Pendiente de la tangente de salida en porciento.
P — Pendiente en un punto cualquiera de la curva en porciento.
P' — Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en porciento.
A — Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida.
L — Longitud de la curva.
E — Externa
f — Flecha
ℓ — Longitud de curva a un punto cualquiera
t — Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera.
K — Variación de longitud por unidad de pendiente, $K = L/A$
Z_0 — Elevación del PCV.
Z_n — Elevacion de un punto cualquiera.

FIGURA 8.3. ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

en donde L es la longitud mínima de la curva en m y V la velocidad de proyecto en km/h.

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe emplearse en caminos de tipo muy especial. Por otra parte, el drenaje siempre debe resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas. En las gráficas de las Figuras 8.4 y 8.5 se obtienen las longitudes de curvas según el criterio de seguridad para satisfacer el requisito de distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva, empleando las fórmulas correspondientes a la condición $D<L$, que representa el caso más crítico. La longitud obtenida en las gráficas debe redondearse al número de estaciones de veinte metros inmediato superior.

2. Pendiente en un punto cualquiera de la curva. Para determinar esta pendiente P, se parte de la propiedad de la parábola de que la variación de pendiente a lo largo de ella respecto a su longitud, es uniforme. Puede establecerse la siguiente proporción:

$$\frac{P_1 - P_2}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore \quad \frac{A}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore$$

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

En donde:

P, P_1, P_2 y A están expresados en por ciento y l y L en metros.

3. Pendiente de la cuerda a un punto cualquiera. Para determinar esta pendiente simbolizada como P' se hace uso de la propiedad de la parábola de que la pendiente de una cuerda es el promedio de las pendientes de las tangentes a la parábola en los puntos extremos de la cuerda.

Esto es:

$$P' = \frac{P_1 + P}{2}$$

y teniendo en cuenta que:

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

$$P' = \frac{P_1}{2} + \frac{1}{2}\left(P_1 - \frac{Al}{L}\right)$$

de donde:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

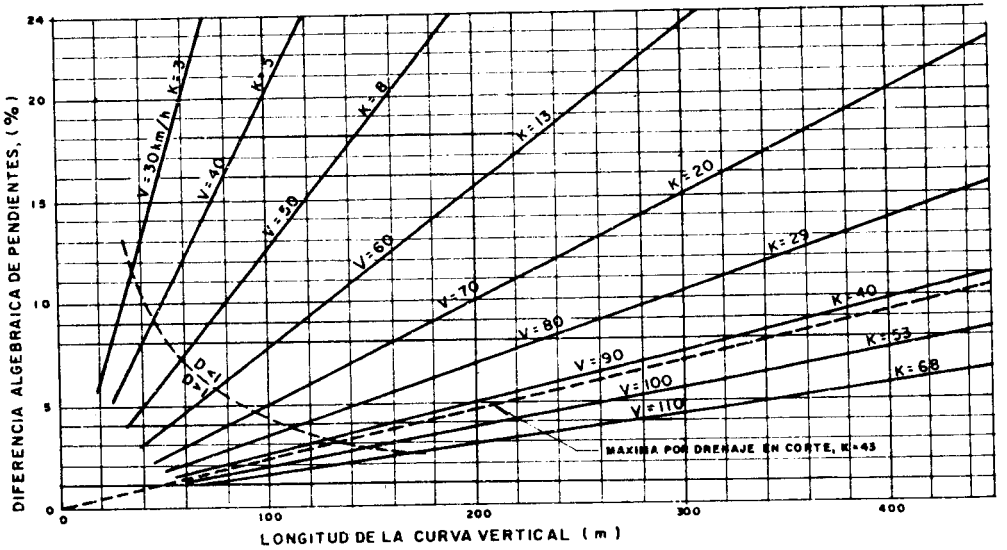


FIGURA 8.4. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN CRESTA PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

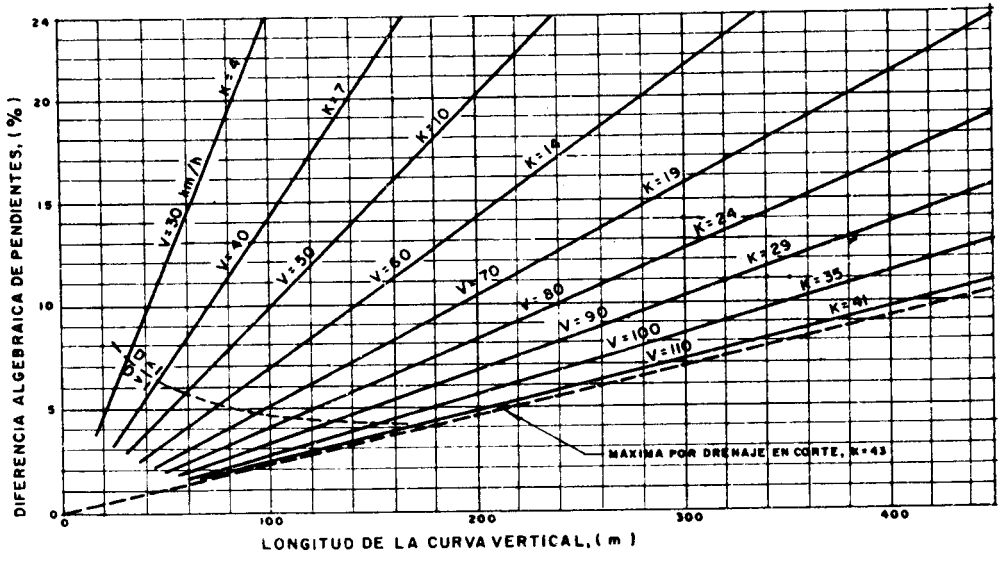


FIGURA 8.5. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

4. Desviación respecto a la tangente. Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada *t;* para determinarla se aprovecha la propiedad de la parábola que establece:

$$t = al^2$$

pero en el *PTV:*

$$t' = aL^2$$

y:

$$t' = \frac{P_1 L}{200} + \frac{P_2 L}{200} = \frac{L}{200}(P_1 + P_2) = \frac{AL}{200}$$

$$\frac{AL}{200} = aL^2 \qquad \text{de donde} \qquad a = \frac{A}{200L}$$

y finalmente:

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

5. Externa. Es la distancia entre el *PIV* y la curva, medida verticalmente; se le representa como *E.*

De la ecuación anterior:

$$E = \frac{A}{200L}\left(\frac{L}{2}\right)^2$$

$$E = \frac{AL}{800}$$

6. Flecha. Es la distancia entre la curva y la cuerda *PCV-PTV,* medida verticalmente; se representa como *f.*

De la Figura 8.3

$$f = \frac{P_2 L}{200} - E - e = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} - e$$

Siendo la distancia *e* la pendiente de la cuerda *PTV-PCV* multiplicada por $\frac{L}{2}$, o sea que aplicando la ecuación

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

Se tendrá:

$$e = -\left(\frac{P_1}{100} - \frac{A}{200L}L\right)\frac{L}{2} = -\frac{P_1 L}{200} + \frac{AL}{400}$$

de donde:

$$f = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} + \frac{P_1 L}{200} - \frac{AL}{400} = \frac{P_1 + P_2}{200}L - \frac{3AL}{800} = \left(\frac{1}{200} - \frac{3}{800}\right)AL$$

$$f = \frac{AL}{800}$$

Puede observarse que $f = E$

7. Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n. De la Figura 8.3

$$Z_n = Z_0 + \frac{P_1 l}{100} - t$$

Substituyendo el valor de t y agrupando:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{100} - \frac{Al}{200L}\right)l$$

y expresando a l y L en estaciones de 20 m, y llamando n y N a las longitudes l y L en estaciones, se tendrá:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}n\right)n$$

Esta expresión se emplea para calcular las elevaciones de la curva vertical. El cálculo con esta fórmula tiene la ventaja de su simplicidad, pero la desventaja de que no es autocomprobante, puesto que un error en una elevación intermedia no se refleja en la elevación del punto final. Un artificio para hacer el cálculo comprobable es el siguiente:

Puede establecerse:

$$Z_{n-1} = Z_0 + \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}(n-1)\right](n-1)$$

restando esta ecuación de la ecuación para el punto n:

$$Z_n - Z_{n-1} = \left(\frac{P_1}{5} - \frac{An}{10N}\right)n - \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A(n-1)}{10N}\right](n-1)$$

y efectuando operaciones y simplificando:

$$Z_n = Z_{n-1} + \frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}(2n-1)$$

Expresión que permite hacer un cálculo autocomprobante, si bien algo más elaborado que con la expresión anterior.

CAPITULO IX

SECCION TRANSVERSAL

9.1 DEFINICION

La sección transversal de un camino en un punto cualquiera de éste es un corte vertical normal al alineamiento horizontal. Permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

9.2 ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN

Los elementos que integran y definen la sección transversal son: la corona, la subcorona, las cunetas y contracunetas, los taludes y las partes complementarias. En la Figura 9.1 se muestra una sección transversal típica de un camino en una tangente del alineamiento horizontal.

9.2.1 Corona

La corona es la superficie del camino terminado que queda comprendida entre los hombros del camino, o sean las aristas superiores de los taludes del terraplén y/o las interiores de las cunetas. En la sección transversal está representada por una línea. Los elementos que definen la corona son la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.

A) Rasante. La rasante es la línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto.

B) Pendiente transversal. Es la pendiente que se da a la corona normal a su eje. Según su relación con los elementos del alineamiento horizontal se presentan tres casos:

1. Bombeo.
2. Sobreelevación.
3. Transición del bombeo a la sobreelevación.

1. Bombeo. El bombeo es la pendiente que se da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fin de que el conductor no tenga sensaciones de incomodidad o inseguridad. En la tabla 9-A se dan valores guía para emplearse en el proyecto en función del tipo de superficie de rodamiento.

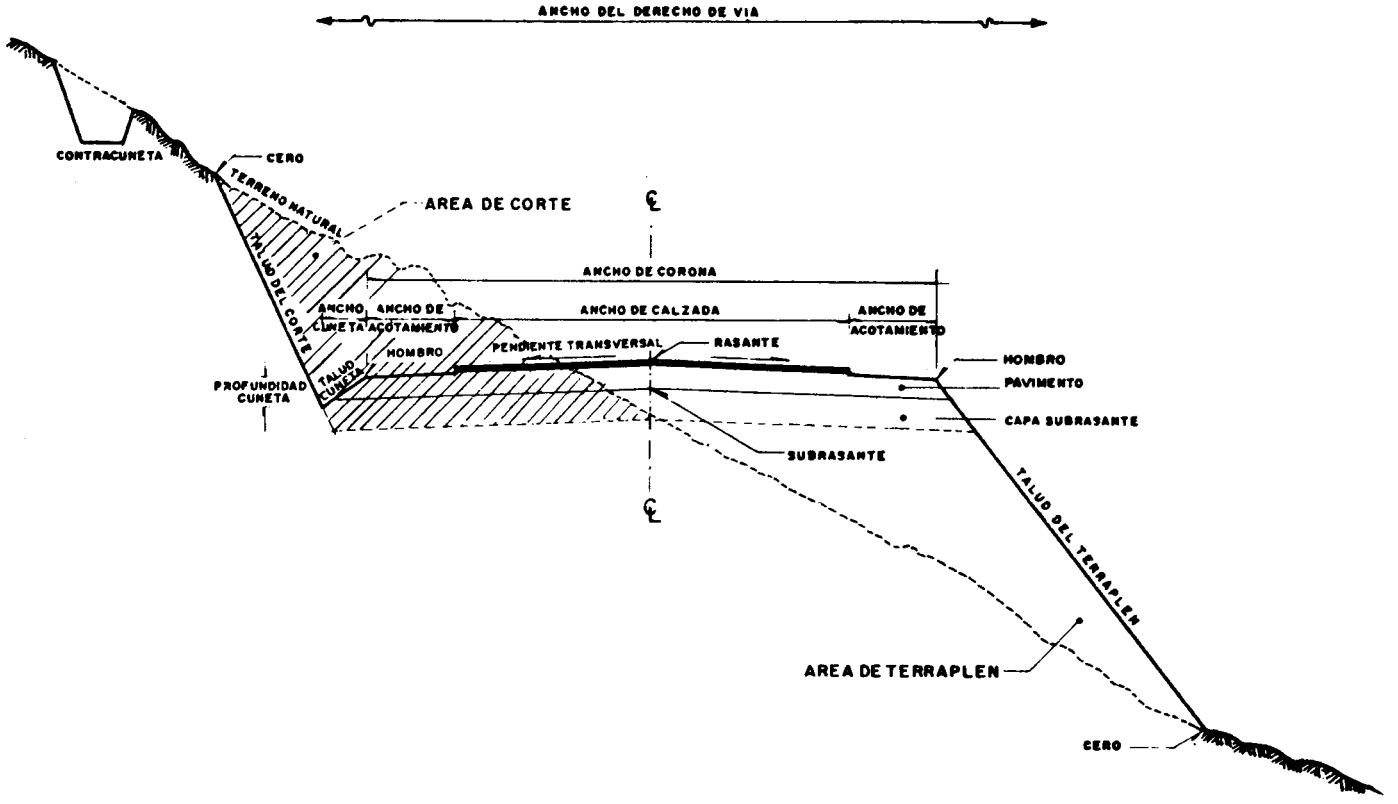


FIGURA 9.1. SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN UNA TANGENTE DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO		BOMBEO
MUY BUENA	Superficie de concreto hidráulico o asfáltico, tendido con extendedoras mecánicas.	0.010 a 0.020
BUENA	Superficie de mezcla asfáltica tendida con motoconformadoras. Carpeta de riegos.	0.015 a 0.030
REGULAR A MALA	Superficie de tierra o grava.	0.020 a 0.040

TABLA 9-A. BOMBEO DE LA CORONA

2. Sobreelevación. La sobreelevación es la pendiente que se da a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo en las curvas del alineamiento horizontal.

En el apartado E) del inciso 5.2.2, se dedujo la expresión para calcular la sobreelevación necesaria en una curva circular, esta expresión es:

$$S = 0.00785 \frac{V^2}{R} - \mu$$

en donde:

S = Sobreelevación, en valor absoluto.
V = Velocidad del vehículo, en km/h.
R = Radio de la curva, en m.
μ = Coeficiente de fricción lateral.

Con la expresión anterior puede calcularse la sobreelevación necesaria para que no deslice un vehículo que circule por la curva a una velocidad dada; sin embargo, algunos problemas relacionados con la construcción, operación y conservación de la carretera, han mostrado la necesidad de fijar una sobreelevación máxima, admitiéndose cuatro valores. Se usa una sobreelevación máxima de 12% en aquellos lugares en donde no existen heladas ni nevadas y el porcentaje de vehículos pesados en la corriente de tránsito es mínimo; se usa 10% en los lugares en donde sin haber nieve o hielo se tiene un gran porcentaje de vehículos pesados; se usa 8% en zonas en donde las heladas o nevadas son frecuentes y, finalmente, se usa 6% en zonas urbanas.

Una vez fijada la sobreelevación máxima, el grado máximo de curvatura queda definido para cada velocidad mediante la aplicación de la expresión anterior; de ella, expresando el radio en función del grado, se tendrá:

$$G_{máx} = \frac{146\,000\,(\mu + S_{máx})}{V^2}$$

Substituyendo en esta expresión los valores del coeficiente de fricción lateral (μ) dados en la Figura 5.10 y con la sobreelevación máxima que se considere, pueden encontrarse los grados máximos de curvatura para cada velocidad de proyecto. En la tabla 9-B se indican esos grados máximos.

Velocidad de proyecto	Coeficiente de friccion lateral	Grado maximo calculado para sobreelevacion de				Valores para proyecto							
						S = 0.12		S = 0.10		S = 0.08		S = 0.06	
		0.12	0.10	0.08	0.06	G	R	G	R	G	R	G	R
30	0.280	64.89	61.64	58.40	55.16	65	17.63	62	18.48	58	19.76	55	20.83
40	0.230	31.90	30.11	28.29	26.46	32	35.81	30	38.20	28	40.93	26	44.07
50	0.190	18.10	16.94	15.77	14.60	18	63.66	17	67.41	16	71.62	15	76.39
60	0.165	11.56	10.75	9.94	9.12	12	95.49	11	104.17	10	114.59	9	127.32
70	0.150	8.04	7.45	6.85	6.26	8	143.24	7.5	152.79	7	163.70	6.5	183.34
80	0.140	5.93	5.48	5.02	4.56	6	190.99	5.5	208.35	5	229.18	4.5	254.65
90	0.135	4.60	4.24	3.88	3.51	4.5	259.65	4.25	246.10	4	286.48	3.5	327.40
100	0.130	3.65	3.36	3.07	2.77	3.5	327.40	3.25	352.59	3	381.97	2.75	416.69
110	0.125	2.96	2.72	2.47	2.23	3.0	381.97	2.75	416.89	2.5	458.37	2.25	509.29

TABLA 9-B. GRADOS MAXIMOS DE CURVATURA

A las curvas que tienen el grado de curvatura máximo, corresponderá la sobreelevación máxima. En las curvas con grado menor al máximo, se puede proporcionar la sobreelevación necesaria considerando el máximo coeficiente de fricción correspondiente a la velocidad de proyecto, lo que sólo sería correcto para los vehículos que circularan a la velocidad de proyecto.

Para tener en cuenta las distintas combinaciones de grado y velocidad se han planteado cuatro procedimientos para calcular la sobreelevación en curvas de grado menor al máximo; estos procedimientos son:

a) Calcular la sobreelevación proporcionalmente al grado de curvatura de manera que $S = 0$ para $G = 0$ y $S = S\text{máx}$ para $G = G\text{máx}$; o sea que para un grado G cualquiera: $S = (S\text{máx}/G\text{máx})\ G$.

b) Calcular la sobreelevación de manera que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tenga toda la fuerza centrífuga contrarrestada por la sobreelevación; esto se hará hasta que se llegue a la sobreelevación máxima con un grado menor al máximo. Para curvas más agudas, o sea con un grado comprendido entre el acabado de citar y el máximo, se utilizará el coeficiente de fricción para que, junto con la sobreelevación máxima, contrarresten la fuerza centrífuga.

c) Calcular la sobreelevación en la misma forma que en el procedimiento anterior, pero considerando la velocidad de marcha en vez de la velocidad de proyecto.

d) Calcular la sobreelevación a través de una relación parabólica con valores comprendidos entre los obtenidos con el procedimiento *a)* y el procedimiento *c)*

En la Figura 9.2 se ilustra la variación de la sobreelevación y el coeficiente de fricción con el grado de curvatura en un caso particular, según los procedimientos descritos. La AASHO recomienda el procedimiento *d)*, que reduce el coeficiente de fricción sin que llegue a tener valores negativos o nulos. En la Secretaría de Obras Públicas se emplea el procedimiento *a)* que distribuye uniformemente el coeficiente de fricción y la sobreelevación, de lo que resulta que las sobreelevaciones calculadas con este método, son menores que las calculadas con el método AASHO, puesto que los coeficientes de fricción son mayores, pero siempre abajo de su valor máximo.

La Figura 9.3 corresponde a la gráfica para calcular la sobreelevación para cada grado de curvatura y velocidad de proyecto, así como las longitudes de transición de la sobreelevación y los valores de N, para una sobreelevación máxima de 10%.

Para ilustrar el uso de la gráfica, se supone que se tiene una curvatura de diecisiete grados y una velocidad de proyecto de 40 km/h. Se entra a la gráfica con el valor del grado de curvatura (17°) hasta intersectar la línea que corresponde a la velocidad del proyecto (40 km/h) en la familia de rectas de la parte inferior de la gráfica, determinándose el valor de la sobreelevación (5.7%). A partir de este punto e intersectando la línea que le corresponde una velocidad de proyecto de 40 km/h en la familia de rectas superior, se obtendrá la longitud mínima de transición de dieciocho metros. Si el bombeo es de 2%, el valor de N para la velocidad de 40 km/h será igual a 6.40 m.

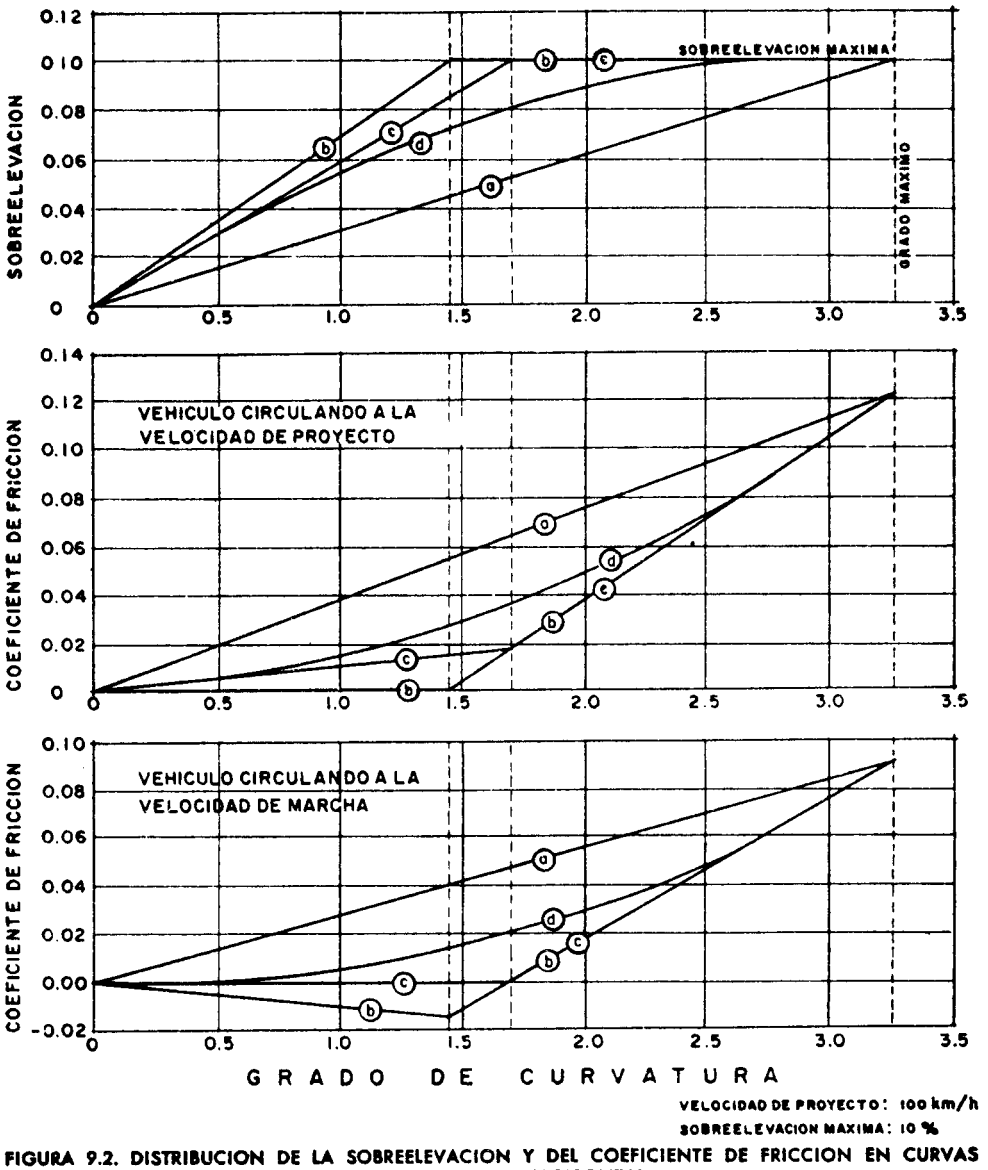


FIGURA 9.2. DISTRIBUCION DE LA SOBREELEVACION Y DEL COEFICIENTE DE FRICCION EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

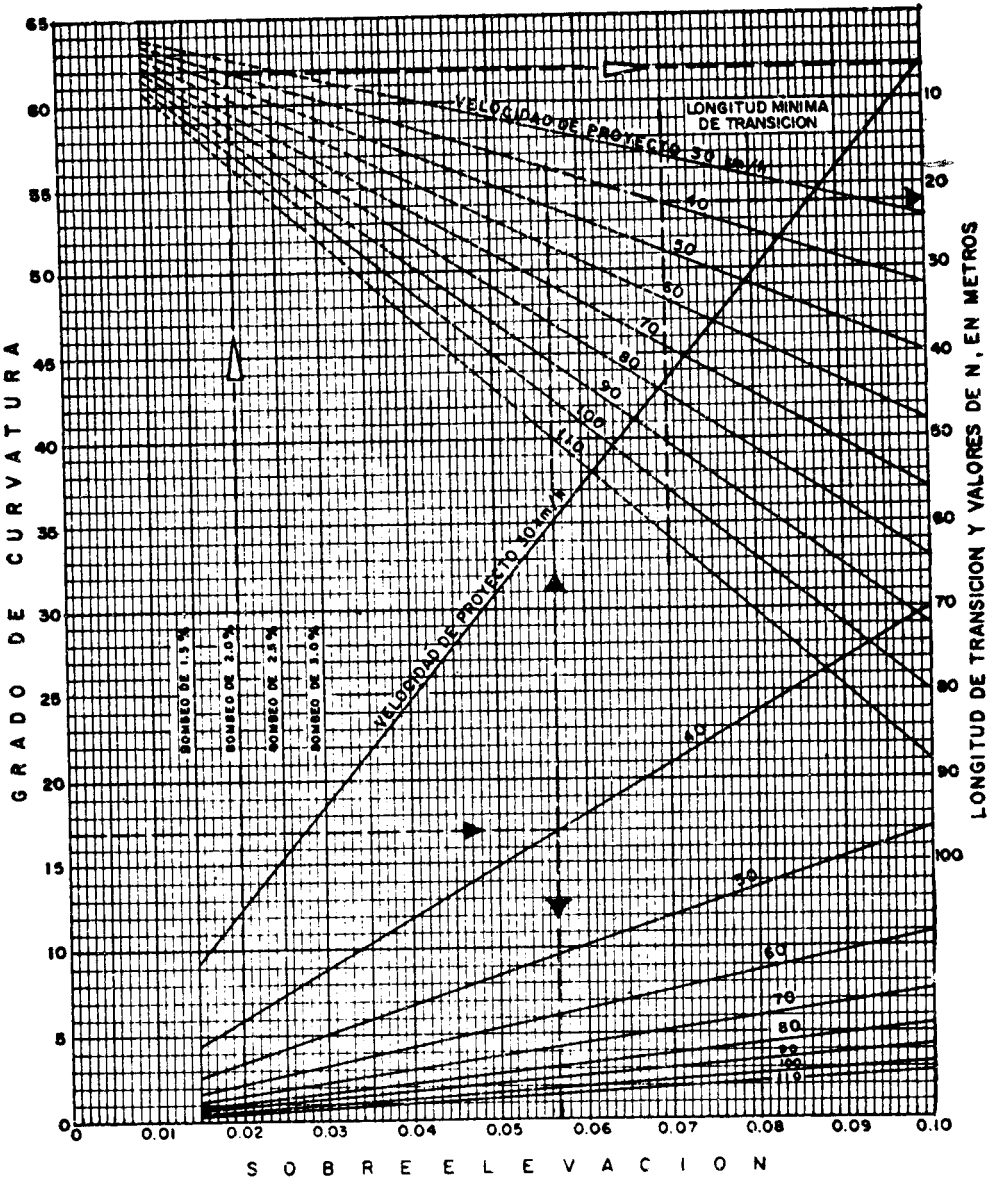


FIGURA 9.3. SOBREELEVACIONES Y LONGITUDES DE TRANSICION PARA SOBREELEVACION MAXIMA DE 10%

3. Transición del bombeo a la sobreelevación. En el alineamiento horizontal, al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se requiere cambiar la pendiente de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva; este cambio se hace gradualmente en toda la longitud de la espiral de transición. En el capítulo VIII se indicó que la longitud de la espiral debe ser tal, que permita hacer adecuadamente el cambio de pendientes transversales. Cuando la curva circular no tiene espirales de transición, la transición de la sobreelevación puede efectuarse sobre las tangentes contiguas a la curva; sin embargo, esta solución tiene el defecto de que al dar la sobreelevación en las tangentes, se obliga al conductor a mover el volante de su vehículo en sentido contrario al de la curva para no salirse del camino; esta maniobra puede ser molesta y peligrosa, por lo cual se recomienda para este caso, dar parte de la transición en las tangentes y parte sobre la curva circular. Se ha determinado empíricamente que las transiciones pueden introducirse dentro de la curva circular hasta en un cincuenta por ciento, siempre que por lo menos la tercera parte de la longitud de la curva quede con sobreelevación completa.

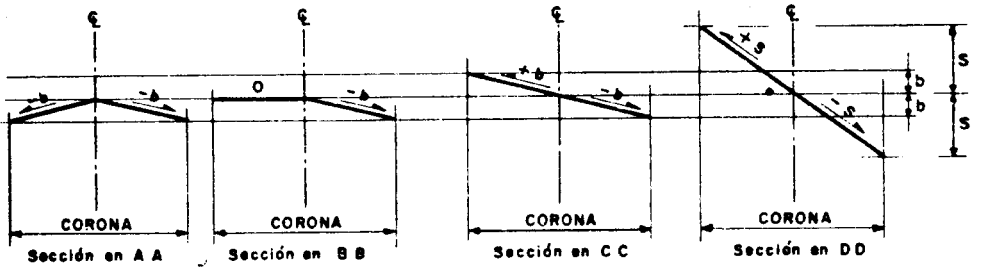
La consideración anterior limita la longitud mínima de la tangente entre dos curvas circulares consecutivas de sentido contrario que no tengan espirales de transición; esa longitud debe ser igual a la semisuma de las longitudes de transición de las dos curvas.

La longitud mínima de transición para dar la sobreelevación puede calcularse de la misma manera que una espiral de transición y numéricamente sus valores son iguales.

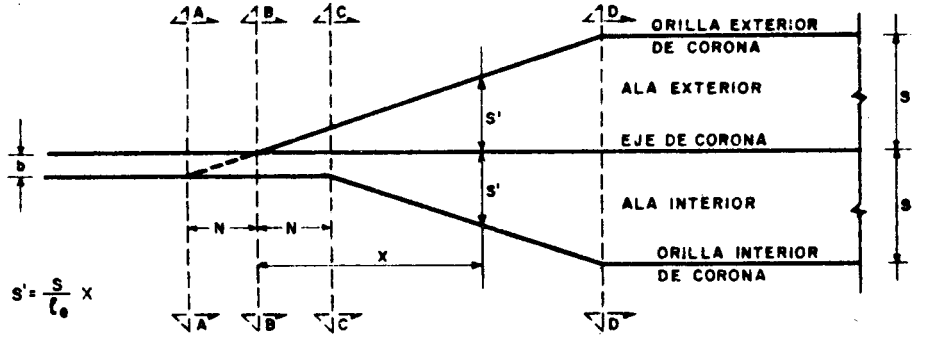
Para pasar del bombeo a la sobreelevación, se tienen tres procedimientos. El primero consiste en girar la sección sobre el eje de la corona; el segundo en girar la sección sobre la orilla interior de la corona y el tercero en girar la sección sobre la orilla exterior de la corona. El primer procedimiento es el más conveniente, ya que requiere menor longitud de transición y los desniveles relativos de los hombros son uniformes; los otros dos métodos tienen desventajas y sólo se emplean en casos especiales.

En la Figura 9.4 se ilustra el primer procedimiento, indicando la variación de la sobreelevación y las secciones transversales en la mitad de la curva; la otra mitad es simétrica. En la sección A, a una distancia *N* antes del punto donde comienza la transición, se tiene la sección normal en tangente; en esa sección se empieza a girar el ala exterior con centro en el eje de la corona, a fin de que en el *TE* esté a nivel como se muestra en la sección B y el ala interior conserve su pendiente original de bombeo *b;* a partir de ese punto se sigue girando el ala exterior hasta que se hace colineal con el ala interior, como se muestra en la sección C, a partir de la cual, se gira la sección completa hasta obtener la sobreelevación *S* de la curva en el *EC.* Se hace notar que cuando la curva no tiene espirales de transición y se introduce la transición de la sobreelevación dentro de la curva circular, la sobreelevación en el *PC* es menor que la requerida teóricamente; este aparente defecto se elimina al considerar que el vehículo no puede cambiar de radio de giro instantáneamente, por lo que en el *PC* tendrá necesariamente un radio de giro mayor y por tanto se requiere una sobreelevación menor.

SECCIONES TRANSVERSALES



VARIACION DE LA SOBREELEVACION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

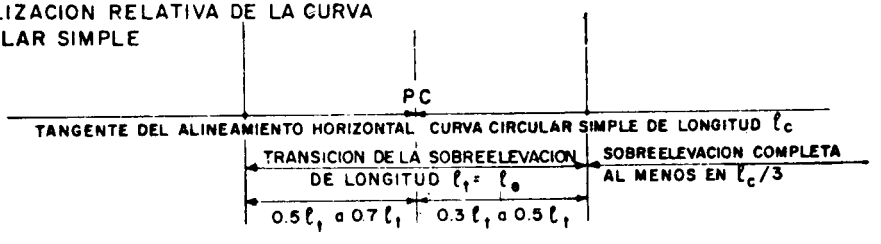


FIGURA 9.4. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION. EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE CORONA

El segundo y tercer procedimientos se ilustran en la Figura 9.5; en ella se muestra la manera como se giran las alas del camino alrededor de una orilla de la corona.

En caminos divididos por una faja separadora central, el procedimiento para dar la sobreelevación depende de los anchos de la corona y de la faja; en general, pueden considerarse los siguientes procedimientos:

a) La sección total del camino se sobreeleva girando sobre el eje de simetría, girando también la faja separadora central.

b) La faja separadora central se mantiene horizontal y cada ala se gira sobre la orilla contigua a la faja.

c) Las dos alas se giran independientemente, en torno al eje de cada una.

C) Calzada. La calzada es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

El ancho de calzada es variable a lo largo del camino y depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y excepcionalmente en el vertical. Normalmente el ancho de calzada se refiere al ancho en tangente del alineamiento horizontal.

1. Ancho de calzada en tangente. Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivel de servicio deseado al final del plazo de previsión o en un determinado año de la vida del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse el ancho y número de carriles, de manera que el volumen de tránsito en ese año no exceda el volumen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril usuales son: 2.75 m, 3.05 m, 3.35 m y 3.65 m y normalmente se proyectan dos, cuatro o más carriles; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es muy bajo, de 75 vehículos por día o menos, pueden proyectarse caminos de un carril para las dos direcciones de tránsito, con un ancho de 4.50 m.

En tangentes del alineamiento vertical con fuerte pendiente longitudinal, puede ser necesario ampliar la calzada mediante la adición de un carril para que por él transiten los vehículos lentos, mejorando así la capacidad y el nivel de servicio. El ancho y la longitud de ese carril se determina mediante un análisis de operación de los vehículos.

2. Ancho de calzada en curvas del alineamiento horizontal. Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobreancho se le llama ampliación, la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

Para caminos de dos carriles, el ancho de calzada en curva se calcula, sumando el ancho definido por la distancia entre huellas externas U de dos vehículos que circulan por la curva; la distancia libre lateral C entre los vehículos y entre éstos y la orilla de la calzada; el sobreancho F_A debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva; y un ancho adicional Z que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva. En la Figura 9.6 se ilustra la forma

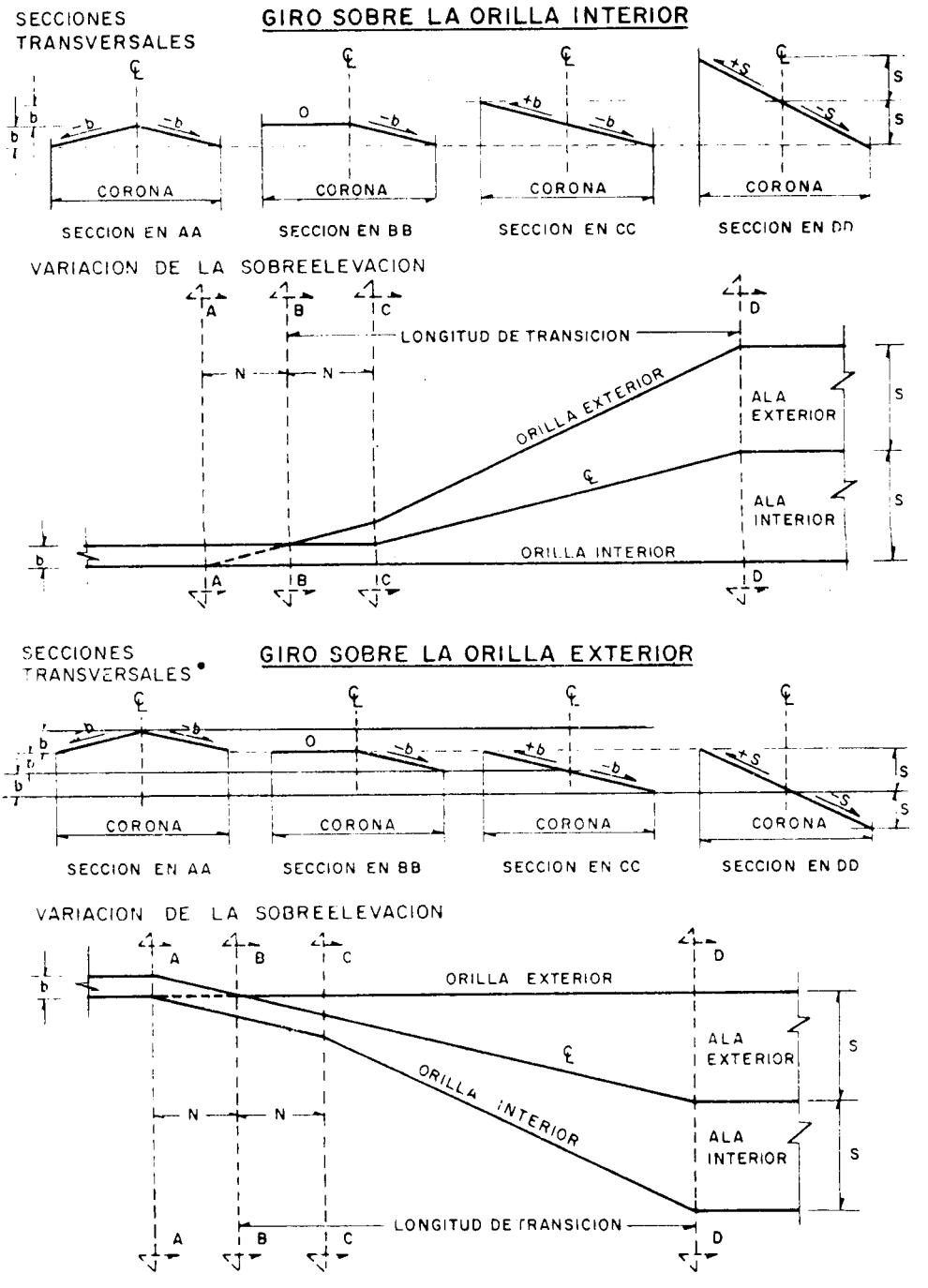
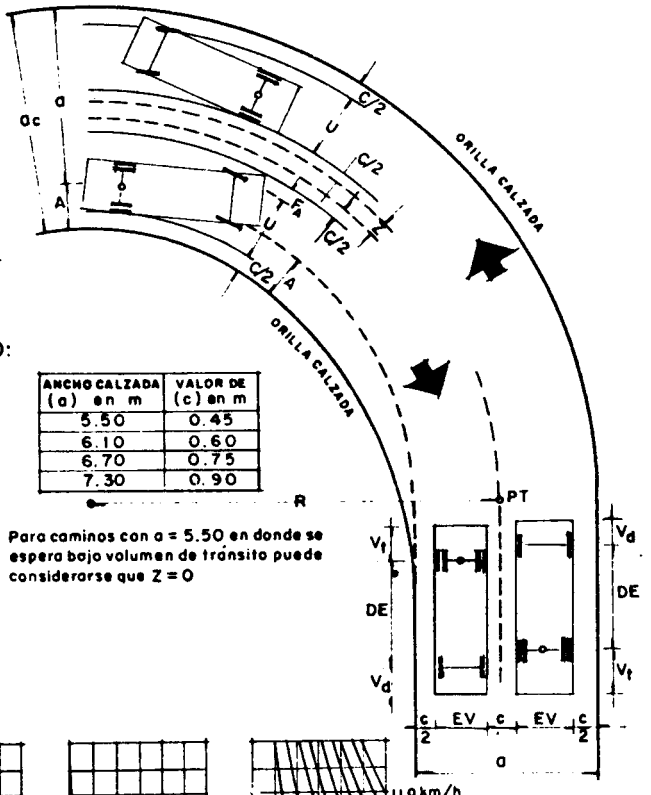


FIGURA 9.5. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

SIMBOLOS:

- a – Ancho de calzada en tangente
- a_c – Ancho de calzada en curva
- A – Ampliación en curva
- V_t – Vuelo trasero
- V_d – Vuelo delantero
- DE – Distancia entre ejes
- EV – Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)
- C – Distancia libre entre vehículos
- U – Distancia entre huellas externas
- F_A – Proyección del vuelo delantero
- Z – Sobreancho por dificultad de maniobra

NOTA: Todas las medidas en metros y normales al alineamiento horizontal.



EXPRESIONES PARA EL CALCULO:

$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2C + F_A + Z$$

$$U = \overline{EV} + R - \sqrt{R^2 - \overline{DE}^2}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + V_d(2\overline{DE} + V_d)} - R$$

$$Z = 0.1\,\frac{V}{\sqrt{R}}$$

ANCHO CALZADA (a) en m	VALOR DE (c) en m
5.50	0.45
6.10	0.60
6.70	0.75
7.30	0.90

R

Para caminos con a = 5.50 en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que Z = 0

GRAFICAS PARA EL CALCULO:

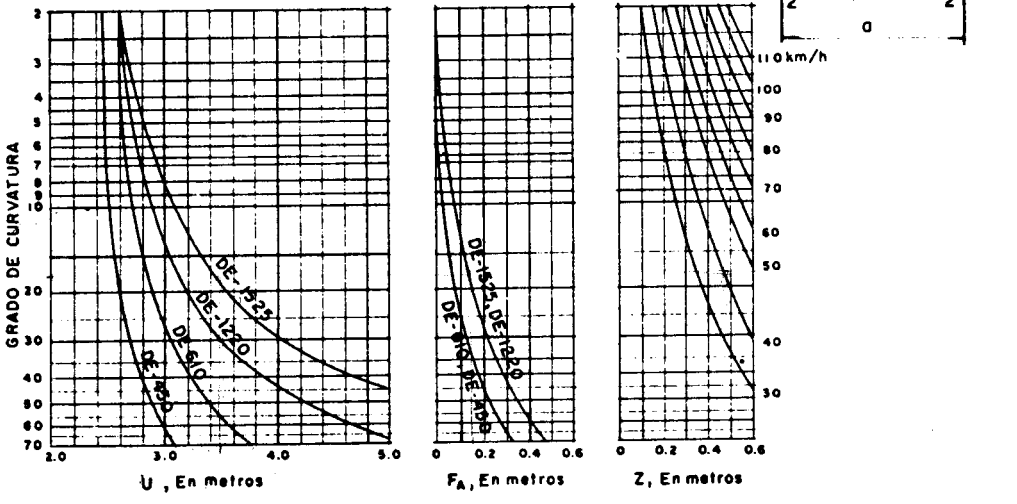


FIGURA 9.6. AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

en que intervienen cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para caminos de dos carriles. Si están divididos, a cada calzada le corresponde la ampliación calculada.

Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm; si la ampliación resultase mayor deberá redondearse al decímetro próximo superior.

La ampliación de la calzada en las curvas, se da en el lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobreelevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

en donde A' es la ampliación en una sección que está a l metros del TE, l_e es la longitud de la espiral y A es la ampliación total en curva. Procediendo de esta manera se tendrá ampliación nula en el TE, ampliación total en el EC, y la orilla inferior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

En curvas circulares sin espirales puede seguirse el mismo criterio, pero resultarán quiebres que pueden eliminarse durante la construcción.

D) Acotamientos. Los acotamientos son las fajas contiguas a la calzada, comprendidas entre sus orillas y las líneas definidas por los hombros del camino. Tienen como ventajas principales las siguientes:

1. Dar seguridad al usuario del camino al proporcionarle un ancho adicional fuera de la calzada, en el que puede eludir accidentes potenciales o reducir su severidad, pudiendo también estacionarse en ellos en caso obligado.

2. Proteger contra la humedad y posibles erosiones a la calzada, así como dar confinamiento al pavimento.

3. Mejorar la visibilidad en los tramos en curva, sobre todo cuando el camino va en corte.

4. Facilitar los trabajos de conservación.

5. Dar mejor apariencia al camino.

El ancho de los acotamientos depende principalmente del volumen de tránsito y del nivel de servicio a que el camino vaya a funcionar.

El color, textura y espesor de los acotamientos, dependerá de los objetivos que se quiera lograr con ellos y su pendiente transversal será la misma que la de la calzada.

9.2.2 Subcorona

La subcorona es la superficie que limita a las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En sección transversal es una línea.

Se entiende por terracerías, el volumen de material que hay que cortar o terraplenar para formar el camino hasta la subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la subcorona, define los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección. A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula, se les llama puntos de paso y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros.

Se entiende por pavimento, a la capa o capas de material seleccionado y/o tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino.

Los elementos que definen la subcorona y que son básicos para el proyecto de las secciones de construcción del camino, son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

A) Subrasante. La subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén.

B) Pendiente transversal. La pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobreelevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

C) Ancho. El ancho de subcorona es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche.

La expresión general para calcular el ancho As de la subcorona es la siguiente:

$$As = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

As = Ancho de la subcorona, en m.
C = Ancho de la corona en tangente, en m.
e_1 y e_2 = Ensanche, a cada lado del camino, en m.
A = Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada lado de la subcorona para que, con los taludes de proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes.

Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo (ver Figura 9.8); pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construidas las terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (Figura 9.7). En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

De la Figura 9.7-A $A = B + C \; ; \; B = A - C$

como $A = e \tan \alpha \; ; \; C = e \tan \theta$

se tiene que $B = e \, (\tan \alpha - \tan \theta)$

por convención $\tan \alpha = \dfrac{1}{t} \; ; \; \tan \theta = -S$

queda $B = e \left[\dfrac{1}{t} - (-S) \right]$

Por lo cual $e = \dfrac{B}{\dfrac{1}{t} + S}$

En donde:

e = Ensanche, en m.

B = Espesor de base y sub-base, en m.

t = Talud de la cuneta.

S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

Cuando el espesor del pavimento y/o la pendiente transversal tienen valores altos, la subcorona corta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, como se muestra en la Figura 9.7-B. En este caso, la aplicación de la expresión anterior daría como resultado la magnitud E, que es mayor que 1 m, lo que indica que el ensanche debe calcularse con otra expresión. Esta expresión se deduce como sigue:

$$(E - 1) \tan \alpha = a + b + c = d \tan \gamma + d \tan \theta + (E - 1) \tan \theta$$

como

$$\tan \alpha = \frac{1}{t} \; ; \; \tan \gamma = \frac{1}{T} \; ; \; \tan \theta = -S.$$

Se entiende por terracerías, el volumen de material que hay que cortar o terraplenar para formar el camino hasta la subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la subcorona, define los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección. A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula, se les llama puntos de paso y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros.

Se entiende por pavimento, a la capa o capas de material seleccionado y/o tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino.

Los elementos que definen la subcorona y que son básicos para el proyecto de las secciones de construcción del camino, son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

A) Subrasante. La subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén.

B) Pendiente transversal. La pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobreelevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

C) Ancho. El ancho de subcorona es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche.

La expresión general para calcular el ancho As de la subcorona es la siguiente:

$$As = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

As = Ancho de la subcorona, en m.
C = Ancho de la corona en tangente, en m.
e_1 y e_2 = Ensanche, a cada lado del camino, en m.
A = Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada lado de la subcorona para que, con los taludes de proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes.

Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo (ver Figura 9.8); pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construidas las terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (Figura 9.7). En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

De la Figura 9.7-A $A = B + C \; ; \; B = A - C$

como $A = e \tan \alpha \; ; \; C = e \tan \theta$

se tiene que $B = e (\tan \alpha - \tan \theta)$

por convención $\tan \alpha = \dfrac{1}{t} \; ; \; \tan \theta = -S$

queda $B = e \left[\dfrac{1}{t} - (-S) \right]$

Por lo cual $e = \dfrac{B}{\dfrac{1}{t} + S}$

En donde:

e = Ensanche, en m.

B = Espesor de base y sub-base, en m.

t = Talud de la cuneta.

S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

Cuando el espesor del pavimento y/o la pendiente transversal tienen valores altos, la subcorona corta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, como se muestra en la Figura 9.7-B. En este caso, la aplicación de la expresión anterior daría como resultado la magnitud E, que es mayor que 1 m, lo que indica que el ensanche debe calcularse con otra expresión. Esta expresión se deduce como sigue:

$$(E - 1) \tan \alpha = a + b + c = d \tan \gamma + d \tan \theta + (E - 1) \tan \theta$$

como

$$\tan \alpha = \frac{1}{t} \; ; \; \tan \gamma = \frac{1}{T} \; ; \; \tan \theta = -S.$$

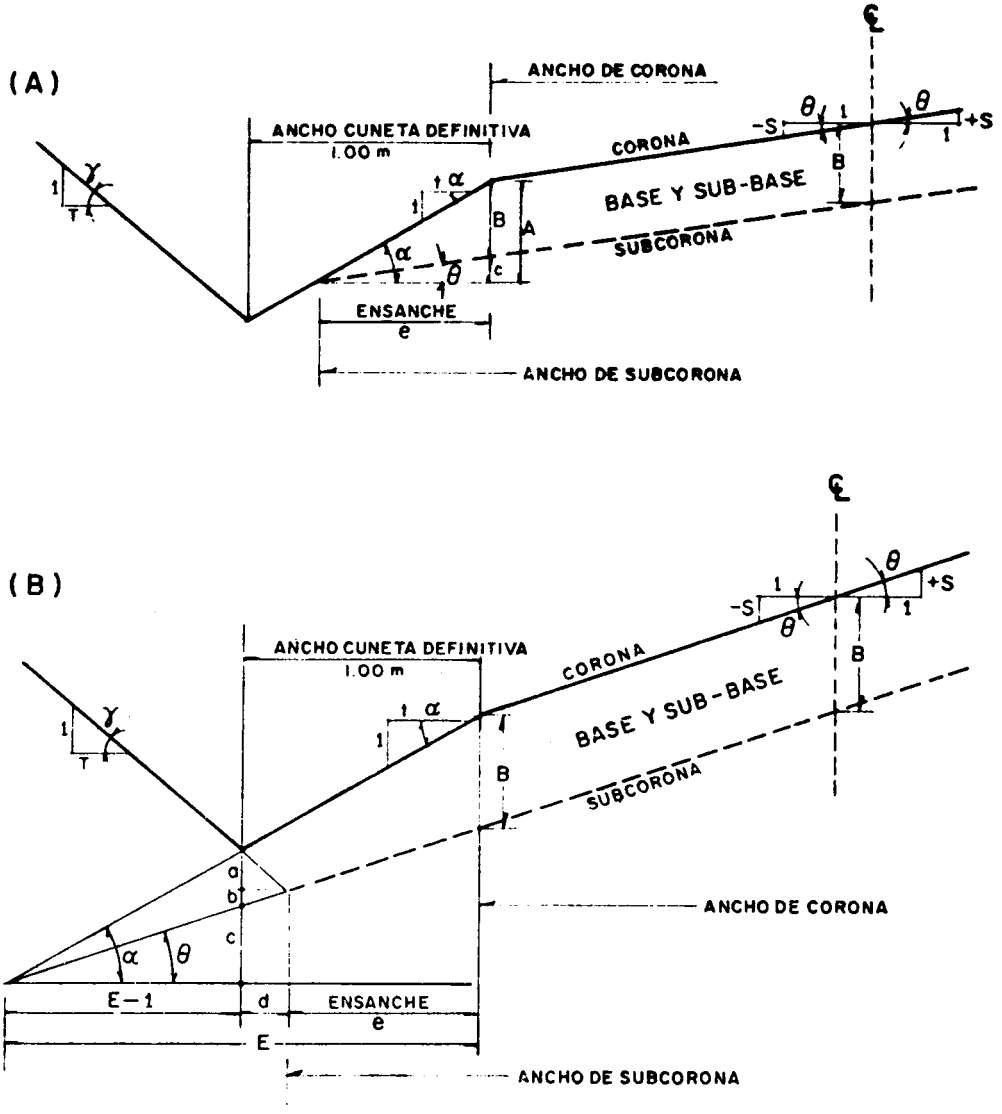


FIGURA 9.7. ENSANCHE DE LA SUBCORONA

entonces:

$$\frac{E-1}{t} = d\left[\frac{1}{T} + (-S)\right] + [(E-1)(-S)]$$

$$d\left[\frac{1}{T} + (-S)\right] = \frac{E-1}{t} - [(E-1)(-S)] = (E-1)\left(\frac{1}{t} + S\right)$$

$$d = \frac{(E-1)\left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)}$$

por otra parte:

$$B = E \tan \alpha - E \tan \Theta$$
$$B = E (\tan \alpha - \tan \Theta)$$

substituyendo valores y despejando E se tiene:

$$E = \frac{B}{\frac{1}{t} + S}$$

substituyendo el valor de E en el valor de d:

$$d = \frac{\left[\left(\frac{B}{\frac{1}{t} + S} - 1\right)\right]\left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)} = \frac{B - \left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)}$$

y el ensanche valdrá:

$$e = 1 - d$$

por lo cual:

$$e = 1 - \frac{B - \frac{1}{t} - S}{\frac{1}{T} - S} = \frac{\left(\frac{1}{T} - S\right) - \left(B - \frac{1}{t} - S\right)}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} - S - B + \frac{1}{t} + S}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - S}$$

En donde:

e = Ensanche, en m.
B = Espesor de base y sub-base, en m.
T = Talud del corte.
t = Talud de la cuneta.
S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

D) Ampliación y sobreelevación en transiciones. Para calcular las ampliaciones y sobreelevaciones de la subcorona en las curvas y transiciones del alineamiento horizontal, se hace uso de los principios y recomendaciones establecidos en este capítulo; sin embargo, dada su importancia en el proyecto de las secciones de construcción, se establecerá la metodología de cálculo, que puede facilitarse mediante el empleo de una tabla similar a la 9-C.

En la parte superior, hay cinco columnas de datos. En la primera, se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva; en la segunda columna se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes, tales como la velocidad de proyecto V, la sobreelevación máxima (Smáx), el grado máximo de curvatura (Gmáx), el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b; en la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y el sentido de la deflexión ($G = 2^{\circ}$ Der.), la sobreelevación de la curva S, la longitud de la transición l_e, la distancia N y la ampliación de la curva A. Cada uno de estos elementos se calcula a través de las expresiones ya citadas.

En la cuarta columna se anota el cadenamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.

En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobreelevación DS y de la ampliación DA. Como esta variación es lineal, se tendrá:

$$DS = \frac{S}{l_e} \quad \text{y} \quad DA = \frac{A}{l_e}$$

Una vez completa la parte superior de la forma, se procede a llenar las columnas y renglones de la tabla propiamente dicha.

En la columna (1) se anota el cadenamiento de los puntos en donde se van a calcular sobreelevaciones y ampliaciones. Estos puntos son las estaciones cerradas de 20 m, los puntos que definen la curva y sus transiciones y los puntos que se encuentren a una distancia N del principio o fin de la transición.

En la columna (2) se anotan las distancias d entre el principio o final de la transición y la sección en donde se quiere calcular la ampliación o la sobreelevación.

En las columnas (3) se anotan las sobreelevaciones de las alas del camino. Se anotan primero las sobreelevaciones conocidas, que son las de aquellos puntos que definen a la curva y sus transiciones. Las sobreeleva-

CAMINO.....
TRAMO.....
SUBTRAMO.....

V .....100 km/m
Smáx.....10 %
Gmáx.....3.25°
C .....9.0 m
b .....2 %
B .....0.3 m
a .....7.30 m

G .....2° Der.
S .....6.2 %
le .....50 m
N .....16.12 m
A .....0.16 m

TE — 20 + 530.45
EC — 20 + 580.45
CE — 20 + 630.45
ET — 20 + 680.45

D S = 0.124
D A = 0.0032

ESTACION	d	Sobreelevacion		Ampliacion	Taludes		Ensanches		Semianchos para proyecto	
		Izquierdo	Derecho		Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
(1)	(2)	(3)		(4)	(5)		(6)		(7)	
20 + 514.33 TE — N		— 2.0	— 2.0	0.00	3	3	0.97	0.97	5.47	5.47
20 + 520	10.45	— 1.2	— 2.0	0.00	3	3	0.95	0.97	5.45	5.47
20 + 530.45 TE	0	0	— 2.0	0.00	3	3	0.91	0.97	5.41	5.47
20 + 540	9.55	+ 1.2	— 2.0	0.03	3	3	0.87	0.97	5.37	5.56
20 + 546.57 TE + N	16.12	+ 2.0	— 2.0	0.05	3	3	0.85	0.97	5.35	5.63
20 + 560	29.55	+ 3.7	— 3.7	0.10	3	0.25/1	0.81	1.00	5.31	5.80
20 + 580	49.55	+ 6.1	— 6.1	0.16	1.5	0.25/1	0.41	0.99	4.91	5.99
20 + 580.45 EC		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	0.25/1	0.41	0.99	4.91	5.99
20 + 600		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 620		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 630.45 CE		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 640	40.45	+ 5.0	— 5.0	0.13	1.5	1.5	0.42	0.48	4.92	5.38
20 + 660	20.45	+ 2.5	— 2.5	0.07	3	1.5	0.84	0.48	5.34	5.18
20 + 664.33 ET — N	16.12	+ 2.0	— 2.0	0.05	3	1.5	0.85	0.46	5.35	5.12
20 + 680	0.45	+ 0.1	— 2.0	0.00	3	1.5	0.90	0.46	5.40	4.96
20 + 680.45 ET	0	0	— 2.0	0.00	3	1.5	0.90	0.46	5.41	4.96
20 + 696.57 ET + N		— 2.0	— 2.0	0.00	3	1.5	0.96	0.46	5.47	4.96

CALCULO_____ REVISO_____ FECHA_____

TABLA 9-C. SOBREELEVACIONES, AMPLIACIONES Y ENSANCHES DE LA SUBCORONA

ciones restantes se calculan multiplicando la distancia d por el parámetro *DS*.

En las columnas (4) se anotan las ampliaciones de la curva y se complementa con la anotación Izq. o Der., según sea el sentido.

En la columna (5) se anotan los valores recomendados para los taludes del corte y de la cuneta o terraplén en cada estación. Si los taludes son de corte, se acostumbra escribirlos como quebrado, siendo la unidad el denominador y si son de terraplén o cuneta, se escribe el valor del talud.

En las columnas (6) se anotan los ensanches calculados, limitados por los taludes del corte, cuneta o terraplén. Cuando se tengan cunetas provisionales, el ensanche será nulo.

En las columnas (7) se anotan los semianchos de la subcorona para proyecto, que están integrados por la suma de la semicorona en tangente horizontal, el ensanche y la ampliación.

9.2.3 Cunetas y contracunetas

Las cunetas y contracunetas son obras de drenaje que por su naturaleza quedan incluidas en la sección transversal.

A) Cunetas. Las cunetas son zanjas que se construyen en los tramos en corte a uno o a ambos lados de la corona, contiguas a los hombros, con el objeto de recibir en ellas el agua que escurre por la corona y los taludes del corte.

Normalmente, la cuneta tiene sección triangular con un ancho de 1.00 m, medido horizontalmente del hombro de la corona al fondo de la cuneta; su talud es generalmente de 3:1; del fondo de la cuneta parte el talud del corte. La capacidad hidráulica de esta sección puede calcularse con los métodos establecidos y debe estar de acuerdo con la precipitación pluvial de la zona y el área drenada.

Cuando los caminos no se pavimentan inmediatamente después de construidas las terracerías, es necesario proyectar una cuneta provisional para drenar la subcorona. El ancho de esta cuneta provisional debe diferir en una cantidad d al ancho de la cuneta definitiva, para que cuando se pavimente o se recubra el camino, la cuneta definitiva quede con su ancho de proyecto. En la Figura 9.8 se ilustra la forma y dimensiones de la cuneta provisional y su relación con la cuneta definitiva.

$$B = a + c = d \tan \gamma + d \tan \alpha$$

como:

$$\tan \gamma = \frac{1}{T} \quad \text{y} \quad \tan \alpha = \frac{1}{t}$$

se tiene:

$$B = d\left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t}\right)$$

de donde:

$$d = \frac{B}{\left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t}\right)}$$

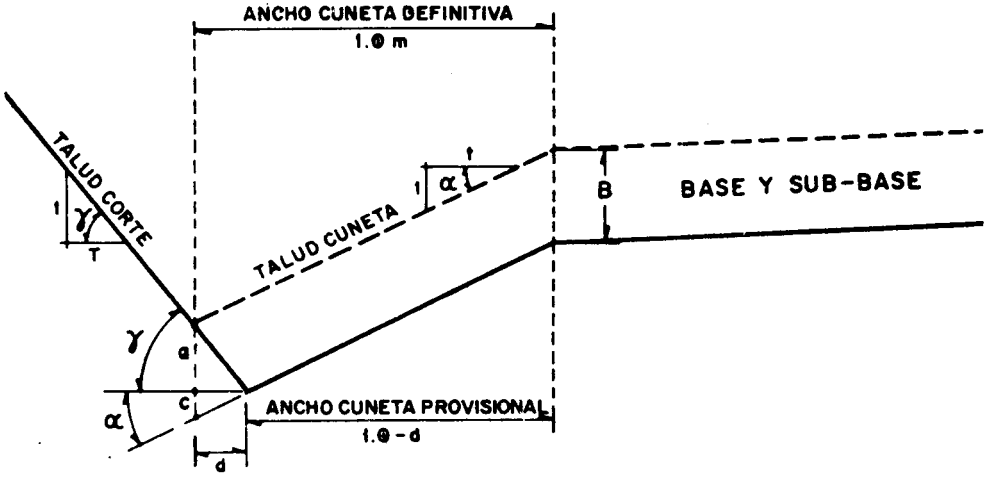


FIGURA 9.8. CUNETA PROVISIONAL

en donde B es el espesor de base y sub-base, en m; T y t son los taludes del corte y de la cuneta, respectivamente, y d es la reducción que hay que hacer al ancho de la cuneta definitiva para tener el ancho de la cuneta provisional, en m.

La pendiente longitudinal de las cunetas generalmente es la misma que la del camino, pero puede aumentarse si las condiciones del drenaje lo requieren y la comparación con otra solución indica que es conveniente.

La longitud de una cuneta está limitada por su capacidad hidráulica, pues no debe permitirse que el agua rebase su sección y se extienda por el acotamiento, por lo que deberá limitarse esta longitud colocando alcantarillas de alivio o proyectando las canalizaciones convenientes

Cuando la velocidad del agua es fuerte puede causar erosiones en la cuneta; para evitarlas habrá que disminuir esa velocidad o proteger las cunetas con materiales resistentes a la erosión.

B) Contracunetas. Generalmente son zanjas de sección trapezoidal, que se excavan arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural. Se construyen perpendiculares a la pendiente máxima del terreno con el fin de lograr una interceptación eficiente del escurrimiento laminar. Su proyecto en dimensiones y localización está determinado por el escurrimiento posible, por la configuración del terreno y por las características geotécnicas de los materiales que lo forman, pues a veces las contracunetas son perjudiciales si en su longitud ocurren filtraciones que redunden en la inestabilidad de los taludes del corte; en estos casos debe estudiarse la conveniencia de impermeabilizarlas, substituirlas por bordos o buscar otra solución.

9.2.4 Taludes

El talud es la inclinación del paramento de los cortes o de los terraplenes, expresado numéricamente por el recíproco de la pendiente. Por

extensión, en caminos, se le llama también talud a la superficie que en cortes queda comprendida entre la línea de ceros y el fondo de la cuneta; y en terraplenes, la que queda comprendida entre la línea de ceros y el hombro correspondiente.

Los taludes de los cortes y terraplenes se fijan de acuerdo con su altura y la naturaleza del material que los forman.

En terraplenes, dado el control que se tiene en la extracción y colocación del material que forma el talud, el valor comúnmente empleado para éste es de 1.5. En los cortes, debido a la gran variedad en el tipo y disposición de los materiales, es indispensable un estudio, por somero que sea, para definir los taludes en cada caso. La tabla 9-D resume la experiencia de la Secretaría de Obras Públicas respecto a las recomendaciones de los taludes en cortes. Se tiene como norma para los cortes de más de siete metros de altura, realizar estudios con el detalle suficiente, a fin de fijar de un modo racional, los taludes y los procedimientos de construcción.

9.2.5 Partes complementarias

Bajo esta denominación se incluyen aquellos elementos de la sección transversal que concurren ocasionalmente y con los cuales se trata de mejorar la operación y conservación del camino. Tales elementos son las guarniciones, bordillos, banquetas y fajas separadoras. Las defensas y los dispositivos para el control del tránsito también pueden considerarse como parte de la sección transversal; su aplicación, diseño y descripción, están tratados en el Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito, editado por la Secretaría de Obras Públicas.

A) Guarniciones y bordillos. Las guarniciones son elementos parcialmente enterrados, comúnmente de concreto hidráulico que se emplean principalmente para limitar las banquetas, camellones, isletas y delinear la orilla del pavimento. El tipo y ubicación de las guarniciones influye en las reacciones del conductor y, por tanto, en la seguridad y utilidad del camino.

TABLA 9-D. TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	*TALUD RECOMENDABLE*		*OBSERVACIONES*
	Hasta ≐ 8 m	*De ≒ 8 m a 16 m ≐*	
Granito sano y masivo	¼ :1	¼ :1	Descopetar a ¾ :1 la parte intemperizada, si la hay
Granito sano, en bloque	½ :1	¾ :1	Amacizar taludes según la disposición de los bloques
Granito sano, fracturado	½ :1	½ :1	No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud El talud recomendable variará de acuerdo con la disposición relativa de las diaclasas respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta ≐ 8 m	TALUD RECOMENDABLE De ≐ 8 m a 16 m ≐	OBSERVACIONES
Granito fracturado y poco alterado	½ :1	½ :1	Si el fracturamiento es uniforme y favorable
	¾ :1	¾ :1	Si no es favorable
	½ :1	¾ :1	Si el fracturamiento es más intenso en la parte superior del corte
Granito totalmente intemperizado (tucuruguay)	½ :1	¾ :1	Si el producto de intemperización del granito es arena gruesa bien cementada y compacta
	¾ :1	1 :1	Si el producto de intemperización es arena limosa o arcillosa con poca cementación y compacidad
Dioritas			Mismo comportamiento que los granitos
Riolitas fracturadas en grandes bloques con sistemas de fracturamiento principal, horizontal y verticalmente. (Columnar.)	¼ :1	½ :1	No es adecuada la construcción de bermas
Andesita fracturada en grandes bloques	¼ :1	¼ :1	Si las fracturas no contienen arcilla
	½ :1	¾ :1	Si las fracturas contienen arcilla Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiaclasamiento respecto al talud
Andesita fracturada y poco alterada	¼ :1	½ :1	
Andesita fracturada y muy intemperizada	½ :1	¾ :1	
Diabasa sana, poco fracturada	⅛ :1	¼ :1	
Basalto columnar	⅛ :1	¼ :1	El que den las columnas, generalmente es vertical
Basalto fracturado, sano	¼ :1	¼ :1	Si el sistema de fracturamiento es favorable al talud Descopetar a ½ :1 la parte superior del corte si el fracturamiento es muy intenso Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiaclasamiento respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta 8 m	TALUD RECOMENDABLE De 8 m a 16 m	OBSERVACIONES
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños (mal país)	½ :1 ¾ :1	¾ :1 ¾ :1	Si está empacado en arcillas
Basalto muy fracturado y alterado	½ :1	½ :1	
Derrames basálticos intercalados con piroclásticas y tezontles	¾ :1	1 :1	Conviene la construcción de banqueta de 4 m al pie del talud para recibir desprendimientos
Tezontle suave bien cementado	¼ :1	½ :1	
Tezontle sano fragmentario	¾ :1	1 :1	
Tezontle intemperizado	¾ :1	¾ :1	
Tobas andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas y fuertemente cementadas	¼ :1	¼ :1	Si presentan fracturamiento columnar, deberá darse la inclinación de dichas columnas Deberá tenerse especial cuidado para no usar explosivos en exceso
	¼ :1	¾ :1	Si están intemperizadas en la parte superior del corte
Tobas brechoides medianamente cementadas	¼ :1	¼ :1	Un solo talud para cortes menores de 16 m
Tobas débilmente cementadas	¾ :1	1 :1	
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada	¼ :1	¼ :1	Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de planos de sedimentación respecto al plano del talud
	¼ :1	½ :1	Si la parte superior del corte se encuentra más fracturada
Lutita suave muy fracturada	½ :1	¾ :1	Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta ≐ 8 m	De ≐ 8 m a 16 m ≐	OBSERVACIONES
Areniscas fuertemente cementadas	1/8 :1	1/8 :1	
Areniscas débilmente cementadas	1/2 :1	3/4 :1	
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicosa	1/8 :1	1/8 :1	
Conglomerados cementados con matriz cálcica	1/4 :1	1/4 :1	
Conglomerado pobremente cementado o con matriz arcillosa	1/2 :1	3/4 :1	
Caliza fracturada con echados casi horizontales	1/8 :1	1/8 :1	Descopetar a 1/2 :1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud
Caliza muy fracturada, cavernosa y poco alterada	1/2 :1	3/4 :1	
Pizarras con planos de apizarramiento de 5 a 10 cm de separación, con echados casi horizontales	1/4 :1	1/2 :1	Se aconseja la construcción de contracunetas impermeables si éstas son necesarias
Aglomerados medianamente compactos	3/4 :1	3/4 :1	
Arenas limosas pumíticas y vidrios volcánicos (jales)	3/4 :1	1:1	Protección de taludes inmediata, mediante "tepes", cunetas y contracunetas impermeabilizadas
Limos arenosos muy compactos (tepetates)	1/4 :1	1/2 :1	
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas)	1/2 :1	1/2 :1 a 3/4 :1	
Arcillas muy suaves, expansivas y compresibles	1:1	1.5:1	Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje
Caolín, producto de alteración de dioritas	1:1		Cubrir con "tepes" el talud. Altura máxima de corte 8 m. Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje

Los tipos usuales de guarnición son las verticales y las achaflanadas, las primeras tienen su parte saliente de 0.20 m como máximo y su cara exterior sensiblemente vertical, de manera que los vehículos no puedan sobrepasarlas; las segundas tienen la parte saliente achaflanada para que en caso de emergencia, los vehículos puedan pasar sobre ellas con relativa facilidad. La Figura 9.9 ilustra ambos tipos de guarniciones.

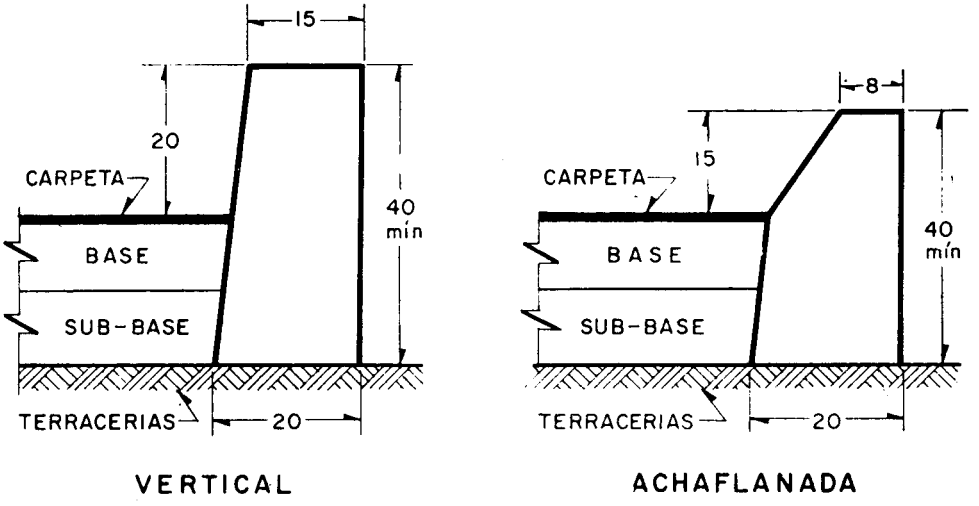


FIGURA 9.9. TIPOS DE GUARNICIONES

Las guarniciones achaflanadas se emplean principalmente en zonas rurales y las verticales en zonas urbanas. Las guarniciones deben ser visibles, para ello cuando sea necesario deben pintarse o señalarse con material reflejante sus caras exteriores.

Los bordillos son elementos, generalmente de concreto asfáltico, que se construyen sobre los acotamientos junto a los hombros de los terraplenes, a fin de encauzar el agua que escurre por la corona y que de otro modo causaría erosiones en el talud del terraplén (ver Figura 9.10).

El caudal recogido por el bordillo se descarga en lavaderos construidos sobre el talud del terraplén.

Antes de proyectar un bordillo habrá que estudiar la erosionabilidad del talud para la precipitación pluvial que se tenga en la zona. Habrá terraplenes que no los requieran, ya sea por la baja precipitación o porque el talud no sea erosionable. En terraplenes de corta altura puede ser más económico reponer, en su caso, el material erosionado en los taludes que conservar el bordillo y los lavaderos correspondientes. En tramos a nivel o con pendientes longitudinales menores de uno por ciento no son aconsejables los bordillos, pues el agua que recogen escurrirá únicamente por tirante hidráulico y se provocarán acumulaciones de agua perjudiciales. Si la pendiente longitudinal es mayor, el bombeo y el espesor de la carpeta

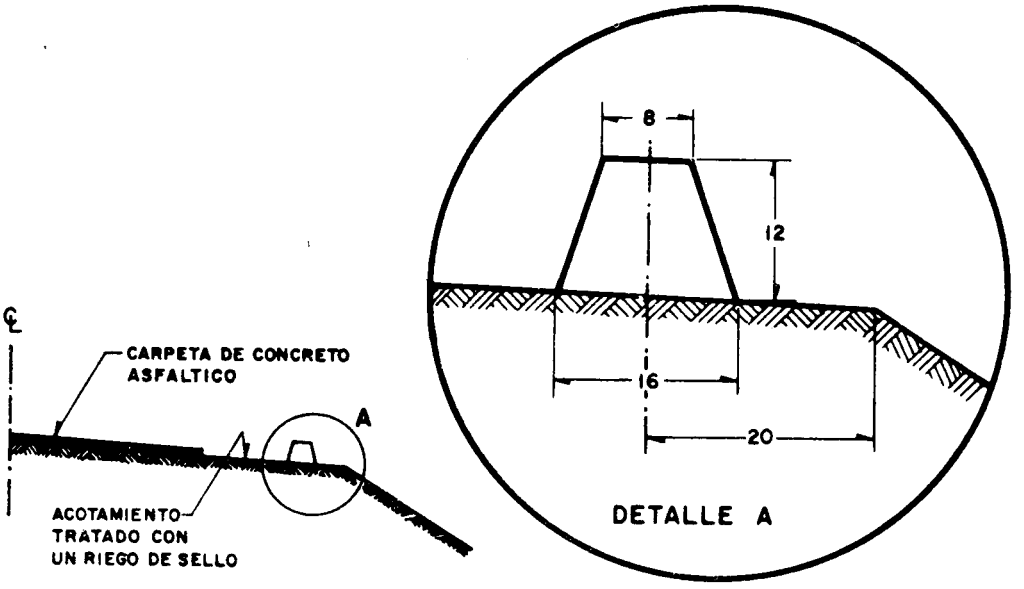


FIGURA 9.10. BORDILLO

limitan la altura máxima del bordillo, puesto que no es admisible que el agua recogida por él, invada parte de la calzada.

Debe tenerse en cuenta que un bordillo puede ser una obra provisional. En algunas ocasiones, su función es reemplazada por las especies vegetales que crecen en los taludes del terraplén.

B) Banquetas. Las banquetas son fajas destinadas a la circulación de peatones, ubicadas a un nivel superior al de la corona y a uno o a ambos lados de ella. En zonas urbanas y suburbanas, la banqueta es parte integrante de la calle; en caminos rara vez son necesarias.

La justificación del proyecto de banquetas depende del peligro a que estén sujetos los peatones en caso de no haberlas, lo que a su vez está gobernado por la circulación horaria de peatones y el volumen y la velocidad de tránsito. Cuando la circulación de peatones es eventual no es necesario construir banquetas.

C) Fajas separadoras y camellones. Se llaman fajas separadoras a las zonas que se disponen para dividir unos carriles de tránsito de otros de sentido opuesto, o bien para dividir carriles del mismo sentido pero de diferente naturaleza. A las primeras se les llama fajas separadoras centrales y a las segundas, fajas separadoras laterales. Cuando a estas fajas se les construyen guarniciones laterales y entre ellas se coloca material para obtener un nivel superior al de la calzada, toman el nombre de camellones, que igualmente pueden ser centrales o laterales; su anchura es variable dependiendo del costo del derecho de vía y de las necesidades del tránsito. El ancho mínimo es 1.20 m.

Los camellones centrales se usan en caminos de cuatro o más carriles; los laterales se proyectan en zonas urbanas y suburbanas para separar el tránsito directo del local en una calle o camino lateral.

En ocasiones, se pone en los camellones centrales setos altos para evitar el deslumbramiento de los usuarios; en las curvas horizontales, este seto reduce la distancia de visibilidad, por lo que en estos casos debe eliminarse o proyectar el camellón con un ancho tal que el seto permita tener al menos la distancia de visibilidad de parada, correspondiente a la velocidad de proyecto del tramo para el carril inmediato al camellón.

9.2.6 Derecho de vía

El derecho de vía de una carretera es la faja que se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y en general, para el uso adecuado de esa vía y de sus servicios auxiliares. Su ancho será el requerido para satisfacer esas necesidades.

En general, conviene que el ancho de derecho de vía sea uniforme, pero habrá casos en que para alojar intersecciones, bancos de materiales, taludes de corte o terraplén y servicios auxiliares, se requiera disponer de un mayor ancho.

CAPITULO X

PROYECTO DE LA SUBRASANTE Y CALCULO DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRACERIAS

GENERALIDADES

El costo de construcción, parte integrante de los costos en que se basa la evaluación de un camino, está gobernado por los movimientos de terracerías. Esto implica una serie de estudios que permitan tener la certeza de que los movimientos a realizar sean los más económicos, dentro de los requerimientos que el tipo de camino fija.

La subrasante a la que corresponden los movimientos de terracerías más económicos se le conoce como subrasante económica.

En este Capítulo se dan los lineamientos que el proyectista debe seguir para obtener la subrasante que corresponde a un proyecto económico.

10.1 PROYECTO DE LA SUBRASANTE

Al iniciarse el estudio de la subrasante en un tramo se deben analizar el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal y las secciones transversales del terreno, los datos relativos a la calidad de los materiales y la elevación mínima que se requiere para dar cabida a las estructuras.

La subrasante económica es aquella que ocasiona el menor costo de la obra, entendiéndose por esto, la suma de las erogaciones ocasionadas durante la construcción y por la operación y conservación del camino una vez abierto al tránsito. No obstante, en lo que sigue se tratará la forma de encontrar la subrasante económica determinándola únicamente por el costo de construcción, por ser este concepto el que generalmente presenta variaciones sensibles. Bajo este aspecto, para el proyecto de la subrasante económica hay que tomar en cuenta que:

1. La subrasante debe cumplir con las Especificaciones de Proyecto Geométrico dadas.

2. En general, el alineamiento horizontal es definitivo, pues todos los problemas inherentes a él han sido previstos en la fase de anteproyecto. Sin embargo habrá casos en que se requiera modificarlo localmente.

3. La subrasante a proyectar debe permitir alojar las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel y su elevación debe ser la necesaria para evitar humedades perjudiciales a las terracerías o al pavimento, causadas por zonas de inundación o humedad excesiva en el terreno natural.

10.1.1 Elementos que definen el proyecto de la subrasante

De acuerdo con lo anterior, se considera que los elementos que definen el proyecto de la subrasante económica, son los siguientes:

A) Condiciones topográficas.
B) Condiciones geotécnicas.
C) Subrasante mínima.
D) Costo de las terracerías.

A) Condiciones topográficas. De acuerdo con su configuración se consideran los siguientes tipos de terreno: plano, lomerío y montañoso.

Se estima que la definición de estos tres conceptos debe estar íntimamente ligada con las características que cada uno de ellos imprime al proyecto, tanto en los alineamientos horizontal y vertical como en el diseño de la sección de construcción.

Se considera terreno plano, aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula. Como lomerío, se considera al terreno cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión, cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de 25°. Como montañoso se considera al terreno que ofrece pendientes transversales mayores de 25°, caracterizado por accidentes topográficos notables y cuyo perfil obliga a fuertes movimientos de tierra.

En terreno plano el proyecto de la subrasante será generalmente en terraplén, sensiblemente paralelo al terreno, con la altura suficiente para quedar a salvo de la humedad propia del suelo y de los escurrimientos laminares en él, así como para dar cabida a las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel. En este tipo de configuración, la compensación longitudinal o transversal de las terracerías se presenta excepcionalmente; como consecuencia, los terraplenes estarán formados con material producto de préstamo, ya sea lateral o de banco. El proyecto de tramos con visibilidad de rebase generalmente no presenta ninguna dificultad, tanto por lo que respecta al alineamiento horizontal como al vertical.

En un terreno considerado como lomerío, el proyectista estudiará la subrasante combinando las pendientes especificadas, obteniendo un alineamiento vertical ondulado, que en general permitirá aprovechar el material producto de los cortes, para formar los terraplenes contiguos. El proyecto de la subrasante a base de contrapendientes, la compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable, el hecho de no representar problema dejar el espacio vertical necesario para alojar las alcantarillas, los pasos a desnivel y puentes, son características de este tipo de terreno. Asimismo, cuando se requiere considerar la distancia de visibilidad de rebase en el proyecto del alineamiento vertical, se ocasiona un incremento en el volumen de tierras a mover.

En terreno montañoso, como consecuencia de la configuración topográfica, la formación de las terracerías se obtiene mediante la excavación de grandes volúmenes; el proyecto de la subrasante queda generalmente condicionado a la pendiente transversal del terreno y el análisis de las secciones transversales en zonas críticas o en balcón. Cuando a causa de la excesiva pendiente transversal del terreno haya necesidad de alojar en firme la corona del camino, la elevación de la subrasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención o de viaductos, con el objeto de obtener el menor costo del tramo. En ocasiones, el proyecto de un túnel puede ser la solución conveniente.

Son características del terreno montañoso el empleo frecuente de las especificaciones máximas, tanto en el alineamiento horizontal como en el

vertical, la facilidad de disponer del espacio libre para dar cabida a alcantarillas y puentes, la presencia en el diagrama de masas de una serie de desperdicios interrumpidos por pequeños tramos compensados, la frecuencia de zonas críticas, los grandes volúmenes de tierras a mover, la necesidad de proyectar alcantarillas de alivio y el alto costo de construcción resultante, si se quiere considerar en el proyecto la distancia de visibilidad de rebase.

Dada la íntima liga que existe entre los alineamientos horizontal y vertical en todos los casos antes descritos, especialmente en el último, es necesario que al proyectar el alineamiento horizontal se tomen en cuenta los problemas que afectan el estudio económico de la subrasante.

B) Condiciones geotécnicas. La calidad de los materiales que se encuentran en la zona en donde se localiza el camino, es factor muy importante para lograr el proyecto de la subrasante económica, ya que además del empleo que tendrán en la formación de las terracerías, servirán de apoyo al camino. La elevación de la subrasante está limitada en ocasiones por la capacidad de carga del suelo que servirá de base al camino.

Por la dificultad que ofrecen a su ataque, las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas, clasifican a los materiales de terracerías como A, B y C; por el tratamiento que van a tener en la formación de los terraplenes, los clasifican en materiales compactables y no compactables.

Un suelo se clasifica como Material A, cuando puede ser atacado con facilidad mediante pico, pala de mano, escrepa o pala mecánica de cualquier capacidad; además, se consideran como Material A, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 centímetros; como Material B, el que requiere ser atacado mediante arado o explosivos ligeros, considerándose además como Material B, las piedras sueltas mayores de 7.5 y menores de 75.0 centímetros. Finalmente, el Material C, es el que solamente puede ser atacado mediante explosivos, requiriendo para su remoción el uso de pala mecánica de gran capacidad.

Un material se considera compactable cuando es posible controlar su compactación por alguna de las pruebas de laboratorio usuales en la técnica S.O.P. En caso contrario se considera no compactable, aun cuando se reconozca que estos materiales puedan ser sujetos a un proceso de compactación en el campo. Al material llamado no compactable, generalmente producto de los cortes y excepcionalmente obtenido de los préstamos, se le aplica el tratamiento de bandeado al emplearse en la formación de los terraplenes, tratamiento que tiene por objeto lograr un mejor acomodo de los fragmentos, reduciendo los vacíos u oquedades mediante el empleo del equipo de construcción adecuado. Dentro de este grupo quedan incluidos los materiales clasificados como C, y aquellos cuya clasificación B es debida a la presencia de fragmentos medianos y grandes.

Para el proyecto de la subrasante se deben conocer principalmente las propiedades de los materiales que intervendrán en la formación de las terracerías, los datos relativos a su clasificación para fines de presupuesto y el tratamiento a darles.

C) Subrasante mínima. La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la subrasante económica debe sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la subrasante mínima. Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

1. Obras menores
2. Puentes
3. Zonas de inundación
4. Intersecciones.

1. Obras menores. Para lograr la economía deseada y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que el estudio de la subrasante respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, pues en terrenos considerados como de lomerío y montañoso, solamente en casos aislados habrá que tomar en cuenta la elevación mínima, ya que el proyecto de la subrasante estará obligado por las condiciones que este tipo de configuración topográfica impone y generalmente habrá espacio vertical suficiente para dar cabida a las obras menores.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la subrasante, está en función de las características propias de la alcantarilla y de la sección de construcción, principalmente la elevación del desplante, la pendiente según el eje de la obra, el colchón mínimo, el ángulo de esviajamiento, la altura de la obra hasta su coronamiento, el ancho de la semicorona, y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

2. Puentes. Aun cuando en los cruces de corrientes que hacen necesaria la construcción de puentes, la elevación definitiva de la subrasante no será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en consideración los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto del alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr lo anterior se debe contar con los siguientes datos:

a) Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.

b) Sobreelevación de las aguas ocasionada por el estrechamiento que origina el puente en el cauce.

c) Espacio libre vertical necesario para dar paso a cuerpos flotantes.

d) Peralte de la superestructura.

La suma de los valores de estos elementos determina la elevación mínima de rasante necesaria para alojar el puente, de la cual habrá que deducir el espesor de pavimento para obtener la elevación de la subrasante.

En caminos de poco tránsito localizados en zonas en donde las avenidas máximas extraordinarias se presentan con poca frecuencia y duración, el proyecto de vados suele suplir al de puentes. La elección del tipo de obra está supeditada al régimen de la corriente, así como al estudio comparativo de costos de las alternativas que se presenten.

3. Zonas de inundación. El paso de un camino por zonas de inundación obliga a guardar cierta elevación de la subrasante que se fija de acuerdo con el nivel de aguas máximas extraordinarias, con la sobreelevación de las aguas producida por el obstáculo que a su paso presentará el camino y con la necesidad de asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento. En estos casos se recomienda que la elevación de la subrasante sea como

mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias, estando el dato preciso en función de las características de la zona inundable.

4. Intersecciones. Los cruces que un camino tiene con otras vías de comunicación terrestre, ya sean en proyecto o existentes, dan lugar a intersecciones que pueden ser a nivel o a desnivel. En este caso el proyecto de la subrasante deberá considerar la vía terrestre que se cruce.

En las intersecciones a desnivel, se hará un estudio económico para determinar si conviene sea inferior o superior el paso del camino que se está proyectando. Para fijar la elevación de la subrasante económica se sigue una metodología semejante a la ya explicada para el caso de obras menores, tomando en consideración además, para el caso de los entronques, que deberán estudiarse los enlaces con los caminos que originan el cruce.

D) Costo de las terracerías. La posición que debe guardar la subrasante para obtener la economía máxima en la construcción de las terracerías, depende de los siguientes conceptos:

1. Costos unitarios:
Excavación en corte.
Excavación en préstamo.
Compactación en el terraplén del material de corte.
Compactación en el terraplén del material de préstamo.
Sobreacarreo del material de corte a terraplén.
Sobreacarreo del material de corte a desperdicio.
Sobreacarreo del material de préstamo a terraplén.
Costo del terreno afectado para préstamo, desmonte y despalme, dividido entre el volumen de terracerías extraído del mismo.

2. Coeficientes de variabilidad volumétrica:
Del material de corte.
Del material de préstamo.

3. Relaciones:
Entre la variación de los volúmenes de corte y terraplén, al mover la subrasante de su posición original.

Entre los costos unitarios de terraplén formado con material producto de corte y con material obtenido de préstamo.

Entre los costos que significa el acarreo del material de corte para formar el terraplén y su compactación en éste y el que significa la extracción del material de corte y el acarreo para desperdiciarlo.

4. Distancia económica de sobreacarreo:

El empleo del material producto de corte en la formación de terraplenes, está condicionado tanto a la calidad del material como a la distancia hasta la que es económicamente posible su transporte. Esta distancia está dada por la ecuación:

$$DME = \frac{(P_p + ad) - P_c}{P_{aa}} + AL$$

en donde:

DME = Distancia máxima de sobreacarreo económico.
ad = Costo unitario de sobreacarreo del material de corte de desperdicio.
P_c = Precio unitario de la compactación en el terraplén del material producto del corte.
AL = Acarreo libre del material, cuyo costo está incluido en el precio de excavación.
P_p = Costo unitario de terraplén formado con material producto de préstamo.
P_{sa} = Precio unitario del sobreacarreo del material de corte.

Como se verá en el inciso 10.2.4 correspondiente a movimientos de terracerías, en estos elementos se basa fundamentalmente el estudio del diagrama de masas.

10.2 CALCULO DE VOLUMENES Y MOVIMIENTO DE TERRACERIAS

Para lograr la aproximación debida en el cálculo de los volúmenes de tierra, es necesario obtener la elevación de la subrasante tanto en las estaciones cerradas como en las intermedias en que se acusan cambios en la pendiente del terreno. Asimismo, es conveniente calcular la elevación de los puntos principales de las curvas horizontales, en los que la sección transversal sufre un cambio motivado por la sobreelevación y la ampliación.

Obtenida la elevación de la subrasante para cada una de las estaciones consideradas en el proyecto, se determina el espesor correspondiente dado por la diferencia que existe entre las elevaciones del terreno y de la subrasante. Este espesor se considera en la sección transversal del terreno previamente dibujada, procediéndose al proyecto de la sección de construcción.

El cálculo de los volúmenes se hace con base en las áreas medidas en las secciones de construcción y los movimientos de los materiales se analizan mediante un diagrama llamado de curva masa.

10.2.1 Secciones de construcción

Se llama así a la representación gráfica de las secciones transversales, que contienen tanto los datos propios del diseño geométrico, como los correspondientes al empleo y tratamiento de los materiales que formarán las terracerías, véase Figuras 10.1 y 10.2.

Los elementos y conceptos que determinan el proyecto de una sección de construcción, pueden separarse en dos grupos claramente definidos:

A) Los propios del diseño geométrico.

B) Los impuestos por el procedimiento a que debe sujetarse la construcción de las terracerías.

Los elementos relativos al grupo A) son los siguientes:

1. Espesor de corte o de terraplén.
2. Ancho de corona.

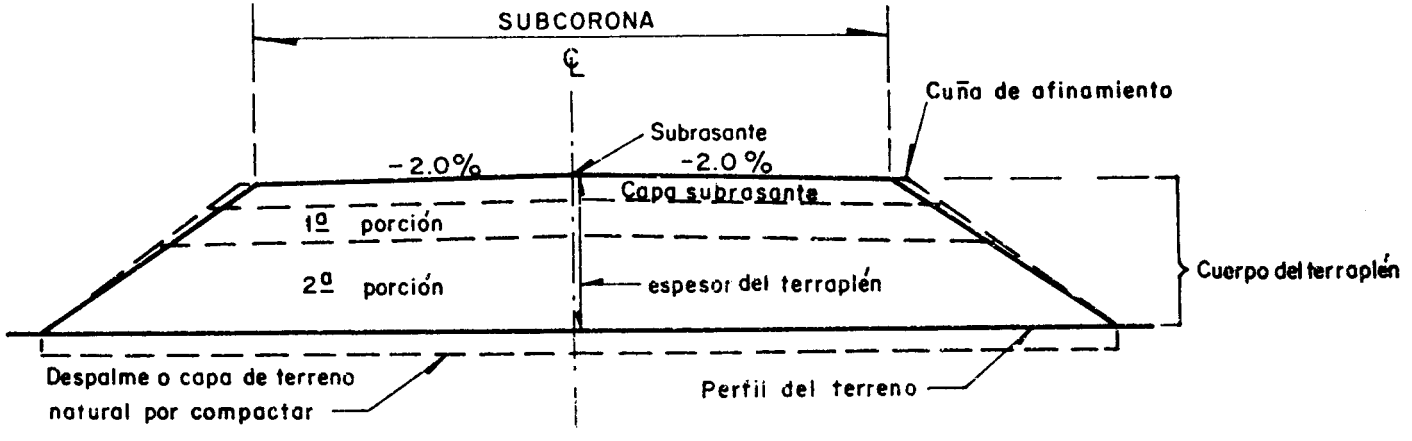


FIGURA 10.1. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN TERRAPLEN EN TANGENTE

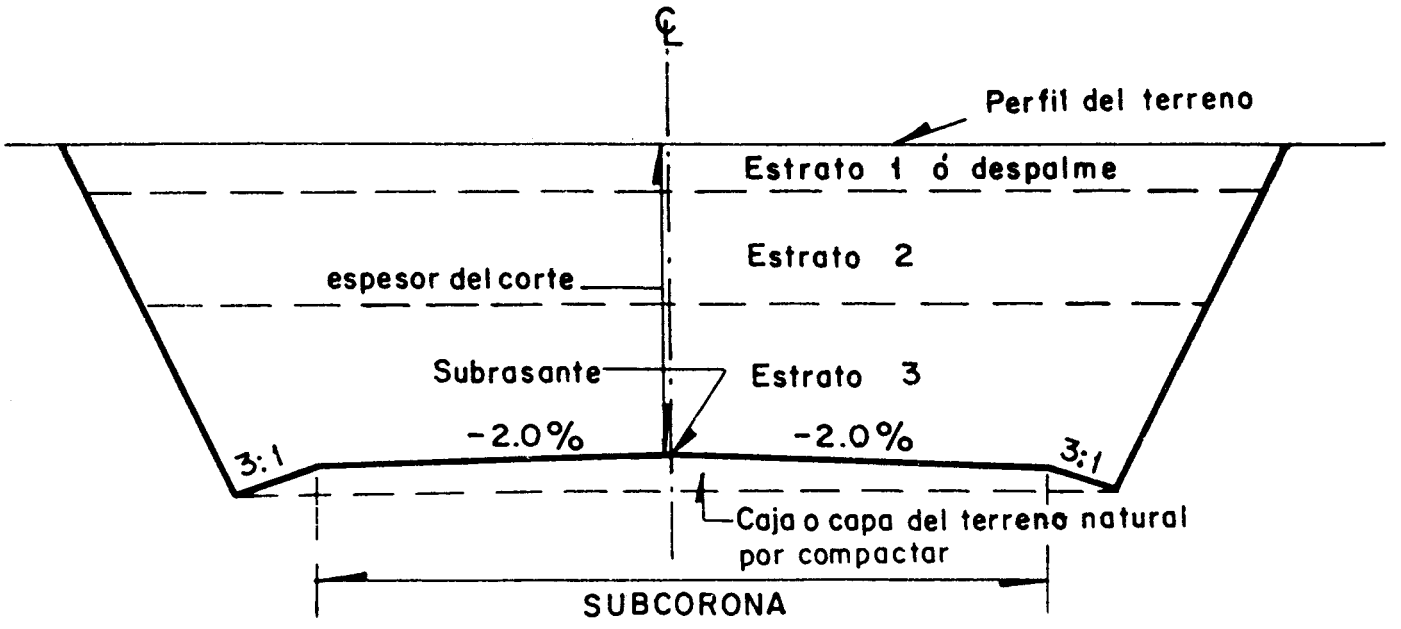


FIGURA 10.2. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

3. Ancho de calzada.
4. Ancho de acotamiento.
5. Pendiente transversal.
6. Ampliación en curvas.
7. Longitud de transición.
8. Espesor de pavimento.
9. Ancho de subcorona.
10. Talud de corte o de terraplén.
11. Dimensiones de las cunetas.

Los elementos que forman el grupo B) son los siguientes:

12. Despalme.
13. Compactación del terreno natural.
14. Escalón de liga.
15. Cuerpo del terraplén.
16. Capa subrasante.
17. Cuña de afinamiento.
18. Muro de retención.
19. Berma.
20. Estratos en corte.
21. Caja en corte.

Los elementos enumerados en el grupo A) ya han sido tratados en el Capítulo IX; a continuación se describen los relativos al grupo B).

12. Despalme. Es la remoción de la capa superficial del terreno natural que, por sus características no es adecuada para la construcción; ya sea que se trate de zonas de cortes, de áreas destinadas para el desplante de terraplenes o de zonas de préstamo. (Ver Figuras 10.1 y 10.2.)

13. Compactación del terreno natural. Es la que se da al material del terreno sobre el que se desplantará un terraplén o al que quede abajo de la subcorona o de la capa subrasante en un corte, para proporcionarle a ese material el peso volumétrico requerido. También se aplica en el caso de terracerías antiguas que vayan a ser ampliadas. (Ver Figuras 10.1 y 10.2.)

14. Escalón de liga. Es el que se forma en el área de desplante de un terraplén, cuando la pendiente transversal del terreno es poco menor que la inclinación del talud 1.5:1, a fin de obtener una liga adecuada entre ellos y evitar un deslizamiento del terraplén (Figura 10.3-A). También se proyecta en casos de ampliación o reconstrucción de caminos existentes, cuando la distancia horizontal d (Figura 10.3-B) entre taludes, es menor que el ancho del equipo de construcción, para lo cual hay que recortar el terraplén existente, hasta obtener la distancia mínima l necesaria. Las dimensiones de los escalones de liga se fijan de acuerdo con las características de los materiales y del equipo de construcción.

15. Cuerpo del terraplén. Se llama así a la parte del terraplén que queda abajo de la subcorona. Está formado por una o más porciones según sea la elevación del terraplén, las características de los materiales y el tratamiento que se les dé (Figura 10.1).

16. Capa subrasante. Es la porción subyacente a la subcorona, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30 cm y está formada por suelos seleccionados para soportar las cargas que le transmite el pavimento (Figura 10.1).

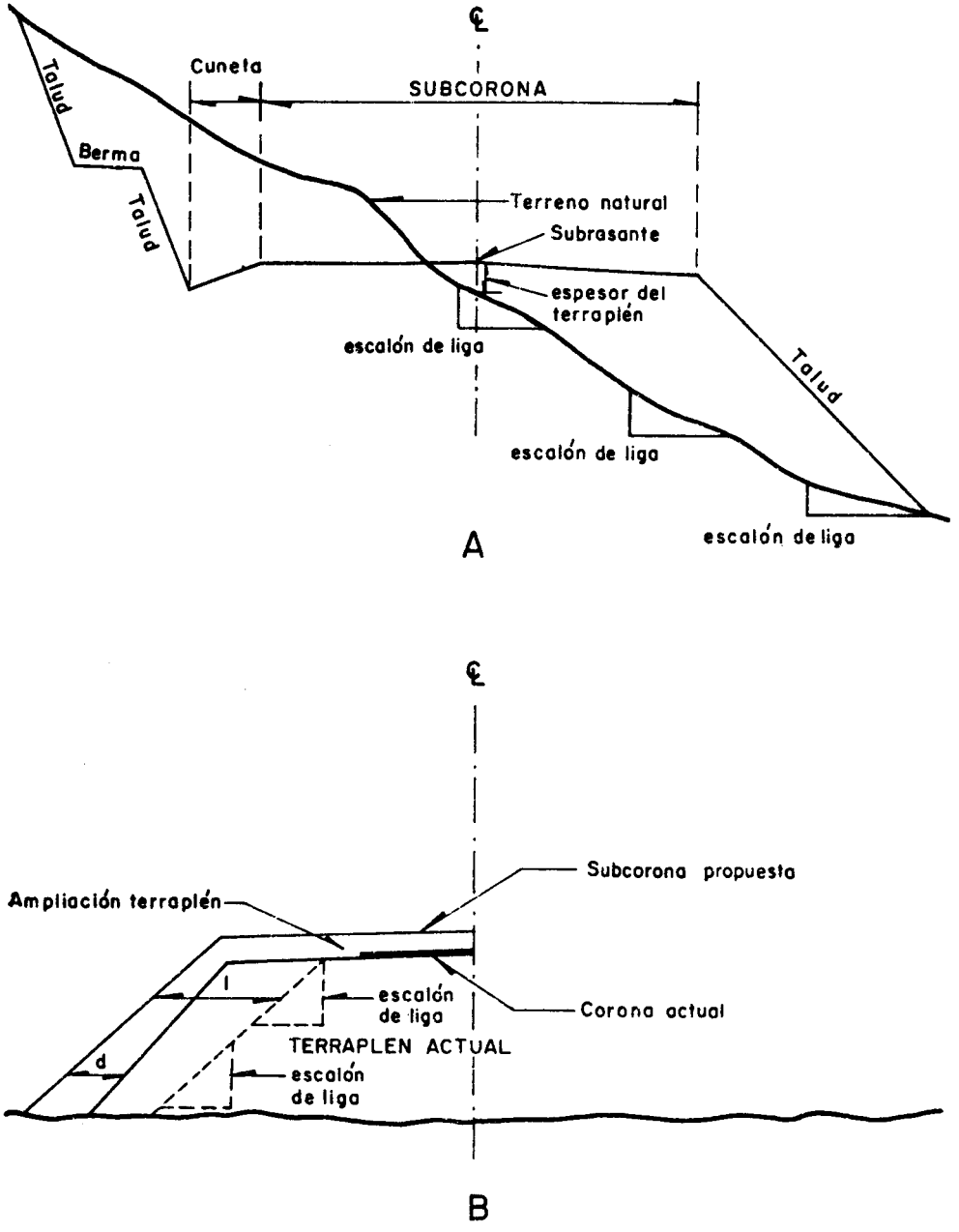


FIGURA 10.3. ESCALON DE LIGA

17. Cuña de afinamiento. Es el aumento lateral que se le da a un talud de terraplén, para lograr la compactación debida en las partes contiguas a él. Es de forma triangular, comúnmente de 20 cm de ancho en su parte superior al nivel del hombro de la subcorona, y termina en la línea de ceros del talud o en el lecho superior de la porción inferior, si ésta es de material no compactable. Esta cuña debe recortarse en el afinamiento final (Figura 10.1).

18. Muro de retención. Cuando la línea de ceros del terraplén no llega al terreno natural es necesario construir muros de retención, cuya ubicación y altura estarán dadas como resultado de un estudio económico (Figura 10.4-A.).

19. Berma. En un terraplén, está formada por el material que se coloca adosado a su talud, a fin de darle mayor estabilidad al terraplén (Figura 10.4-B.). En corte, es un escalón que se hace recortando el talud, con el objeto de darle mayor estabilidad y de detener en él al material que se pueda desprender, evitando así que llegue hasta la corona del camino (Figura 10.4-A.).

20. Estratos en cortes. Así se designan a las diferentes capas que aparecen en un corte, cuando cada una de ellas está formada por material de distintas características de las demás. Una sección típica en corte se muestra en la Figura 10.4-A, en donde se observa lo siguiente:

a) La capa superficial del terreno o estrato (1), que en general está formada por materiales finos, si es aprovechable por su calidad para formar el terraplén, se considera como tal; si por el contrario es inadecuado para ese empleo, viene a ser el despalme antes descrito.

b) Las porciones (2) y (3) representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas.

21. Caja en corte. Es la excavación del material subyacente a la subcorona, inadecuado para formar la capa subrasante. Este material debe ser substituido por otro de características apropiadas (Figura 10.2).

10.2.2 Determinación de áreas

Para fines de presupuesto y pago de la obra, es preciso determinar los volúmenes tanto de corte como de terraplén. Para lograr lo anterior, es necesario calcular el área de las distintas porciones consideradas en el proyecto de la sección de construcción.

Dentro de los distintos procedimientos empleados para este fin, los tres siguientes son los más comunes:

A) Método analítico.

B) Método gráfico.

C) Método del planímetro.

A) Método analítico. Este método se basa en la descomposición de la sección, en figuras regulares obtenidas al trazar líneas verticales por los puntos de quiebre del terreno y de la sección de construcción. Si se considera una sección en corte como la mostrada en la Figura 10.5 referida a un sistema de ejes cartesianos; el área de la sección es la suma de las

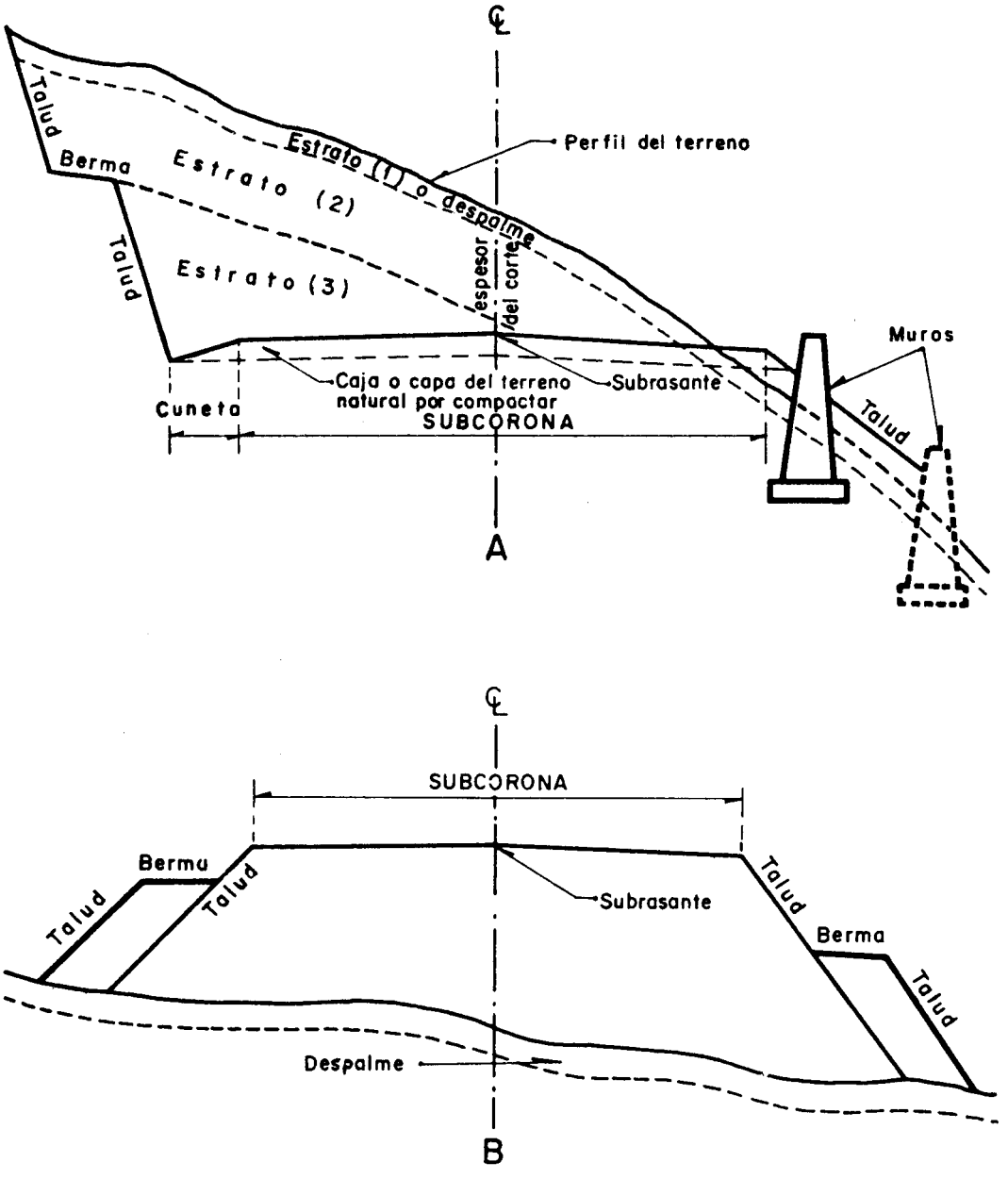


FIGURA 10.4. MUROS Y BERMAS

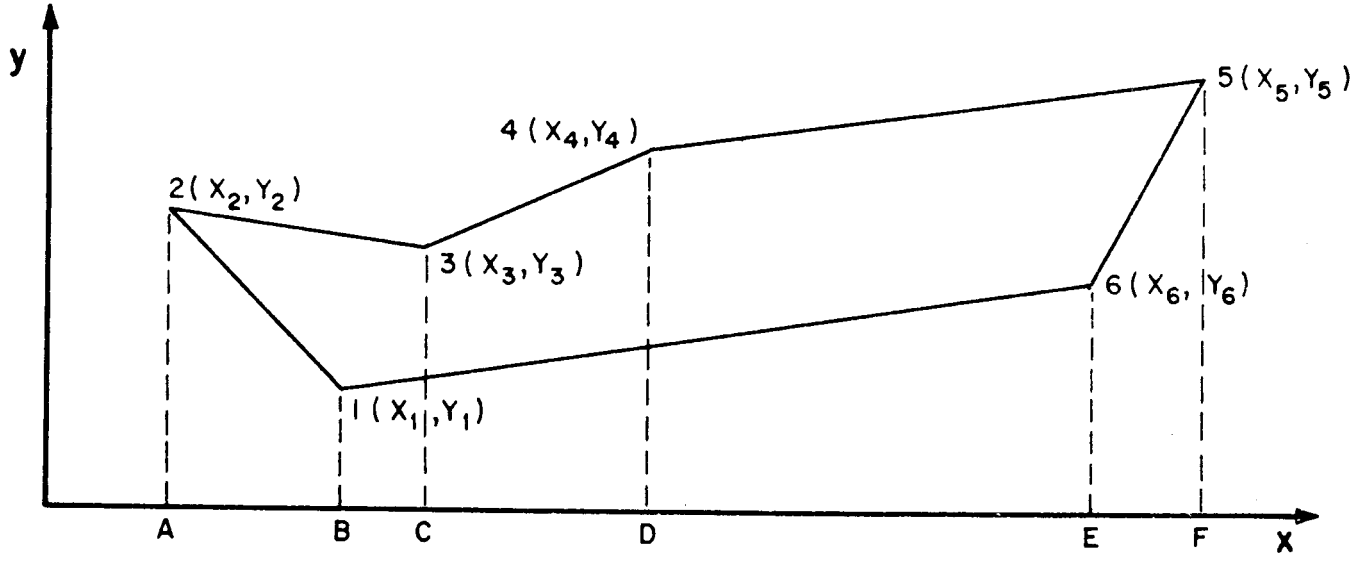


FIGURA 10.5. DETERMINACION DE AREAS, METODO ANALITICO

áreas de los trapecios: A23CA, C34DC y D45FD, menos la suma de las áreas de los trapecios A21BA, B16EB y E65FE. Puesto que el área de un trapecio es la semisuma de las bases por la altura, se tendrá:

$$A = \frac{Y_3 + Y_2}{2}(X_3 - X_2) + \frac{Y_4 + Y_3}{2}(X_4 - X_3) + \frac{Y_5 + Y_4}{2}(X_5 - X_4)$$

$$-\left[\frac{Y_1 + Y_2}{2}(X_1 - X_2) + \frac{Y_6 + Y_1}{2}(X_6 - X_1) + \frac{Y_5 + Y_6}{2}(X_5 - X_6)\right]$$

desarrollando y ordenando:

$$A = \frac{1}{2}[Y_1 X_2 + Y_2 X_3 + Y_3 X_4 + Y_4 X_5 + Y_5 X_6 + Y_6 X_1$$

$$- (Y_1 X_6 + Y_2 X_1 + Y_3 X_2 + Y_4 X_3 + Y_5 X_4 + Y_6 X_5)]$$

lo que puede expresarse por la matriz:

$$A = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} Y_1 Y_2 Y_3 Y_4 Y_5 Y_6 Y_1 \\ X_1 X_2 X_3 X_4 X_5 X_6 X_1 \end{vmatrix}$$

Por su naturaleza, este método es útil cuando las áreas de las secciones se calculan con la ayuda de una computadora. Si el cálculo se hace manualmente, el método puede resultar muy elaborado; sin embargo, se simplifica escogiendo un sistema de ejes adecuado y seleccionando apropiadamente los puntos que definen la sección de construcción y el terreno natural.

B) Método gráfico. En la Figura 10.6 la sección en terraplén mostrada ha sido dividida en trapecios y dos triángulos extremos, mediante líneas verticales a una separación constante.

El área de la sección es igual a la suma de las áreas parciales.

$$AT = \left(\frac{a}{2}\right)S + \left(\frac{a+b}{2}\right)S + \left(\frac{b+c}{2}\right)S + \left(\frac{c+d}{2}\right)S$$

$$+ \left(\frac{d+e}{2}\right)S + \left(\frac{e+f}{2}\right)S + \left(\frac{f+g}{2}\right)S + \ldots$$

o lo que es lo mismo, siendo constante S:

$$AT = S\left[\left(\frac{a}{2}\right) + \left(\frac{a+b}{2}\right) + \left(\frac{b+c}{2}\right) + \left(\frac{c+d}{2}\right) + \left(\frac{d+e}{2}\right)\right.$$

$$\left. + \left(\frac{e+f}{2}\right) + \left(\frac{f+g}{2}\right) + \ldots\right]$$

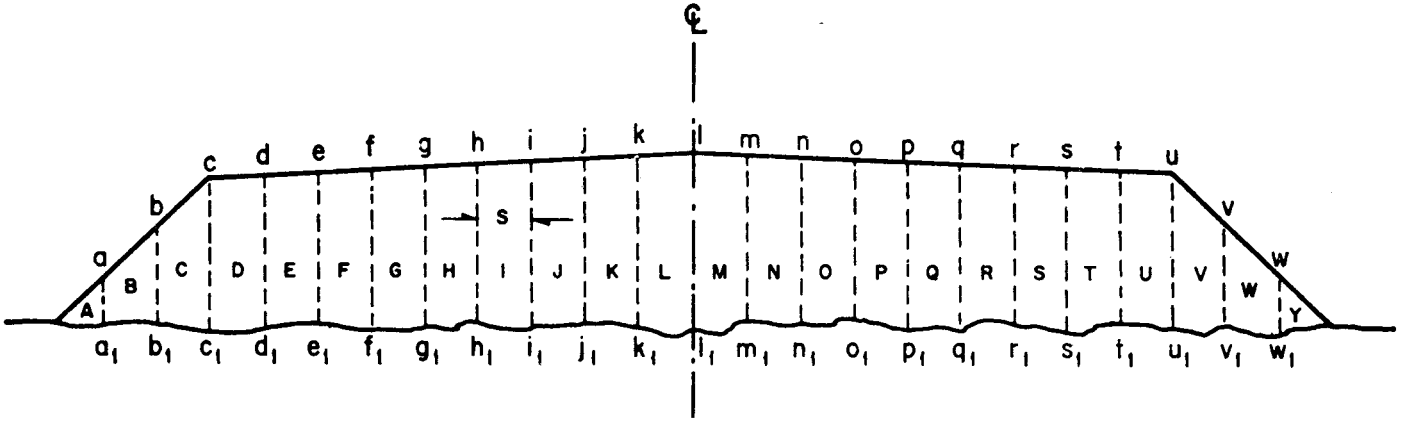


FIGURA 10.6. DETERMINACION DE AREAS, METODO GRAFICO

o sea:

$$AT = S\left[\left(\frac{2a}{2}\right)+\left(\frac{2b}{2}\right)+\left(\frac{2c}{2}\right)+\left(\frac{2d}{2}\right)+\left(\frac{2e}{2}\right)+\left(\frac{2f}{2}\right)+\left(\frac{2g}{2}\right)+\ldots\right]$$

por lo tanto:

$$AT = S\,(a + b + c + d + e + f + g + \ldots)$$

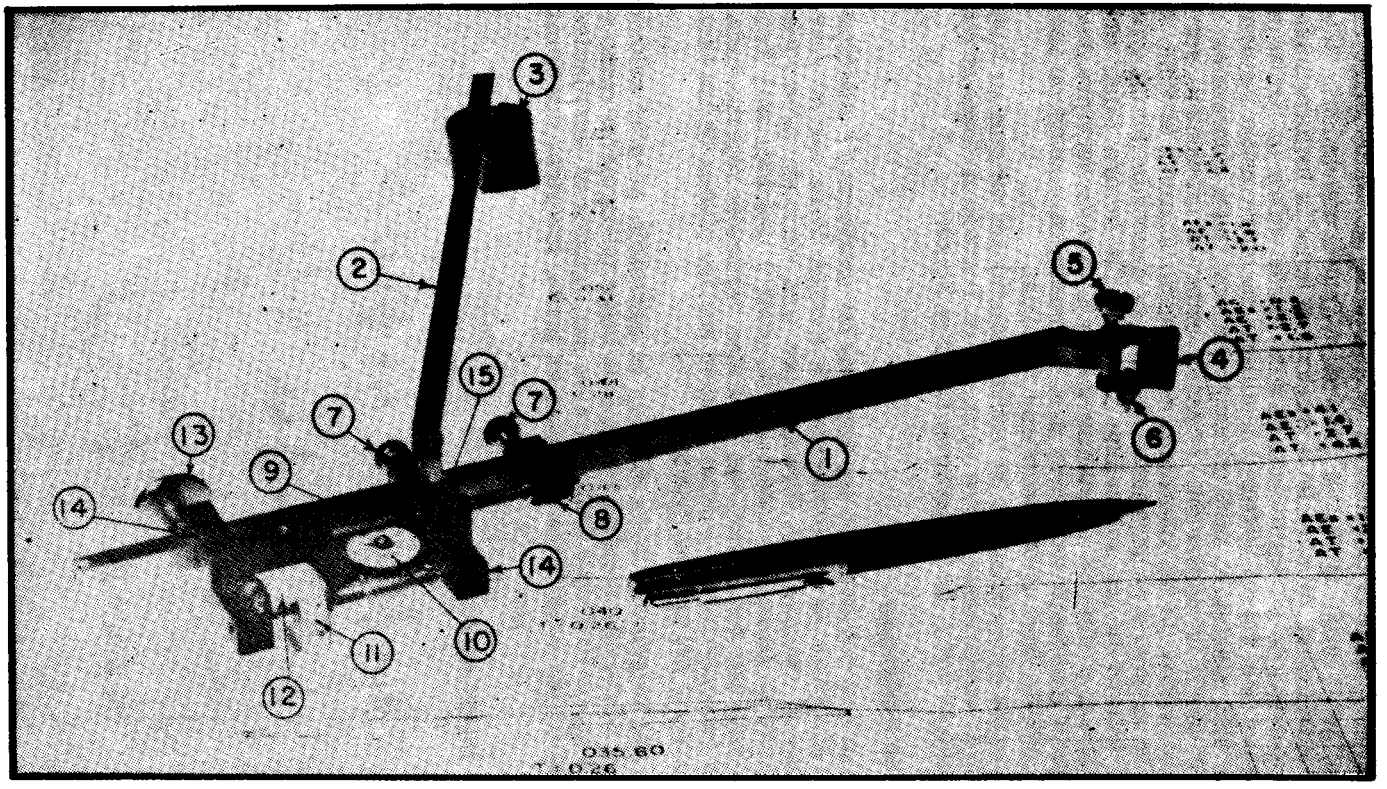
Para que esta expresión fuera exacta se necesitaría que las líneas verticales coincidieran en todos los casos con los puntos de cambio de pendiente del terreno y con los ceros, hombros y centro de la línea de la sección, lo que no siempre sucede; el error que se origina es función de la equidistancia S y lógicamente será menor conforme S sea más pequeña.

La aplicación del método gráfico, basada en esta expresión, consiste en acumular las distancias aa', bb', cc', dd', marcándolas en una tirilla de papel; una vez efectuada la operación en toda la sección, la distancia entre las marcas extremas en la tirilla, multiplicada por la equidistancia S, define el área total de la sección.

C) Método del planímetro. Por la rapidez en su operación y por la precisión que proporciona, el planímetro es el instrumento que más se presta para la determinación de las áreas. De los distintos tipos existentes, el polar de brazo ajustable es el más empleado y se describe a continuación:

El instrumento (Figura 10.7) se apoya en la mesa en cuatro puntos: tres de ellos pertenecen al brazo trazador (1) y son: la rueda de deslizamiento (13), la guía trazadora (5) con la que se sigue el contorno de la figura por arear y el tambor (11), que está graduado en 100 partes y es en el que se toman las lecturas en unidades; tiene junto un nonio (12) que aproxima al décimo. El cuarto punto de apoyo en la mesa es el polo (3) que queda fijo a ella por una punta de aguja y corresponde al brazo polar (2). Ambos brazos se unen a través de una articulación (15) en el soporte (14). Este soporte lleva el tambor, el nonio y un disco graduado (10) que marca el número completo de vueltas del tambor. El brazo trazador está graduado para que se pueda poner el índice (9) del soporte frente al valor debido, valor que dependerá de la escala a que esté el dibujo; hay también ciertos valores, constantes del aparato, para dar v.gr. centímetros cuadrados en las unidades del tambor. Para que el índice quede en la posición exacta, primero se mueve a mano el soporte sobre el brazo graduado hasta que el índice quede aproximadamente frente al valor debido; se aprieta uno de los tornillos para fijar el soporte al brazo; después se mueve el índice girando el tornillo sinfín del soporte y apreciando, con ayuda del nonio, la lectura en la graduación; estando ya en la correcta, se aprieta el segundo tornillo para mantener fijo el soporte.

Teniendo en cuenta que la escala del papel milimétrico puede no corresponder a las dimensiones nominales, sea por una impresión defectuosa o



1. Brazo trazador
2. Brazo polar
3. Polo
4. Perilla móvil
5. Guía trazadora
6. Tornillo protector
7. Tornillos de sujeción
8. Tornillo de ajuste
9. Control de vernier
10. Contador de carátula
11. Tambor medidor
12. Nonio
13. Rueda de balanceo y deslizamiento
14. Soporte
15. Articulación

FIGURA 10.7. PLANIMETRO POLAR

por condiciones climatológicas, es norma práctica, antes de efectuar las mediciones de áreas, ajustar el planímetro para obtener las áreas correctas.

Para determinar el área, se fija el polo en el punto conveniente y se coloca la guía trazadora en un cero de la sección, se toma la lectura inicial y se sigue el perímetro de la figura con la guía hasta volver al punto de partida, haciéndose una nueva lectura; la diferencia entre estas lecturas multiplicada por una constante, será el área buscada; para comprobar el dato obtenido se repite la operación, debiendo estar la diferencia entre ambos resultados dentro de la tolerancia establecida. Cuando el polo se coloca fuera de la sección y el perímetro de ésta es recorrido por la guía trazadora en el sentido de las manecillas del reloj, la lectura final será mayor que la inicial y el número de vueltas que da el tambor será positivo, o sea que el tambor gira hacia adelante; si el perímetro se recorre en sentido opuesto, la lectura final será menor que la inicial.

Una demostración geométrica de la teoría matemática en que se basa el planímetro puede encontrarse, entre otros, en el *Tratado de Topografía,* cuarta edición año de 1964, de los autores Davis y Foote.

10.2.3 Cálculo de volúmenes

Una vez que se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de los volúmenes de tierras. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides tanto en corte como en terraplén. Cada uno de estos prismoides está limitado en sus extremos por dos superficies paralelas verticales representadas por las secciones de construcción y lateralmente por los planos de los taludes, de la subcorona y del terreno natural.

A) Fórmula del prismoide. Para deducir la expresión para el cálculo del volumen de un prismoide, considérese uno de bases triangulares como el mostrado en la Figura 10.8. Los triángulos no son iguales ni semejantes, por lo que si una de las superficies laterales es plana, las otras dos serán alabeadas.

De la figura puede deducirse:

$$A_1 = \frac{1}{2} b_1 h_1 ; \qquad A_2 = \frac{1}{2} b_2 h_2$$

$$A_x = \frac{1}{2} b_x h_x$$

pero:

$$b_x \doteq b_1 + (b_2 - b_1) \frac{X}{L}$$

$$h_x \doteq h_1 + (h_2 - h_1) \frac{X}{L} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

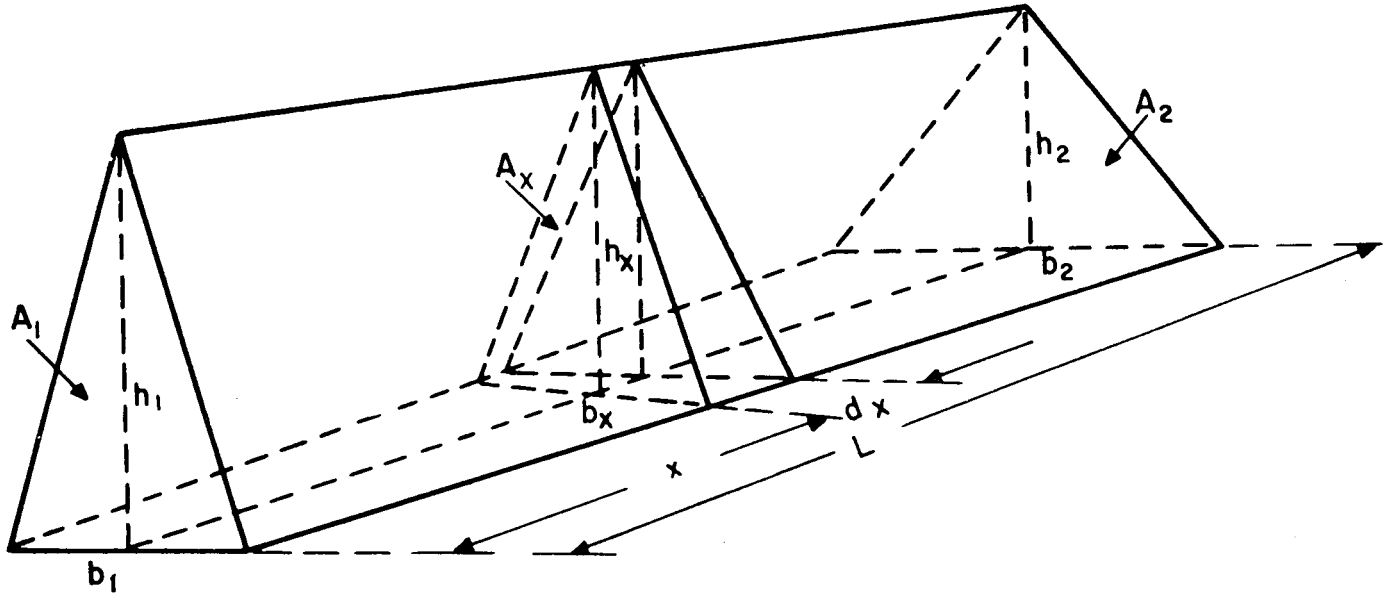


FIGURA 10.8. VOLUMEN DE UN PRISMOIDE TRIANGULAR

por lo cual:

$$A_x = \frac{1}{2}\left[b_1 h_1 + (b_1 h_2 - b_1 h_1 + b_2 h_1 - b_1 h_1)\frac{X}{L} + (b_2 h_2 - b_2 h_1 - b_1 h_2 + b_1 h_1)\frac{X^2}{L^2}\right]$$

El volumen del prismoide puede calcularse entonces como:

$$V = \int_o^L A_x \, dx$$

substituyendo el valor de A_x en la expresión anterior, integrando y simplificando:

$$V = \frac{L}{2}\left[b_1\left(\frac{h_2}{6} + \frac{h_1}{3}\right) + b_2\left(\frac{h_2}{3} + \frac{h_1}{6}\right)\right]$$

$$= \frac{L}{6}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + \frac{b_1}{2}(h_1 + h_2) + \frac{b_2}{2}(h_1 + h_2) + \frac{b_2 h_2}{2}\right]$$

$$= \frac{L}{6}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + 4\,\frac{\frac{b_1 + b_2}{2}\,\frac{h_1 + h_2}{2}}{2} + \frac{b_2 h_2}{2}\right]$$

Pero:

$$\frac{b_1 + b_2}{2} \qquad \frac{h_1 + h_2}{2}$$

son la base y la altura media de un triángulo que se encuentra a la mitad de la longitud L considerada; si se llama A_m al área de ese triángulo, de las expresiones (1), se tendrá:

$$V = \frac{L}{6}(A_1 + 4\,A_m + A_2) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

que es la expresión conocida como fórmula del prismoide.

Si ahora se introduce la hipótesis de:

$$A_m = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

y se substituye en (2), se tendrá:

$$V' = \frac{L}{2}(A_1 + A_2) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

que es la expresión conocida como fórmula de las áreas medias y que por su simplicidad es muy útil para el cálculo de volúmenes. Esta expresión introduce un error, cuando A_m no es el promedio de las áreas extremas, error que puede calcularse de la siguiente manera:

$$E = V' - V = \frac{L}{2}(A_1 + A_2) - \frac{L}{6}(A_1 + 4A_m + A_2)$$

$$E = \frac{L}{3}(A_1 + A_2 - 2A_m)$$

Para el prismoide triangular:

$$E = \frac{L}{3}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + \frac{b_2 h_2}{2} - 2\frac{(b_1 + b_2)(h_1 + h_2)}{4}\right]$$

operando y simplificando se llega a:

$$E = \frac{L}{12}(b_1 - b_2)(h_1 - h_2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Aunque los prismoides definidos por las secciones transversales de un camino se asemejan más a un prismoide trapecial que a uno triangular, las expresiones (2) y (3) siguen siendo válidas. En efecto, considérese un prismoide con base I y II, y descompóngase en cuatro prismoides triangulares (Figura 10.9).

El volumen total del prismoide será igual a la suma de cada uno de los volúmenes de los prismoides triangulares, esto es:

$$V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

y empleando la fórmula de las áreas medias:

$$V = \frac{L}{2}(A_1 + A_1') + \frac{L}{2}(A_2 + A_2') + \frac{L}{2}(A_3 + A_3') + \frac{L}{2}(A_4 + A_4')$$

$$V = \frac{L}{2}(A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_1' + A_2' + A_3' + A_4')$$

$$V = \frac{L}{2}(A_I + A_{II}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

El error al aplicar la fórmula de las áreas medias puede encontrarse sumando los errores de cada uno de los prismoides triangulares, empleando la expresión (4).

Dado que las bases de los prismoides 1 y 4 son iguales, tienen un error nulo.

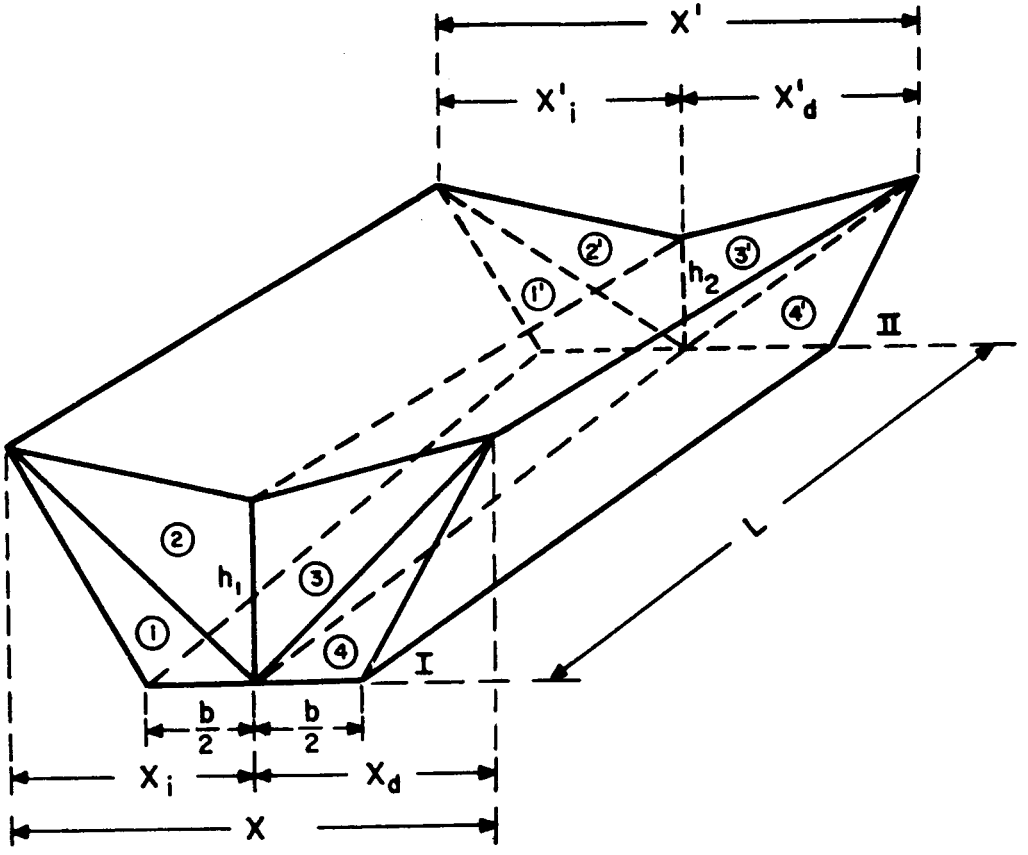


FIGURA 10.9. DESCOMPOSICION DE UN PRISMOIDE EN PRISMOIDES TRIANGULARES

El prismoide 2 tiene un error:

$$E_2 = \frac{L}{12}(X_i - X_i')(h_1 - h_2)$$

El prismoide 3 tiene un error:

$$E_3 = \frac{L}{12}(X_d - X_d')(h_1 - h_2)$$

El error total será:

$$E = E_1 + E_2 + E_3 + E_4$$

$$E = 0 + \frac{L}{12}(X_i - X_i')(h_1 - h_2) + \frac{L}{12}(X_d - X_d')(h_1 - h_2)$$

$$E = \frac{L}{12}(X - X')(h_1 - h_2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

La expresión (6) da la cantidad que hay que sumar algebraicamente a la expresión (5) para obtener el volumen correcto y por eso, en ocasiones se le llama corrección prismoidal.

Hasta ahora se han considerado prismoides en tramos rectos del camino. Cuando el camino va en curva horizontal, las secciones transversales no son paralelas entre sí y las expresiones deducidas anteriormente no son válidas. Para el cálculo de volúmenes en curvas, se hace uso del teorema de Pappus y Guldinus, según el cual, el volumen de un sólido engendrado por una superficie plana que gira alrededor de un eje contenido en el plano de su superficie, es igual al producto del área por la distancia recorrida por el centro de gravedad de la superficie durante el giro.

Si todas las secciones del camino en curva fueran iguales, sería fácil calcular el volumen con el teorema anterior. Sin embargo, el caso más común es que sean diferentes, lo que implica que la distancia del centro de gravedad de cada una de las secciones respecto al eje del camino, varíe de sección a sección y entonces, el cálculo exacto del volumen es muy complejo, requiriendo introducir alguna hipótesis simplificadora.

Si en la Figura 10.10

L = Distancia entre las secciones 1 y 2 medida en el eje.
R = Radio de la curva en el eje del camino.
G_1, G_2 = Posición del centro de gravedad en las secciones 1 y 2.
e_1, e_2 = Distancias del centro de gravedad en las secciones 1 y 2 al eje del camino.
A_1, A_2 = Areas de las secciones 1 y 2.

Aplicando el teorema de Pappus y Guldinus, suponiendo que la sección 1 se mantiene constante.

$$V_1 = A_1 l_1$$

en donde l_1 es la distancia recorrida por el centro de gravedad de la sección 1. Análogamente para la sección 2.

$$V_2 = A_2 l_2$$

Si se acepta como aproximación suficiente que:

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

se tendrá que:

$$V = \frac{A_1 l_1 + A_2 l_2}{2}$$

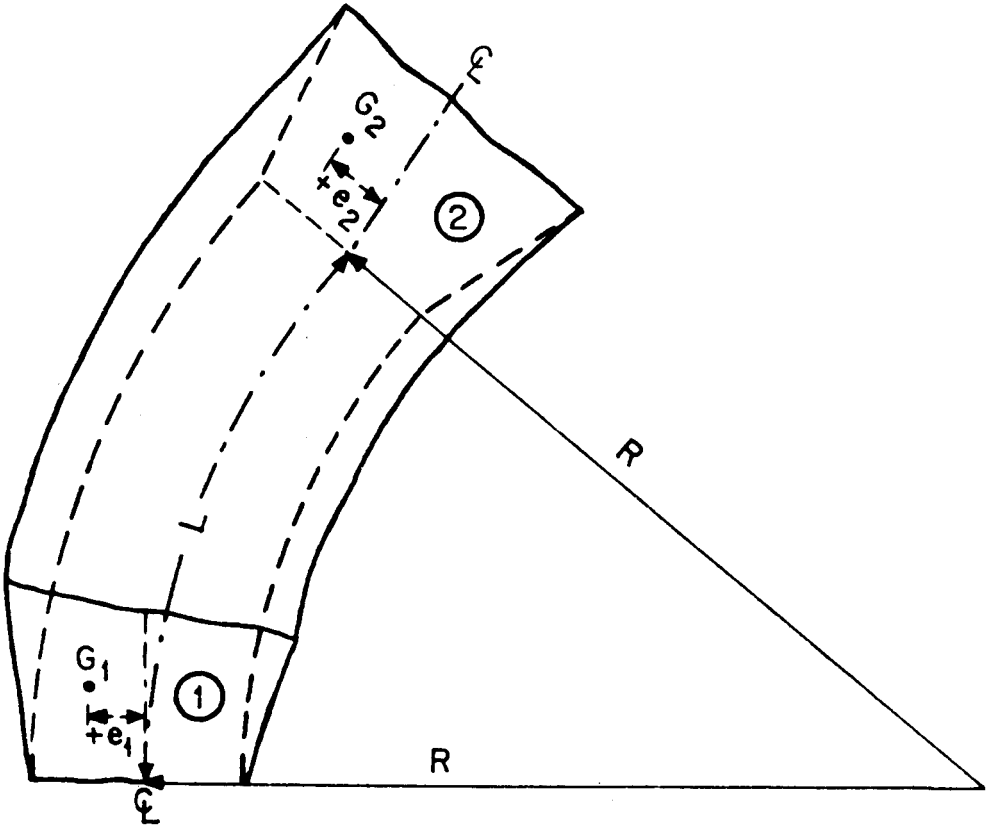


FIGURA 10.10. CORRECCION DE VOLUMEN POR CURVATURA

Por otra parte, puede establecerse que:

$$\frac{L}{R} = \frac{l_1}{R + e_1}$$

por lo que:

$$l_1 = \frac{L}{R}(R + c_1)$$

$$l_2 = \frac{L}{R}(R + e_2)$$

y substituyendo en el valor de V

$$V = \frac{L}{2R}[A_1(R + e_1) + A_2(R + c_2)]$$

La corrección por curvatura será entonces:

$$Ec = \frac{L}{2R}[A_1(R + e_1) + A_2(R + e_2)]$$

$$- \frac{L}{2R}(A_1 + A_2)$$

$$Ec = \frac{L}{2R}(A_1 e_1 + A_2 e_2)$$

En la Secretaría de Obras Públicas no se consideran las correcciones prismoidales y por curvatura, debido a la laboriosidad que representa su cálculo. Por otra parte, las simplificaciones hechas al dibujar las secciones de construcción y los pequeños accidentes no considerados en el dibujo, pueden introducir errores muy superiores a la magnitud de tales correcciones.

Es por esto que se ha optado por calcular los volúmenes con la fórmula de las áreas medias, pero considerando el mayor número de secciones posibles. Es norma común considerar secciones en las estaciones cerradas de 20 m, en los puntos principales de las curvas del alineamiento horizontal y en donde ocurren cambios notables en la pendiente longitudinal o transversal del terreno.

B) Coeficiente de variabilidad volumétrica. El material ya sea de corte o de préstamo empleado en la formación de los terraplenes, experimenta un cambio de volumen al pasar de su estado natural a formar parte del terraplén, siendo esencial el conocimiento de este cambio para la correcta determinación de los volúmenes y de los movimientos de tierra correspondientes.

Se llama coeficiente de variabilidad volumétrica a la relación que existe entre el peso volumétrico del material en su estado natural y el peso volumétrico que ese mismo material tiene al formar parte del terraplén. Este

coeficiente se aplica al volumen del material en su estado natural para obtener su volumen en el terraplén.

El coeficiente será mayor que la unidad, cuando un metro cúbico de terraplén pueda construirse con un volumen menor de material, obtenido en el corte o en el préstamo. Contrariamente, el coeficiente será menor que la unidad, cuando el volumen de terraplén requiera un volumen mayor de material constitutivo.

Como ya se ha visto al tratar lo relativo al proyecto de la sección de construcción, el terraplén está integrado por dos o tres porciones a las que se le puede dar distinto grado de compactación. Para el material producto de corte que se empleará en la construcción del terraplén, el coeficiente de variabilidad que se considera para cada estrato en el corte, es proporcional al volumen de las porciones del terraplén; así por ejemplo, si el cuerpo del terraplén está constituido por dos porciones de igual volumen, el coeficiente empleado será el promedio de los correspondientes a los grados de compactación considerados para cada una de las porciones. En cambio, cuando el terraplén está formado por material producto de préstamo, se aplica el coeficiente de variabilidad volumétrica correspondiente a cada una de las porciones, según sea el grado de compactación recomendado.

En el caso de los acarreos por estar los precios unitarios en función del volumen del material a mover en su estado natural, los acarreos se calculan de la siguiente forma:

Si el material a mover proviene de un solo estrato, se divide el volumen de ese material entre su coeficiente de variabilidad volumétrica. Si el material a mover proviene de dos o más estratos, deberá entonces determinarse el coeficiente medio de variabilidad para cada acarreo; o sea el resultado de dividir la suma de los volúmenes compactados en el terraplén entre la suma de los volúmenes respectivos, medidos en la excavación.

C) Ordenadas de curva masa. La ordenada de curva masa en una estación determinada es la suma algebraica de los volúmenes de terraplén y de corte, estos últimos afectados por su coeficiente de variabilidad volumétrica, considerados los volúmenes desde un origen hasta esa estación; se establece que los volúmenes de corte son positivos y los de terraplén negativos.

Estas ordenadas servirán, como se verá más adelante, para dibujar el diagrama de masas en un sistema de coordenadas rectangulares.

Ocurre con frecuencia que la calidad del material producto de corte, no es la adecuada para formar la totalidad del terraplén, sino que únicamente puede emplearse en la construcción de parte del cuerpo del mismo. Cuando esta situación se presenta, es necesario calcular ordenadas de curva masa para cada porción del terraplén que tenga distinta fuente de aprovisionamiento.

D) Registro de cálculo. En la Figura 10.11, se representa el registro de cálculo de subrasante y curva masa empleado por la Secretaría de Obras Públicas. Dada la liga que existe entre los datos que conducen a la determinación de las ordenadas de curva masa, se hace hincapié en que los distintos cálculos que es obligado efectuar, deben siempre verificarse progresivamente, con el objeto de evitar la propagación de errores.

E) Empleo de computadoras. Para el cálculo de los volúmenes de terracerías y la obtención de la ordenada del diagrama de masas, se cuenta

D/2	VOLUMEN								COEFICIENTE VARIABILIDAD VOLUMETRICA				VOLUMENES INCREMENTADOS O REDUCIDOS				TOTAL CORTE	TERRAPLEN	SUMA ALGEBRAICA		ORDENADA CURVA MASA O. C. M.	VOLUMEN FINOS	O.C. FINO
	CORTE				ESCARIFICACION	TERRAPLEN													(+) Corte	(-) Terraplen			
	1	2	3	4		90 %	95%	100%	1	2	3.	4	1	2	3	4							

CAL	ELEVACION SUBRASANTE	ESPESORES		AREAS								A1 + A2								D/2	VOLUMENES			
				CORTE				ESCARIFICACION	TERRAPLEN			CORTE				ESCARIFICACION	TERRAPLEN				CORTE			
		CORTE	TERRAPLEN	1	2	3	4		90 %	95 %	100%	1	2	3	4		90 %	95 %	100%		1	2	3	4

ESTACION	ELEVACION TERRENO	TANGENTE VERTICAL		CURVA VERTICAL CORRECCION	ELEVACION SUBRASANTE	ESPESORES		AREA						
								CORTE				ESCARIFICACION	TERR	
		PENDIENTE	COTAS			CORTE	TERRAPLEN	1	2	3	4		90 %	9

con un programa de cálculo electrónico con el cual es posible optimizar en un tiempo sumamente reducido y a bajo costo, tanto los volúmenes de terracerías como el movimiento de las mismas, mediante el análisis sucesivo de diferentes variantes de la rasante de proyecto, sin que ello represente un esfuerzo adicional excesivo para el proyectista, considerando que el programa elimina el trabajo rutinario que representa el cálculo de alineamiento vertical, el dibujo y proyecto de cada sección de construcción, la medida del área correspondiente, el cálculo de los volúmenes geométricos de terraplén y corte en los distintos estratos y su variación volumétrica, así como la obtención de la ordenada del diagrama de masas.

En la Figura 10.12, están representadas esquemáticamente las diferentes fases que constituyen el proceso, las cuales se describen someramente a continuación:

Para proporcionar la información que el programa requiere, el proyectista se auxilia de unas formas, empleando en cada caso la correspondiente al tipo de datos por reportar, dicha información está constituida por:

Datos de identificación del camino.

Datos generales de proyecto.

Datos para compensación de la curva masa.

Datos para proyecto de terraplenes.

Datos para proyecto de cortes.

Datos de suelos.

Datos del alineamiento vertical.

Datos de ampliaciones y sobreelevaciones.

Datos del perfil longitudinal y secciones transversales del terreno.

Una vez que toda la información ha sido anotada en las formas respectivas, se perfora en tarjetas, las que se agrupan en un paquete para ser clasificadas, siendo a continuación procesadas en una computadora electrónica, generándose cuatro tipos de resultados, editados por la impresora del sistema en la forma siguiente:

a) Listado de los errores detectados en los datos de entrada o durante el proceso de los mismos; la importancia de dichos errores puede motivar que el proceso sea suspendido.

b) Listado de resultados del cálculo del alineamiento vertical.

c) Listado de resultados del cálculo de las secciones de construcción.

d) Listado de resultados del cálculo de volúmenes y ordenadas del diagrama de masas.

Cuando un camino es proyectado en su totalidad por el método fotogramétrico electrónico, los datos de ampliaciones y sobreelevaciones de la sección tipo, así como los datos del perfil longitudinal y secciones transversales del terreno, son obtenidos, como resultado de otro tipo de proceso, directamente de tarjetas o cintas.

Lo anterior es posible merced a que los diferentes programas de cálculo electrónico han sido concebidos como parte integrante de un sistema, pudiendo generar cada uno de ellos resultados en un soporte de información, que permita su posterior utilización por los otros programas.

En la Secretaría de Obras Públicas, el sistema básico de programas para el cálculo de movimiento de terracerías cuando el proyecto se efectúa por el método fotogramétrico electrónico, está constituido como sigue:

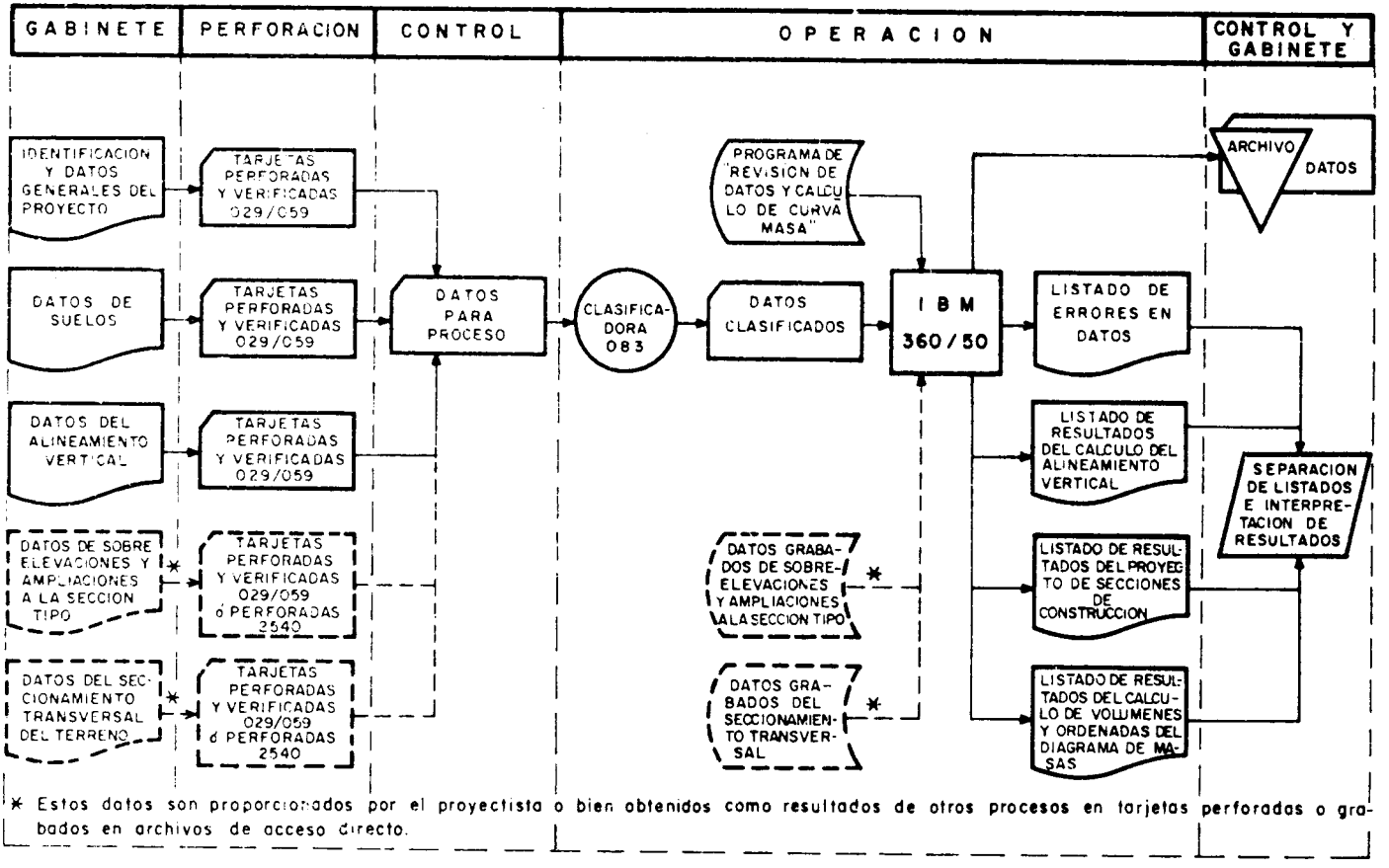


FIGURA 10.12. DIAGRAMA DE OPERACION DEL SISTEMA DE PROCESAMIENTO DE DATOS PARA EL PROYECTO DE SECCIONES DE CONSTRUCCION Y CALCULO DE CURVA MASA

Programa L0207	Cálculo de alineamiento horizontal.
Programa L0209	Transformación de las coordenadas del seccionamiento transversal (de coordenadas instrumentales a coordenadas terrestres).
Programa L0210	Cálculo de curva masa y seccionamiento de construcción.

10.2.4 Movimiento de terracerías

Los volúmenes, ya sean de corte o de préstamo, deben ser transportados para formar los terraplenes; sin embargo, en algunos casos, parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportan a lugares convenientes fuera del camino.

Para determinar todos estos movimientos de terracerías y obtener su costo mínimo, el diagrama de masas es el instrumento con que cuenta el proyectista. El diagrama de masas es la curva resultante de unir todos los puntos dados por las ordenadas de curva masa, obtenidos de acuerdo en lo establecido en el apartado C), del inciso 10.2.3; correspondiendo las abscisas al cadenamiento del camino.

A) Propiedades del diagrama de masas. En la Figura 10.13, se representa el diagrama de masas *ABCDEFG* correspondiente a los volúmenes de terracería a mover, al ubicar la subrasante *aceg* en el perfil *abcdefg* del terreno.

Las principales propiedades del diagrama de masas son las siguientes:

1. El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario. En la figura se tiene que las líneas *ABC* y *EFG* son ascendentes por derivarse de los volúmenes de los cortes *abc* y *efg,* en tanto que la línea *CDE* es descendente por referirse al terraplén *cde.*

2. Cuando después de un tramo ascendente en el que predominan los volúmenes de corte, se llega a un punto del diagrama en el cual empiezan a preponderar los volúmenes de terraplén, se dice que se forma un máximo; inversamente, cuando después de un tramo descendente en el cual han sido mayores los volúmenes de terraplén se llega a un punto en que comienzan a prevalecer los volúmenes de corte, se dice que se forma un mínimo.

En la figura, los puntos *A* y *E* del diagrama son mínimos y corresponden a los puntos *a* y *e* del terreno que son los extremos de tramos en terraplén, en tanto que los puntos *C* y *G* del diagrama son máximos y corresponden a los extremos de los cortes *abc* y *efg.*

3. La diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualesquiera *P* y *T,* expresa un volumen *U* que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte, positivos, con todos los volúmenes de terraplén, negativos, comprendidos en el tramo limitado por esos dos puntos. En el diagrama citado, la diferencia de ordenadas entre *P* y *T* es *U;* por quedar *T* arriba de *P,* expresa que en el tramo hay un excedente *U* del volumen de corte sobre el de terraplén; si los dos puntos son como el *J* y el *K* y éste queda abajo de aquél, la diferencia de ordenadas *Q* indica el volumen de terraplén en exceso del de corte en ese tramo.

4. Si en un diagrama de masas se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, éstos tendrán la misma

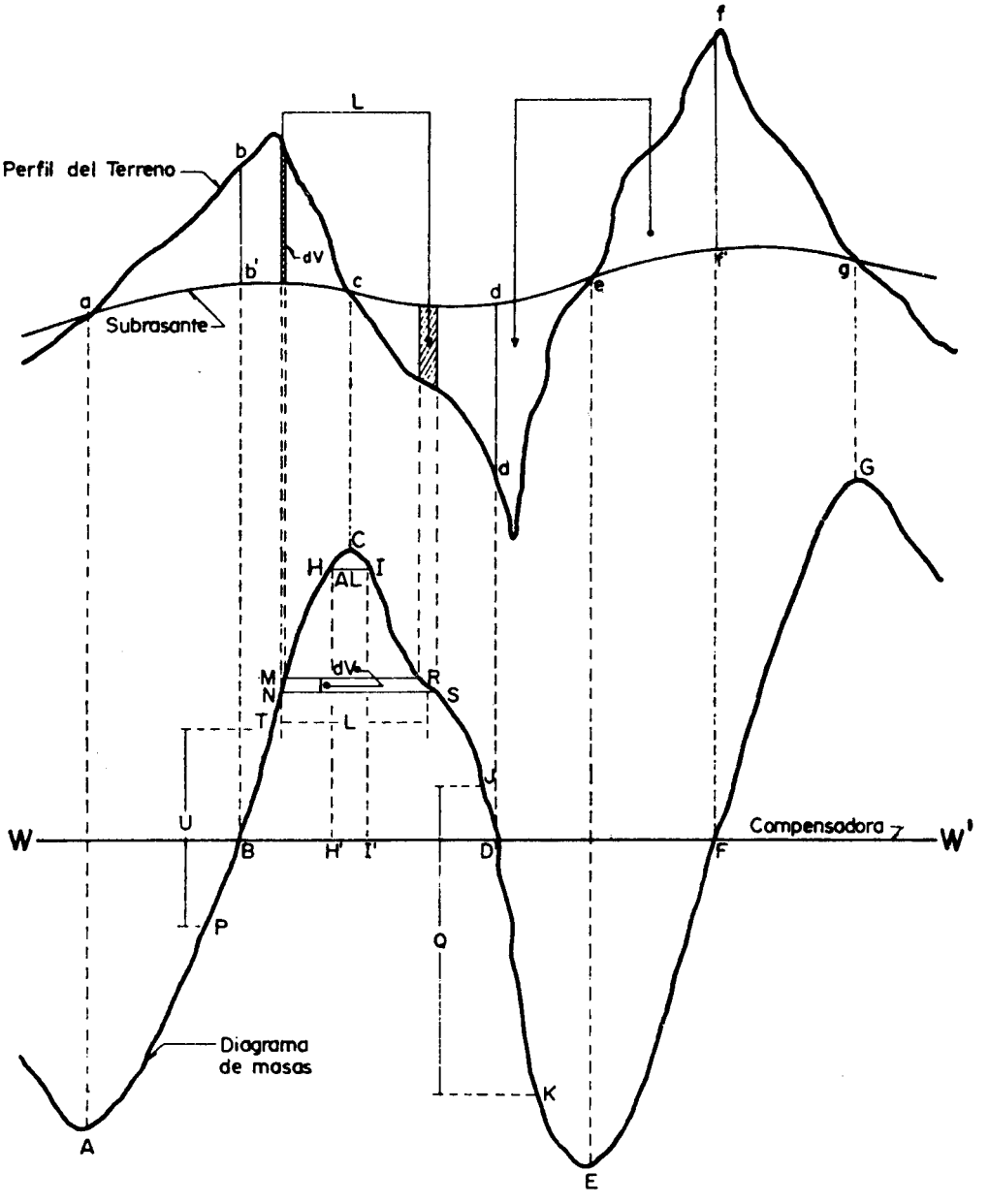


FIGURA 10.13. PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

ordenada y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea que estos dos puntos son los extremos de un tramo compensado.

Esta línea horizontal se llama compensadora. La distancia entre los dos puntos se llama abertura del diagrama y es la distancia máxima de acarreo al llevar el material del corte al terraplén.

En la Figura 10.13 la horizontal *BD* es una compensadora, pues la línea *BC* representa los volúmenes del corte *bcb'* que son iguales a los volúmenes del terraplén *cdd'* representados por la línea *CD* del diagrama. La abertura *BD* es la distancia máxima de acarreo al transportar el volumen del corte *b'bc* al terraplén *cdd'*.

5. Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora *WW'* queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia adelante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda abajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás.

Así, en el diagrama, el contorno cerrado *BCDB* indica un movimiento hacia adelante por estar arriba de la compensadora *WW'*, pues el volumen *BC* del corte *bcb'* será llevado al terraplén *cdd'* que está adelante. En cambio, el contorno cerrado *DEFD* que está abajo de la compensadora *WW'* indica que el volumen *EF* del corte *eff'* será llevado al terraplén *ded'* mediante un acarreo cuyo sentido es hacia atrás.

6. Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarreos. Si en el corte *bcb'* se toma un volumen elemental *dV*, que está representado en el diagrama de masas por el segmento *MN*, que será transportado a una distancia *L*, para ser colocado en el segmento *RS* del terraplén, el acarreo elemental será $dV \times L$ que es precisamente el área del trapecio elemental *MNSR;* por lo tanto, la suma de todas las áreas de los trapecios elementales, representativos de acarreos elementales, será el área de contorno cerrado *BCDB*, que representará el monto del acarreo total. Así pues, si se tiene un contorno cerrado formado por el diagrama de masas y por una compensadora, bastará con determinar el área de él, para que, considerando las escalas respectivas, se encuentre el valor del acarreo total.

B) Precio unitario y forma de pago de los conceptos que integran los movimientos de terracerías. El precio unitario es la remuneración pecuniaria que se cubre al contratista por unidad de obra realizada y que comprende el costo directo, el costo indirecto y la utilidad, en cada concepto para el que se establece.

En el caso de la determinación de la subrasante económica, es preciso conocer el precio unitario de cada uno de los conceptos que comprenden los movimientos de terracerías, para que al multiplicarlo por el volumen de obra respectivo, se obtenga la erogación correspondiente a cada uno de esos conceptos y se concluya si la subrasante así obtenida es realmente la más económica.

Como no es posible precisar los precios unitarios hasta que no se ha concluido la obra, se recurre para los proyectos, al empleo de precios unitarios determinados para casos semejantes.

Las bases de contratación para cada obra indican los conceptos que integran cada uno de los precios unitarios a determinar. La evolución

de las técnicas y equipos de construcción origina cambios continuos en la integración de precios unitarios, por lo que no es posible describir aquí los que corresponden a los conceptos que se mencionan.

Puede decirse que la subrasante que se determine, se acercará a la económica, en la misma forma que los precios unitarios supuestos para el proyecto, se acerquen a los precios unitarios de la obra.

Algunos de los conceptos que a continuación se indican fueron tratados en el inciso 10.2.1 de este capítulo; aquí se verán bajo el aspecto correspondiente a su pago. Los conceptos que se tratan por primera vez, se describirán brevemente antes de tratar su forma de pago.

1. Despalme. El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación, en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

2. Corte o excavación. El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente. El precio unitario se fija de acuerdo con la dificultad que presenta el material al extraerse y cargarse.

3. Préstamos laterales. Son las excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino a uno o ambos lados de él, con anchos determinados en el proyecto y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de los terraplenes contiguos. El límite exterior de cada faja se fija actualmente a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto anterior para corte o excavación.

4. Préstamos de banco. Son los ejecutados fuera del límite de cien metros de ancho indicado en el punto anterior y los ejecutados dentro de dicho límite, cuyos materiales se empleen en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto 2.

5. Compactación. Es la operación mecánica que se ejecuta para reducir el volumen de los vacíos existentes entre las partículas sólidas de un material, con el objeto de mejorar sus características de deformabilidad y resistencia, así como darle mayor durabilidad a la estructura formada por ese material.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del grado de compactación requerido.

6. Bandeado. Es el tratamiento mecánico que se aplica con equipo pesado de construcción, al material que por las dimensiones de sus fragmentos no se le puede considerar susceptible de compactación normal, en el sentido de que los resultados del proceso de compactación de campo no pueden controlarse con las pruebas de laboratorio en vigor.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del tipo y numero de pasadas del equipo.

7. Agua para compactación. Es el volumen de agua que se requiere incorporar a las terracerías, a fin de lograr los grados de compactación especificados en el proyecto. Es igualmente aplicable para el caso del bandeado.

El pago se hace con base a los volúmenes de agua medida en las pipas en el lugar de aplicación, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

8. Acarreos. Consisten en el transporte del material producto de cortes o préstamos, a lugares fijados para construir un terraplén o depositar un desperdicio. También se aplica al acarreo de agua para compactación.

La Secretaría de Obras Públicas clasifica los acarreos de acuerdo con la distancia que hay entre el centro de gravedad de la excavación y el centro de gravedad del terraplén a construir, o del sitio donde el desperdicio se va a depositar; en:

a) Acarreo libre. Es el que se efectúa dentro de una distancia de 20 m.

b) Sobreacarreo en m^3-estación. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 m.

c) Sobreacarreo en m^3-hectómetro. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 120 y 520 m.

d) Sobreacarreo en m^3-kilómetro. Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede de 520 m.

A cada uno de estos tipos de acarreo corresponde un precio unitario, con excepción del acarreo libre cuyo costo se incluye en el de la excavación.

El pago de los sobreacarreos se hace multiplicando el monto de los mismos por el precio unitario correspondiente.

C) Determinación de los acarreos. A continuación se estudia la determinación de los acarreos con base en el diagrama de masas.

1. Acarreo libre. Es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el de la excavación. En consecuencia, para no encarecer el precio de la excavación, el acarreo libre debe ser a la mínima distancia requerida por el equipo que lleva a cabo la extracción, carga y descarga del material.

Por convención, la Secretaría de Obras Públicas ha adoptado una distancia de acarreo libre de 20 m; ésta se representa por medio de una horizontal en la zona inmediata a los maximos o mínimos del diagrama de masas.

Al preparar los programas para la computadora electrónica, se requiere fijar, analíticamente, las estaciones que limitan el acarreo libre; las expresiones matemáticas necesarias se desarrollan a continuación.

En el diagrama de masas de la Figura 10.14, son conocidas las ordenadas correspondientes a las estaciones 1, 3, 4 y 6, y por supuesto el acarreo libre AL, que estará dividido en los tramos a, b y c.

Se ha dicho, dentro de las propiedades de la curva masa, que la diferencia de ordenadas entre dos puntos cualquiera expresa un volumen, representados en la figura por las letras Q y U para terraplén y corte, respectivamente.

La pendiente en la línea correspondiente al terraplén es:

$$P_t = \frac{Q}{\text{distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

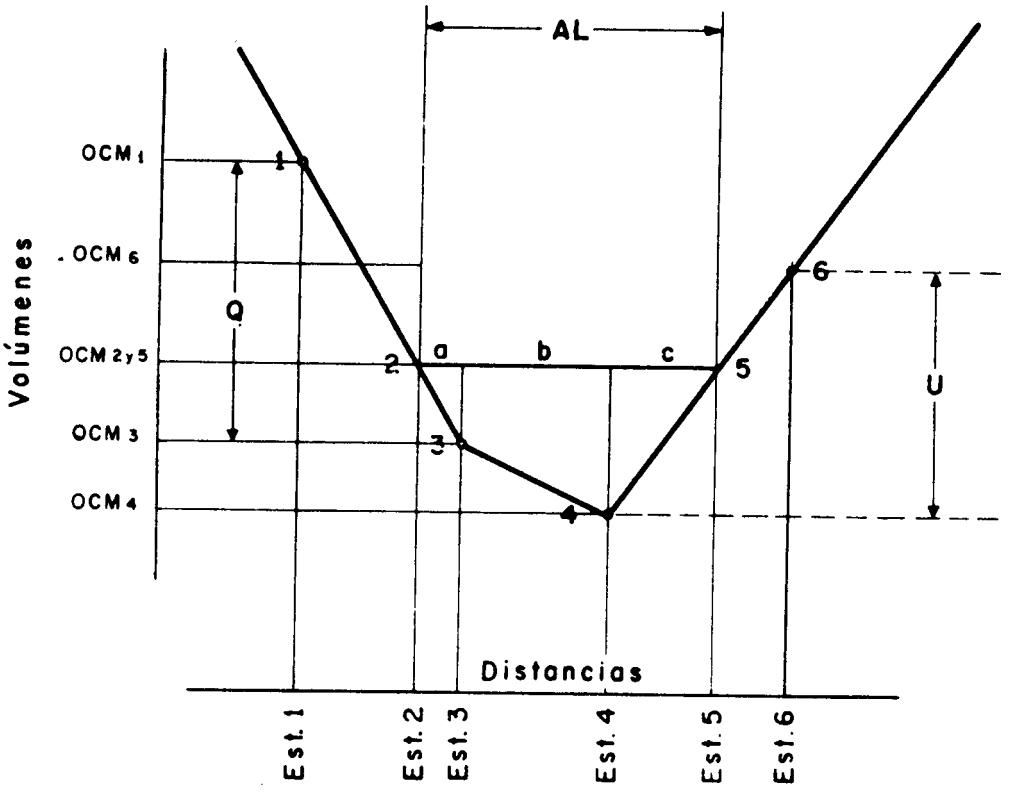


FIGURA 10.14. ACARREO LIBRE

y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_c = \frac{U}{\text{distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

Por otro lado, se tiene que la ordenada en el punto 2 es igual a la del punto 5 y por lo tanto, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén.

Entonces:

$$OCM_2 = OCM_5$$

como:

$$OCM_2 = OCM_3 - a\,P_t$$
$$OCM_5 = OCM_4 + c\,P_c$$

se tiene que:

$$OCM_3 - a\,P_t = OCM_4 + \quad P_c$$

En esta ecuación son conocidos todos los valores menos la longitud de los segmentos a y c.

Pero como $AL = a + b + c$; $c = AL - (a + b)$, en donde b es conocido, por ser la distancia entre las estaciones 3 y 4.

Substituyendo el valor de c, se tiene:

$$OCM_3 - a P_t = OCM_4 + [AL - (a + b)] P_c$$
$$OCM_3 - OCM_4 - P_c (AL - b) = a (P_t - P_c)$$
$$\frac{OCM_2 - OCM_3 - P_c (AL - b)}{P_t - P_c} = a$$

Por lo tanto, las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$\text{Est. } 2 = \text{Est. } 3 - a$$
$$\text{Est. } 5 = \text{Est. } 4 + c$$

2. Distancia media de sobreacarreo. Para poder cuantificar los movimientos de terracerías, es necesario establecer la distancia de sobreacarreo y la porción del volumen que hay que transportar más allá del límite establecido por el acarreo libre.

Refiriéndose a la Figura 10.15 se tiene, que la distancia de acarreo libre es la horizontal que corta a la curva en los puntos A y C, de modo que $AC = 20$ m. El material por encima de la recta AC es el que se transportará sin costo adicional. El volumen de este material viene dado por la diferencia de ordenadas entre la recta AC y el punto B y es una medida del volumen de corte entre a y b, que forma el terraplén entre b y c.

Considérese ahora el volumen sobre la línea de compensación OD. El estudio de la curva masa y del perfil correspondiente, muestra que el corte de o a b formará el terraplén de b a d. Como el material que queda por encima de la compensadora AC está incluido en el límite de acarreo libre, la otra parte entre las líneas OD y AC que se mide por la ordenada $A'A$ está sujeta a un transporte adicional o sobreacarreo. Esto es, el volumen comprendido entre o y a debe ser sobreacarreado para formar el terraplén entre c y d.

La distancia media de sobreacarreo entre el corte o-a, y el terraplén a formar entre c y d, es la distancia entre los centros de gravedad del corte o-a y del terraplén c-d. Si por los centros de gravedad del corte y del terraplén se lleva una vertical, ésta cortará a la curva masa en los puntos H y J.

En consecuencia, la distancia media de sobreacarreo está dada por la longitud de la recta HJ, menos la distancia de acarreo libre AC.

La distancia media de sobreacarreo se obtiene con base en la propiedad de la curva masa que dice que las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan el monto de los acarreos, es decir, un volumen por una distancia. Si el área de estas figuras se divide entre la ordenada de las mismas, que representa un volumen, se obtendrá como resultado una distancia, que restándole el acarreo libre, dará la distancia media de sobreacarreo.

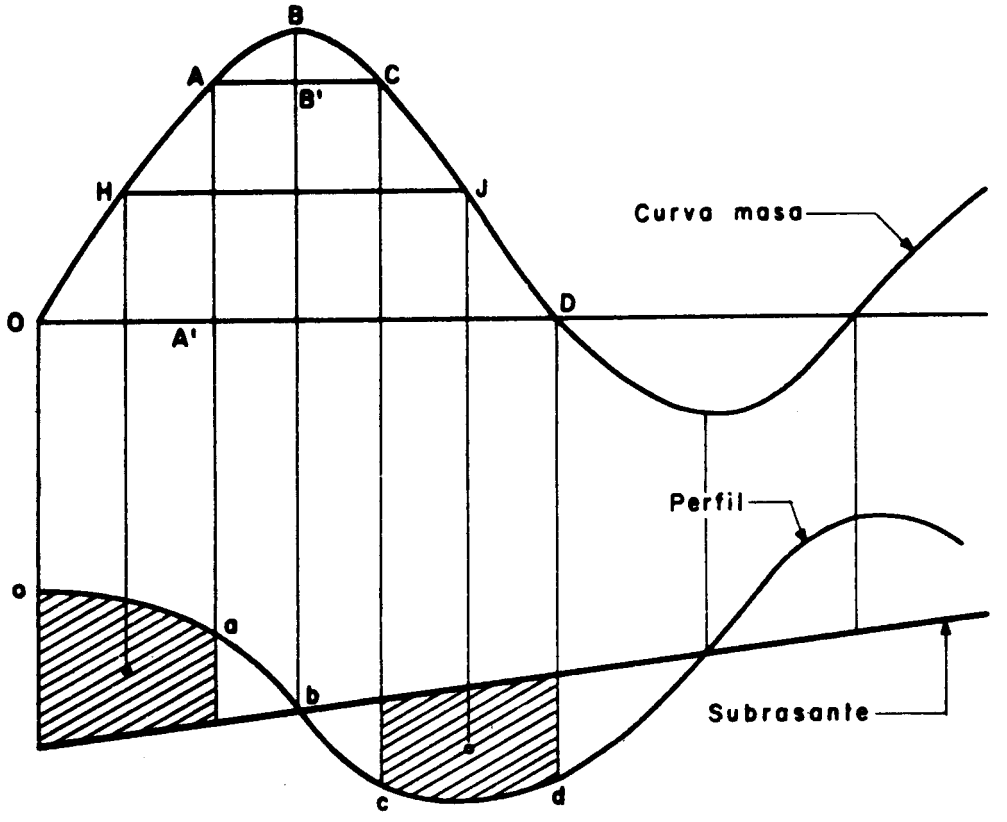


FIGURA 10.15. DISTANCIA MEDIA DE SOBREACARREO

Así, por ejemplo, el área de contorno cerrado *OACDO* dividida entre la ordenada *A'A* dará como resultado la distancia *HJ*, a la cual habrá que restarle la distancia de acarreo libre *AC* para obtener la distancia media de sobreacarreo.

D) Posición económica de la compensadora. En un tramo, la compensadora que corta el mayor número de veces al diagrama de masas y que produce los movimientos de terracerías más económicos, recibe el nombre de compensadora general.

Es conveniente obtener una sola compensadora general para un tramo de gran longitud; sin embargo, la economía buscada obliga la mayor parte de las veces, a que la compensadora no sea una línea continua, sino que debe interrumpirse en ciertos puntos para reiniciarla en otros situados arriba o abajo de la anterior, lo que origina tramos que no están compensados longitudinalmente y cuyos volúmenes son la diferencia de las ordenadas de las compensadoras.

En la Figura 10.16 se tienen las compensadoras generales *AA'*, *BB'*, *CC'* y *DD'*, que no forman una sola línea continua. La compensadora *BB'* ori-

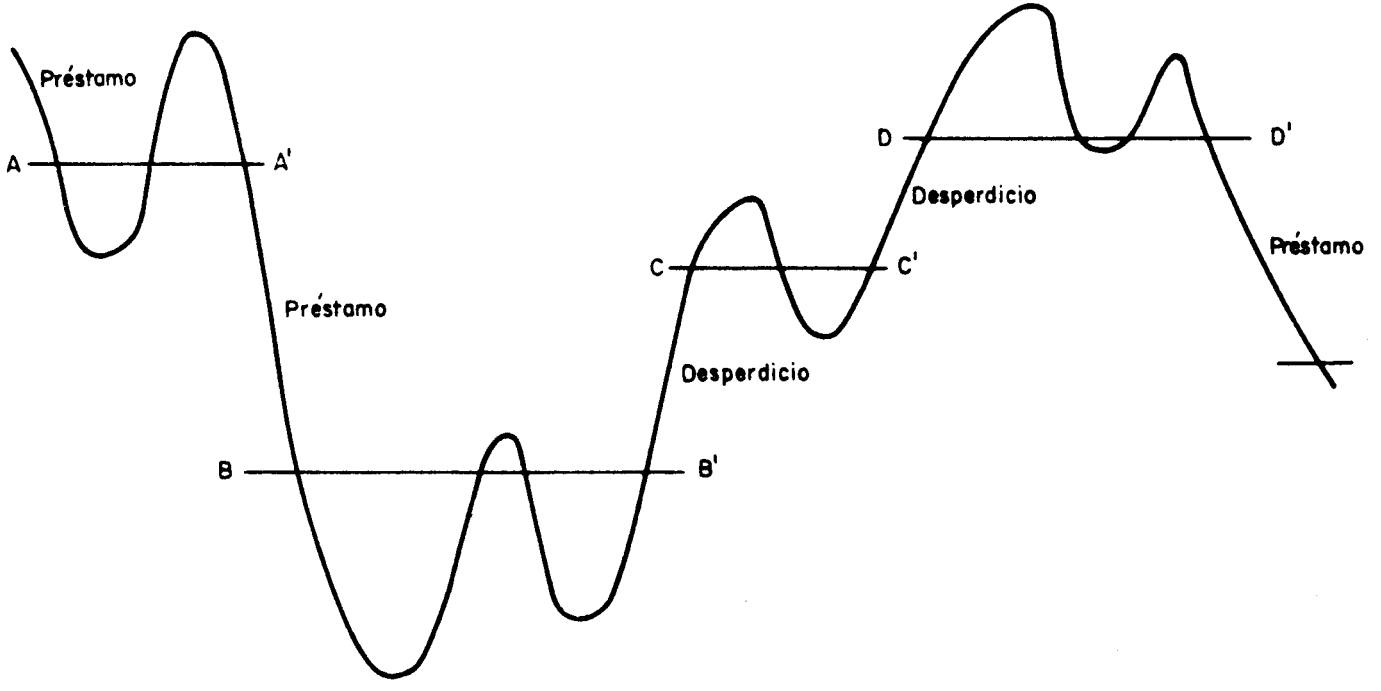


FIGURA 10.16. PRESTAMOS Y DESPERDICIOS

gina un préstamo entre ella y la *AA'* por estar localizada abajo de ésta. La compensadora *CC'* ocasiona un desperdicio entre ella y la *BB'* por estar arriba de ésta, así como la compensadora *DD'* origina otro desperdicio por estar arriba de la *CC'*.

Generalmente, los préstamos se originan por exceso de volumen de terraplén y los desperdicios por exceso de volumen de corte, pero pueden coexistir préstamos y desperdicios, v.gr., cuando la suma de los costos del acarreo del material excavado al llevarlo al terraplén y de la compactación requerida, sea mayor que la suma de los costos de excavación, de acarreo y de compactación del material producto de préstamo y del acarreo del desperdicio, o bien, cuando el material de corte no deba emplearse en la construcción del camino.

En el estudio de la compensación longitudinal se presentan cuatro casos, dependiendo de la ubicación de la compensadora general. Como se aprecia en la Figura 10.16 la compensadora puede quedar ubicada entre préstamos como la *AA'*; entre préstamo y desperdicio como la *BB'*; entre desperdicios como la *CC'* y entre desperdicio y préstamo como la *DD'*.

Para el desarrollo de las ecuaciones que a continuación se citan y que rigen la posición económica de la compensadora para los casos antes descritos, se ha empleado la simbología siguiente:

Pat. Es el costo total que requiere la construcción de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto anterior y contiguo al tramo compensado. Este costo incluye los correspondientes a excavación, acarreo, compactación, etc.

Pad. Es el costo total que resulta de construir un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto posterior y contiguo al tramo compensado.

Dad y *Dat.* Es el costo unitario total del sobreacarreo y/o acomodo del desperdicio de adelante y de atrás, respectivamente.

Dcd y *Dct.* Son los precios unitarios por concepto de compactación del corte que se desperdicia adelante y atrás, respectivamente.

A_1, A_2, A_3, A_4 ..., son las áreas contenidas entre el diagrama y la compensadora general, que representan los montos del acarreo.

C_1, C_3, C_5 ..., son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales de corte que serán acarreados hacia atrás. En la ecuación general se representan por *Cnon.*

C_2, C_4, C_6 ..., son los coeficientes de variabilidad de los materiales provenientes de corte que serán movidos hacia adelante. En la ecuación general se representan por *Cpar.*

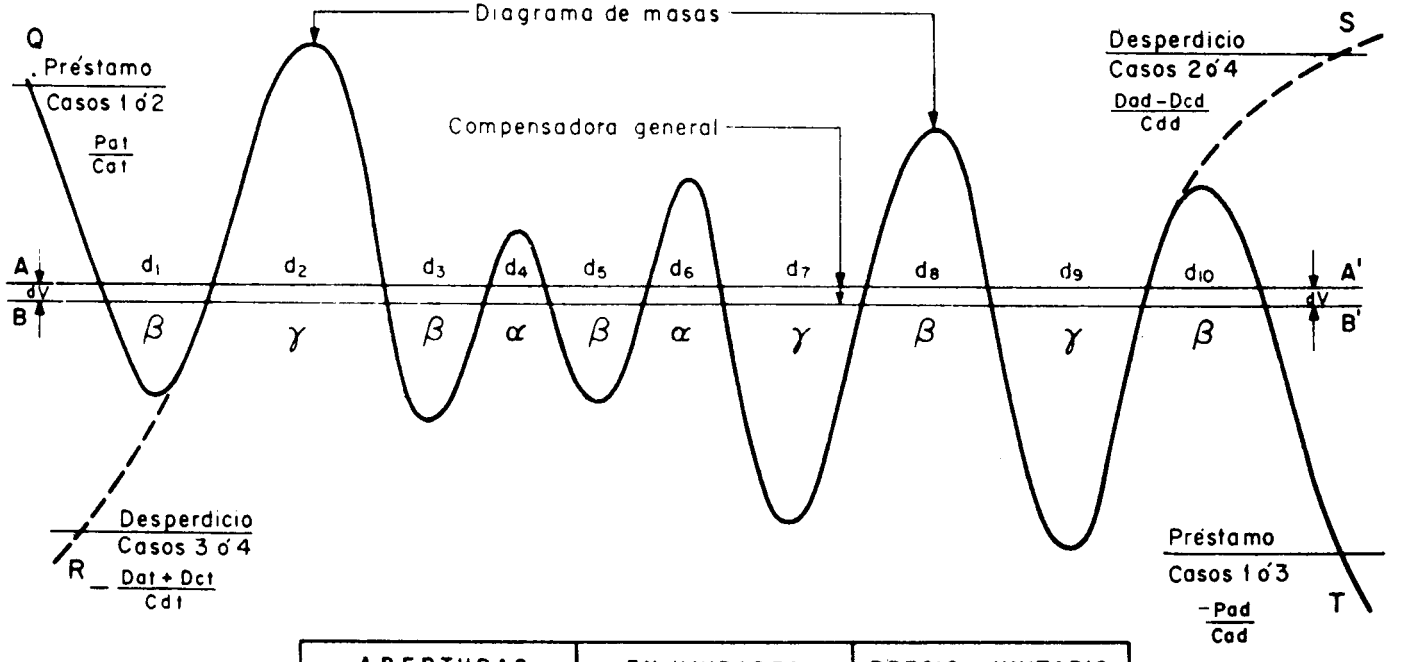
Cat. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica del material del préstamo de atrás.

Cad. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica del material del préstamo de adelante.

Cdd y *Cdt.* Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales producto de los cortes que ocasionan los desperdicios de adelante y de atrás, respectivamente.

$ A. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 α, pues sus distancias se miden en unidades α.

$ B. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 β, pues sus distancias se miden en unidades β.



ABERTURAS	EN UNIDADES	PRECIO UNITARIO
d_4 d_6	α en m^3 est.	$ A
d_1 d_3 d_5 d_8 d_{10}	β en m^3 hm.	$ B
d_2 d_7 d_9	γ en m^3 km.	$ C

FIGURA 10.17. POSICION ECONOMICA DE LA COMPENSADORA

$ C. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 γ, pues sus distancias se miden en unidades γ.

AL. Es el acarreo libre.

1. Compensadora en estudio comprendida entre dos préstamos.

Considérese el diagrama de masas *QT* de la Figura 10.17, que comprende una serie de movimientos originados por la compensadora general *AA'*, limitada por dos préstamos. Las aberturas en esa compensadora son las $d_1, d_2, d_3 \ldots d_{10}$.

Si esa compensadora general se mueve hacia abajo a la posición *BB'* mediante un desplazamiento *dV* muy pequeño, se habrá alterado el valor de los movimientos de acarreo y los volúmenes de los préstamos que los limitan también en valores muy pequeños. El volumen del préstamo de atrás se incrementa en *dV/Cat;* el primer acarreo, cuya abertura es d_1, disminuye en un valor dV/C_1 $(d_1\text{-}AL)$; el segundo movimiento aumenta en un valor igual a dV/C_2 $(d_2\text{-}AL)$; el tercer acarreo disminuye en un valor dV/C_3 $(d_3\text{-}AL)$; y así sucesivamente; al final, el volumen del préstamo de adelante disminuye en una cantidad igual a *dV/Cad.*

Para obtener la variación del costo causada por el cambio de posición de la compensadora, bastará multiplicar los valores parciales anteriores por el precio unitario de cada préstamo y de cada sobreacarreo, quedando en la forma siguiente:

$$dC = \frac{dV}{Cat} Pat - \frac{dV\,(d_1 - AL)}{C_1} \$\,B + \frac{dV\,(d_2 - AL)}{C_2} \$\,C$$

$$- \frac{dV\,(d_3 - AL)}{C_3} \$\,B + \frac{dV\,(d_4 - AL)}{C_4} \$\,A - \frac{dV\,(d_5 - AL)}{C_5} \$\,B$$

$$+ \frac{dV\,(d_6 - AL)}{C_6} \$\,A - \frac{dV\,(d_7 - AL)}{C_7} \$\,C + \frac{dV\,(d_8 - AL)}{C_8} \$\,B$$

$$- \frac{dV\,(d_9 - AL)}{C_9} \$\,C + \frac{dV\,(d_{10} - AL)}{C_{10}} \$\,B - \frac{dV}{Cad} Pad.$$

Dividiendo esta ecuación entre *dV* y sacando como factores comunes a *$ A, $ B* y *$ C,* se tendrá:

$$\frac{dC}{dV} = \frac{Pat}{Cat} + \$\,A\left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right]$$

$$- \$\,B\left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right]$$

$$+ \$\,C\left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right] - \frac{Pad}{Cad}$$

Para que este costo sea mínimo, que es la condición que se busca, es necesario que la relación dC/dV del primer miembro sea igual a cero. Por tanto, haciendo operaciones, reduciendo y pasando al primer miembro los valores de los préstamos de atrás y de adelante, se tendrá:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = -\$A\left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right]$$

$$+\$B\left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right]$$

$$-\$C\left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right]$$

Puede observarse que los términos que contienen las aberturas de la compensadora son positivos para las distancias nones que corresponden a movimientos hacia atrás, en tanto que son negativos para las distancias pares que pertenecen a movimientos hacia adelante; por tanto, la ecuación anterior puede escribirse en la forma general siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

Aplicando la ecuación a un caso particular, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es positivo pero con un valor absoluto menor al primer miembro, habrá que subir la compensadora; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al primero, habrá que bajar la compensadora. En ambos casos el movimiento de la compensadora tenderá a lograr la igualdad dada por la ecuación. Análogamente, si el primer miembro es negativo habrá que bajar la compensadora cuando el segundo miembro sea positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al del primero; si el segundo miembro es negativo pero con un valor absoluto superior al del primero, habrá que subirla.

2. Compensadora en estudio comprendida entre préstamo y desperdicio. En la misma Figura 10.17 considérese ahora el diagrama de masas QS, cuya compensadora AA' está situada entre un préstamo atrás y un desperdicio adelante; entonces, la ecuación general anterior se cambia a la siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat}+\frac{Dad-Dcd}{Cdd}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso si el segundo miembro es negativo, o positivo pero con un valor absoluto inferior al del primer miembro, la compensadora deberá subirse; si es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primer miembro, entonces deberá bajarse.

3. Compensadora en estudio comprendida entre un desperdicio y un préstamo. En la misma figura considérese ahora el diagrama de masas *RT*, cuya compensadora *AA'* está situada entre un desperdicio atrás y un préstamo adelante; entonces la ecuación general que se debe satisfacer es la siguiente:

$$-\frac{Dat}{Cdt}-\frac{Pad}{Cad}+\frac{Dct}{Cdt}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al del primero, entonces deberá subirse.

4. Compensadora en estudio comprendida entre dos desperdicios. Finalmente considérese el diagrama de masas *RS*, en el que la compensadora *AA'* está limitada por dos desperdicios; la ecuación general que se debe satisfacer es:

$$\frac{Dad-Dcd}{Cdd}-\frac{Dat-Dct}{Cdt}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es negativo, o positivo pero con un valor absoluto menor, la compensadora

tendrá que subirse; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primero, la compensadora habrá que bajarla.

Si el primer miembro es negativo y el segundo resulta positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al del primero, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro resulta negativo pero con un valor absoluto mayor que el del primer miembro, la compensadora deberá subirse.

La aplicación práctica de estas cuatro ecuaciones es sencilla; basta medir las aberturas en la unidad correspondiente al sobreacarreo en cada movimiento, restarle el acarreo libre y multiplicarlas por el precio unitario; los productos así obtenidos serán de signo positivo o negativo según correspondan a movimientos hacia atrás o hacia adelante y se efectúa la suma algebráica de estos productos. Esta suma debe ser igual al primer miembro; si no lo fuere se moverá la compensadora hasta encontrar esa igualdad.

Así por ejemplo, en el diagrama de masas mostrado en la Figura 10.18, que se ha dibujado empleando escalas vertical y horizontal 1 cm = 200 m^3 y 1 cm = 20 m, respectivamente, se tiene que la compensadora a que dan lugar los movimientos, se encuentra localizada entre dos préstamos.

Para la determinación de la posición económica de la compensadora, se tienen los siguientes datos y especificaciones.

1. Acarreo libre: 20 m.

2. Sobreacarreos:

DISTRIBUCION DE CENTRO A CENTRO DE GRAVEDAD	UNIDAD	APROXIMACION	PRECIO UNITARIO
De 20 a 120 metros.....	m^3 est	Una decimal	$ 0.20
De 120 a 520 metros.....	m^3 hm	Una decimal	0.50
Mayor de 520 metros.....	m^3 km	Una decimal	3.30

En todo movimiento solamente se considerará un solo tipo de sobreacarreo, que estará dado por la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y de terraplén.

3. Costo total de la formación de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo:

a) Pat = $7.30.

b) Pad = $7.50.

4. Coeficiente de variabilidad volumétrica tanto para el material de préstamo como para el de corte, igual a 1.00.

Del estudio de los precios unitarios relativos a los tres tipos de sobreacarreo, se deduce que un metro cúbico de material transportado a la distancia máxima de acarreo correspondiente al sobreacarreo expresado en m^3est, o sea 120 m menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 m^3est × 0.20 = $1.00; si ese mismo volumen se transporta a una distancia ligeramente mayor, 121 m menos el acarreo libre, su cuantificación se hará en

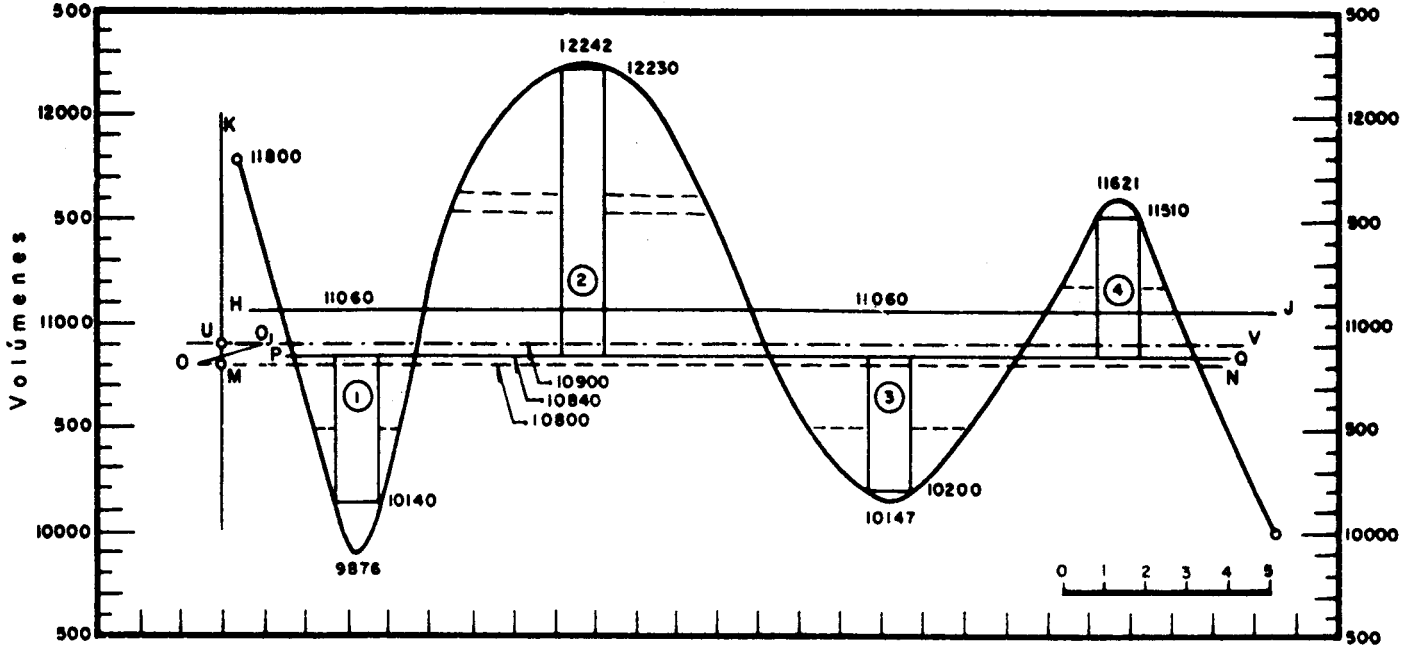


FIGURA 10.18. UBICACION DE LA COMPENSADORA ECONOMICA

m^3hm y su costo será de $0.50. Del mismo modo, si un metro cúbico de material se transporta a la distancia máxima de acarreo de los sobreacarreos expresados en m^3hm, o sea 520 m menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 $m^3hm \times 0.50 = \$2.50$; en cambio, ese mismo volumen transportado a 521 m menos el acarreo libre, se medirá en kilómetros y tendrá un costo de 0.5 $m^3km \times 3.30 = \$1.65$.

Asimismo, un análisis del diagrama de masas permite observar que los sobreacarreos ocasionados por los movimientos 1, 3 y 4 necesariamente tienen que expresarse en m^3est, pero que el movimiento número 2 puede ocasionar un sobreacarreo expresado en m^3hm. Por tanto, siendo como se ha visto, más económico el sobreacarreo expresado en m^3hm, convendrá que la compensadora en estudio origine este tipo de sobreacarreo en el movimiento número 2.

Siguiendo este criterio se ha fijado la compensadora de prueba ***MN***, que tiene su origen en el eje vertical *K* y como ordenada la 10 800. Para este ejemplo se aplica la ecuación correspondiente al caso en que la compensadora está comprendida entre dos préstamos, pero como se tienen únicamente dos tipos de acarreos, el segundo miembro de la ecuación queda integrado por dos sumandos. Por otra parte, como únicamente existe un movimiento cuyo acarreo se va a expresar en m^3hm y queda por encima de la compensadora, es decir, su sentido es hacia adelante, será par; lo que permite simplificar la ecuación expresándola de la siguiente manera:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$\,A\left(\sum \frac{Dnon\text{-}AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar\text{-}AL}{Cpar}\right) - \$\,B\left(\sum \frac{Dpar\text{-}AL}{Cpar}\right)$$

y substituyendo, se tiene para el primer miembro:

$$\frac{Pat}{Cat} = \$\,7.30 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$\,7.30 - \$\,7.50$$

$$\frac{Pad}{Cad} = \$\,7.50 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = -\$\,0.20$$

y para el segundo miembro:

Movimiento Numero	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m^3 est	1.7	$ 0.20	$ 0.34
3	Atrás	m^3 est	4.5	0.20	0.90
2	Adelante	m^3 hm	1.6	0.50	0.80
4	Adelante	m^3 est	3.8	0.20	0.76

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.24
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.56
Diferencia..... = — $ 0.32

Como el valor del primer miembro (—$0.20) es diferente al resultado obtenido (—$0.32), es necesario mover la compensadora. Ahora bien, como

en el segundo miembro la diferencia resultó negativa, es decir, resultó mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia adelante, se debe subir la compensadora para alcanzar la igualdad deseada. Por tanto, se probará la compensadora *UV* cuya ordenada tiene un valor de 10 900.

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m^3 est	2.0	$ 0.20	$ 0.40
3	Atrás	m^3 est	5.0	0.20	1.00
2	Adelante	m^3 hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m^3 est	3.2	0.20	0.64

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.40
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.39
Diferencia..... = — $ 0.01

Ahora es mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia atrás y, por tanto, debe bajarse la compensadora.

La posición correcta de la compensadora se puede obtener en forma aproximada empleando el siguiente procedimiento gráfico: la diferencia con respecto al primer miembro de la ecuación dada por la primera compensadora de prueba, convertida a una distancia, es llevada a *MO* a la izquierda de la vertical *K;* análogamente, la diferencia resultante de la segunda compensadora de prueba, convertida a distancia, es llevada a UO_1, a la derecha del eje vertical *K;* el punto de intersección de la recta OO_1, con el eje vertical *K* dará aproximadamente la ordenada correspondiente a la compnsadora buscada.

En el ejemplo que se cita, la intersección indica la posición de la compensadora *PQ* en la ordenada 10 840; comprobando la bondad del método se tendrían los siguientes resultados:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m^3 est	1.8	$ 0.20	$ 0.36
3	Atrás	m^3 est	4.6	0.20	0.92
2	Adelante	m^3 hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m^3 est	3.6	0.20	0.72

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.28
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.47
Diferencia..... = — $ 0.19

Como el valor del primer miembro (—$0.20) es prácticamente igual que el resultado obtenido (—$0.19) se satisface la ecuación, siendo por tanto *PQ* la compensadora económica.

Ahora bien, si la compensadora se hubiera fijado de tal modo que se originaran movimientos expresados en m³est exclusivamente, su aparente posición económica sería la horizontal *HJ* dada por la ordenada 11 060.

La cuantificación y costo de los movimientos de tierra ocasionados por las compensadoras *PQ* y *HJ* sería:

MOVIMIENTO NUM.	EXPRESADO EN:	VOLUMEN m³	DISTANCIA MEDIA	SOBREACARREO	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	COMPENSADORA PQ.					
1	m³ est	700	0.9	630	$ 0.20	$ 126.00
2	m³ hm	1 390	1.1	1 529	0.50	764.50
3	m³ est	640	2.9	1 856	0.20	371.20
4	m³ est	670	1.7	1 139	0.20	227.80
	COSTO POR CONCEPTO DE SOBREACARREOS.....					$ 1 439.50
	Pat m³	960			7.30	7 008.00
	Pad m³	840			7.50	6 300.00
	COSTO POR CONCEPTO DE PRESTAMOS.....					$ 13 308.00
	COSTO TOTAL.....					$ 14 797.50
	COMPENSADORA HJ.					
1	m³ est	920	1.2	1 104	$ 0.20	$ 220.80
2	m³ est	1 170	4.8	5 616	0.20	1 123.20
3	m³ est	860	3.5	3 010	0.20	602.00
4	m³ est	450	1.1	495	0.20	99.00
	COSTO POR CONCEPTO DE SOBREACARREOS.....					$ 2 045.00
	Pat m³	740			7.30	5 402.00
	Pad m³	1 060			7.50	7 950.00
	COSTO POR CONCEPTO DE PRESTAMOS.....					$ 13 352.00
	COSTO TOTAL.....					$ 15 397.00

Comparando los resultados obtenidos en cada caso, se observa que de la diferencia de costos a favor de la compensadora *PQ*, un alto porcentaje está dado por el costo de los sobreacarreos. Se ha estimado conveniente hacer esta demostración práctica, para resaltar la influencia que los precios unitarios de sobreacarreo tienen en la determinación adecuada de la posición económica de la compensadora.

E) Posición económica de la compensadora auxiliar. Cuando dentro de un movimiento ocasionado por la compensadora general, existen otros máximos y mínimos (Figura 10.19) que dan lugar a otra serie de movimientos adicionales, es necesario utilizar una compensadora auxiliar que haga mínimo el costo de los sobreacarreos en esos movimientos.

En el diagrama de masas mostrado en la Figura 10.19 en el que ya está ubicada la compensadora general *MN*, la compensadora auxiliar *AA'* ha originado los cuatro movimientos siguientes:

bcdef que es hacia atrás y cuya abertura es d_1.

fgh que es hacia adelante y cuya abertura es d_2.

hijklmn que es hacia atrás y cuya abertura es d_3 y el sobreacarreo ***abfhno*** que es hacia atrás y cuya abertura es d_4.

Si se mueve la compensadora auxiliar a la posición BB' mediante un desplazamiento dV, se tendrá que:

— El movimiento ***bcdef*** disminuyó en el área *bcef*, que es igual a:

$$(d_1 - AL)\, dV$$

— El movimiento ***fgh*** aumentó en el área *efhi*, que es igual a:

$$(d_2 - AL)\, dV$$

— El movimiento ***hijklmn*** disminuyó en el área ***himn***, que es igual a:

$$(d_3 - AL)\, dV$$

— y el movimiento ***abfhno*** aumentó en el área *bcmn*, que es igual a:

$$(d_4 - AL)\, dV$$

Entonces, el incremento del costo será:

$$\begin{aligned} dC = & -PU_1 (d_1 - AL)\, dV + PU_2 (d_2 - AL)\, dV \\ & - PU_3 (d_3 - AL)\, dV + PU_4 (d_4 - AL)\, dV \end{aligned}$$

en donde:

$$\frac{dC}{dV} = -(d_1 - AL)\, PU_1 + (d_2 - AL)\, PU_2$$

$$-(d_3 - AL)\, PU_3 + (d_4 - AL)\, PU_4$$

PU. Precio unitario de sobreacarreo en cada movimiento. Como la condición de mínimo es que el primer miembro sea cero, la compensadora auxiliar económica debe satisfacer la ecuación general siguiente:

$$(d_1 - AL)\, PU_1 + (d_3 - AL)\, PU_3 = (d_2 - AL)\, PU_2 + (d_4 - AL)\, PU_4$$

Obviamente, la ecuación anterior puede abreviarse sacando como factor común los precios unitarios iguales, que resultan de longitudes de abertura semejantes; para el caso en que d_1, d_2 y d_3 sean aberturas menores que la distancia máxima, cuyo precio unitario sea $\$\ A$, en tanto que la abertura d_4 sea mayor que esa esa distancia máxima, por lo que debe aplicarse en ésta el precio unitario $\$\ B$, la ecuación general se transforma en la particular siguiente:

$$\$\ A\ (d_1 - AL_\alpha + d_3 - AL_\alpha) = \$\ A\ (d_2 - AL_\alpha) + \$\ B\ (d_4 - AL_\beta)$$

en donde d_1, d_2, d_3 y AL_α están medidos con la unidad de longitud α, en tanto d_4 y AL_β lo están con las unidades β.

Pudiera darse el caso de que todas las aberturas fueran del mismo tipo de sobreacarreo, cuyos precios unitarios fueran iguales, esto es, todas menores, iguales o mayores que una distancia máxima determinada; entonces, para este caso, se tiene que:

$$d_4 = d_1 + d_2 + d_3$$

y de acuerdo con la ecuación general se tendrá:

$$PU\,(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU\,(d_2 - AL + d_4 - AL)$$

substituyendo:

$$PU\,(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU\,[d_2 - AL + (d_1 + d_2 + d_3) - AL]$$

$$d_1 + d_3 = d_2 + d_1 + d_2 + d_3$$

$$O = 2d_2$$

Resultado que indica que el área del movimiento limitado por la abertura d_2 se consideraría dos veces. Para evitar esta duplicidad de pago, la compensadora auxiliar económica debe colocarse pasando tangente a los máximos o a los mínimos del diagrama, según sea el sentido del movimiento. Este ejemplo está indicado con la compensadora *PQ*.

Refiriéndose nuevamente a la Figura 10.19 y considerando que la compensadora auxiliar económica es la *BB'*, quedará la porción del diagrama *ijklm* sin proyecto de movimiento, por lo que requiere también de una compensadora auxiliar. Esta compensadora *RS* pasará por el máximo *k* si las aberturas d_3, d_n y d_m son de la misma especie, o bien, podrá ser una como *HI*, si aquellas aberturas son de movimientos cuyos precios unitarios sean diferentes.

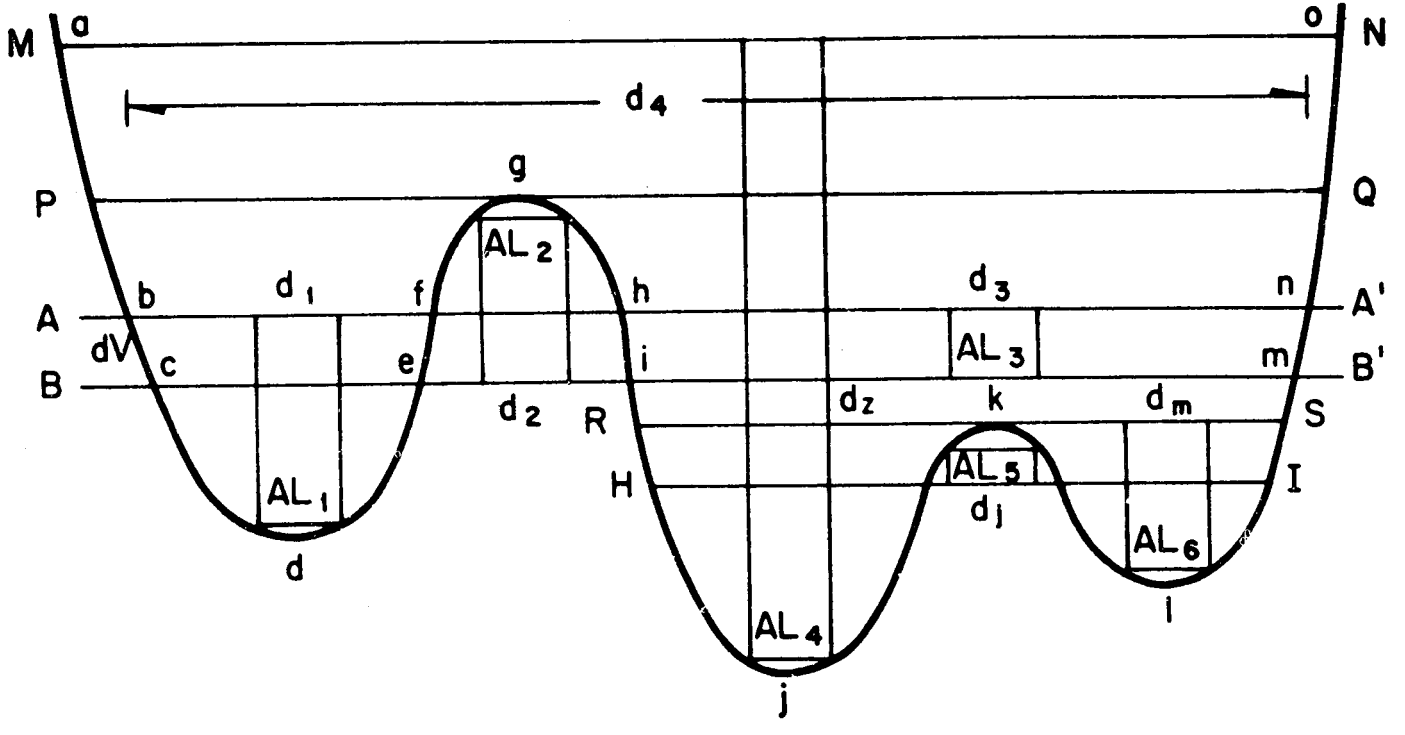


FIGURA 10.19. COMPENSADORA AUXILIAR

CAPITULO VII

ALINEAMIENTO HORIZONTAL

7.1 DEFINICION

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino.

7.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

Los elementos que integran el alineamiento horizontal son las tangentes, las curvas circulares y las curvas de transición.

7.2.1 Tangentes

Las tangentes son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Al punto de intersección de la prolongación de dos tangentes consecutivas se le representa como *PI*, y al ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se le representa por Δ. Como las tangentes van unidas entre sí por curvas, la longitud de una tangente es la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente. A cualquier punto preciso del alineamiento horizontal localizado en el terreno sobre una tangente, se le denomina: punto sobre tangente y se le representa por *PST*.

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad. Las tangentes largas son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que produce al conductor mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien, porque favorecen los deslumbramientos durante la noche; por tal razón, conviene limitar la longitud de las tangentes, proyectando en su lugar alineamientos ondulados con curvas de gran radio.

La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a esas curvas.

7.2.2 Curvas circulares

Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas; las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un solo arco de círculo o de dos o más sucesivos, de diferente radio.

A) Curvas circulares simples. Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, ésta se denomina curva simple. En el sentido del cadenamiento, las curvas simples pueden ser hacia la izquierda o hacia la derecha.

Las curvas circulares simples tienen como elementos característicos los mostrados en la Figura 7.1, y se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura. Es el ángulo subtendido por un arco de 20 m. Se representa con la letra G_c:

$$\frac{G_c}{20} = \frac{360^\circ}{2\pi R_c} \qquad G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con la sobreelevación máxima a la velocidad de proyecto. Su cálculo está dado en el Capítulo IX.

2. Radio de la curva. Es el radio de la curva circular. Se simboliza como R_c De la expresión (1) se tiene:

$$R_c = \frac{1\,145.92}{G_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

3. Angulo central. Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza como Δ_c. En curvas circulares simples es igual a la deflexión de las tangentes.

4. Longitud de curva. Es la longitud del arco entre el *PC* y el *PT*. Se le representa como l_c.

$$\frac{l_c}{2\pi R_c} = \frac{\Delta_c}{360^\circ} \quad \therefore \quad l_c = \frac{\pi \Delta_c}{180^\circ} R_c$$

pero teniendo en cuenta la expresión (2) se tendrá:

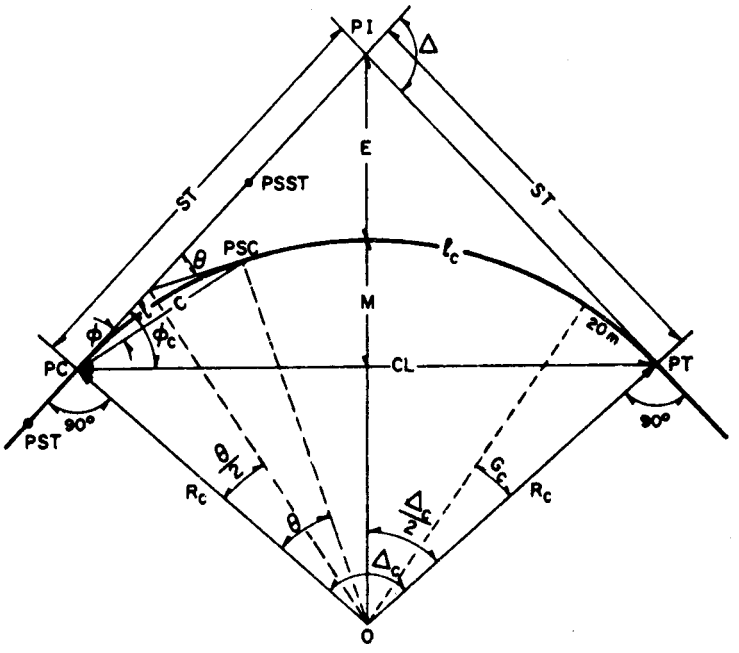
$$l_c = 20 \frac{\Delta_c}{G_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

5. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *PC* o *PT*, medida sobre la prolongación de las tangentes. Se representa como *ST*. Del triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$ST = R_c \tan \frac{\Delta_c}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

6. Externa. Es la distancia mínima entre el *PI* y la curva. Se representa con la letra *E*. En el triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$E = R_c \sec \frac{\Delta_c}{2} - R_c = R_c \left(\sec \frac{\Delta_c}{2} - 1 \right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$



PI	Punto de intersección de la prolongación de las tangentes
PC	Punto en donde comienza la curva circular simple
PT	Punto en donde termina la curva circular simple
PST	Punto sobre tangente
PSST	Punto sobre subtangente
PSC	Punto sobre la curva circular
O	Centro de la curva circular
Δ	Angulo de deflexión de las tangentes
Δ_c	Angulo central de la curva circular
θ	Angulo de deflexión a un PSC
ϕ	Angulo de una cuerda cualquiera
ϕ_c	Angulo de la cuerda larga
G_c	Grado de curvatura de la curva circular
R_c	Radio de la curva circular
ST	Subtangente
E	Externa
M	Ordenada media
C	Cuerda
CL	Cuerda larga
ℓ	Longitud de un arco
ℓ_c	Longitud de la curva circular

FIGURA 7.1. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

7. Ordenada media. Es la longitud de la flecha en el punto medio de la curva. Se simboliza con la letra *M*. Del triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$M = R_c - R_c \cos \frac{\Delta_c}{2} = R_c \operatorname{sen} \operatorname{ver} \frac{\Delta_c}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

8. Deflexión a un punto cualquiera de la curva. Es el ángulo entre la prolongación de la tangente en *PC* y la tangente en el punto considerado. Se le representa como θ. Se puede establecer:

$$\frac{\theta}{l} = \frac{G_c}{20} \quad \therefore \quad \theta = \frac{G_c l}{20} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

9. Cuerda. Es la recta comprendida entre dos puntos de la curva. Se le denomina *C*. Si esos puntos son el *PC* y el *PT*, a la cuerda resultante se le denomina cuerda larga. En el triángulo *PC-O-PSC*.

$$C = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8)$$

Para la cuerda larga:

$$CL = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\Delta_c}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8')$$

10. Angulo de la cuerda. Es el ángulo comprendido entre la prolongación de la tangente y la cuerda considerada. Se representa como ϕ. En el triángulo *PC-O-PSC*.

$$\phi = \frac{\theta}{2}$$

y teniendo en cuenta la expresión (7)

$$\phi = \frac{G_c l}{40} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

Para la cuerda larga:

$$\phi_c = \frac{G_c l_c}{40}$$

Para fines de trazo se considera que la cuerda *C* tiene la misma longitud que el arco *l*. Para minimizar el error cometido al hacer esta consideración, se toman cuerdas de 20 m en curvas con $G \leq 8°$; de 10 m en curvas con $8° < G \leq 22°$, y de 5 m para curvas con $22° < G \leq 62°$.

En la tabla 7-A se pueden obtener los elementos de una curva circular de 100 m de longitud, de 10 000 m de radio, o de 1° de curvatura. Para curvas de longitud l_c, las cantidades se multiplican por $l_c/100$; para cur-

vas de radio R_c, las cantidades se multiplican por $R_c/10\,000$; para curvas de grado G_c, las cantidades se multiplican por $1/G$.

En la tabla 7-B se dan los datos necesarios para el trazo de curvas circulares simples. En esta tabla se dan los ángulos de la cuerda para arcos de diferente longitud, así como la longitud real de las respectivas cuerdas.

B) Curvas circulares compuestas. Son aquellas que están formadas por dos o más curvas circulares simples del mismo sentido y de diferente radio, o de diferente sentido y cualquier radio, pero siempre con un punto de tangencia común entre dos consecutivas. Cuando son del mismo sentido se llaman compuestas directas y cuando son de sentido contrario, compuestas inversas.

En caminos debe evitarse este tipo de curvas, porque introducen cambios de curvatura peligrosos; sin embargo, en intersecciones pueden emplearse siempre y cuando la relación entre dos radios consecutivos no sobrepase la cantidad de 2.0 y se resuelva satisfactoriamente la transición de la sobreelevación.

Los principales elementos de la curva circular compuesta se ilustran con una curva de tres centros en la Figura 7.2; para su cálculo se utilizan los elementos de las curvas circulares simples que la integran y los resultados obtenidos pueden extrapolarse para curvas de más de tres centros.

De la expresión (8'):

$$C_1 = 2R_{c_1} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_1}}{2}$$

$$C_2 = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2}$$

$$C_3 = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2}$$

De la Figura 7.2:

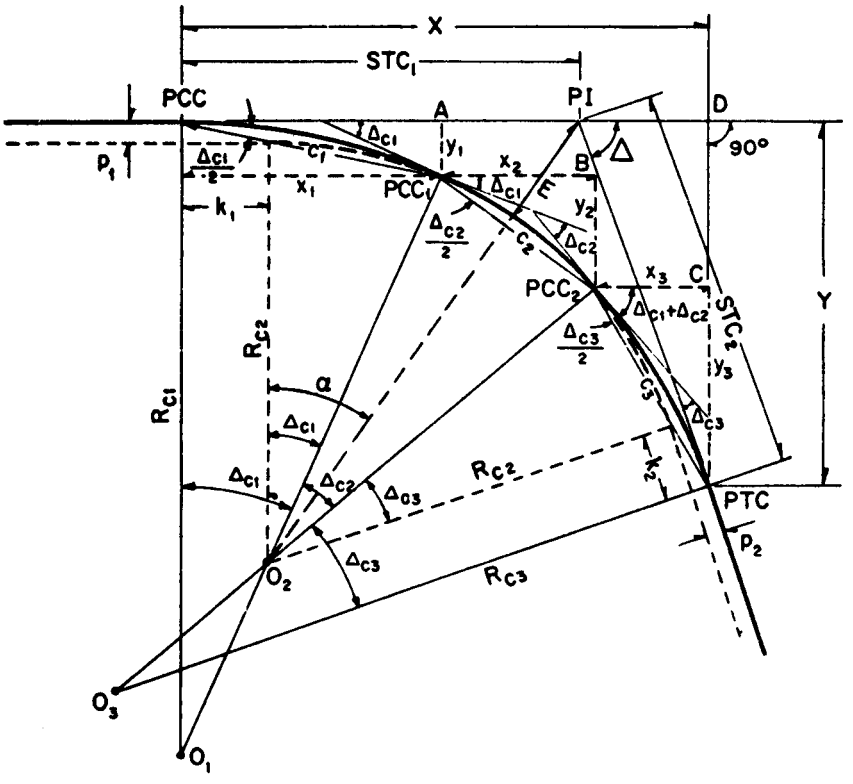
$$x_1 = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$
$$y_1 = R_{c_1} (1 - \cos \Delta_{c_1})$$

$$x_1 = C_2 \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$y_2 = C_2 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$x_3 = C_3 \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right)$$

$$y_3 = C_3 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$



PI	Punto de intersección de las tangentes
PCC	Punto donde se inicia la curva circular compuesta
PTC	Punto donde termina la curva circular compuesta
PCC_1, PCC_2	Puntos de curvatura compuesta, o sean los puntos en donde termina una curva circular simple y empieza otra
O_1, O_2, O_3	Centros de las curvas circulares simples que integran la curva circular compuesta
Δ	Angulo de deflexión entre las tangentes
$\Delta_{C1}, \Delta_{C2}, \Delta_{C3}$	Angulos centrales de las curvas circulares simples
R_{C1}, R_{C2}, R_{C3}	Radios de cada una de las curvas circulares simples
STC_1, STC_2	Subtangentes de la curva circular compuesta
p_1, p_2, k_1, k_2	Desplazamientos de la curva central para curva compuesta de tres centros

FIGURA 7.2. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR COMPUESTA

si hubiera una cuarta curva:

$$x_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \cos \left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2} \right)$$

$$y_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \operatorname{sen} \left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2} \right)$$

Puede verse también que:

$$X = x_1 + x_2 + x_3 + \ldots$$

$$Y = y_1 + y_2 + y_3 + \ldots$$

$$\Delta = \Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \ldots \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

y las subtangentes de la curva circular compuesta serán:

$$STC_1 = X - STC_2 \cos \Delta$$

$$STC_2 = Y \csc \Delta \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12)$$

si se conocen las subtangentes de cada una de las curvas circulares simples, las subtangentes de la curva circular compuesta pueden calcularse de la siguiente manera:

$$STC_1 = X - Y \cot \Delta$$

$$STC_2 = Y \csc \Delta$$

En donde:

$$X = (1 + \cos \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\cos \Delta_{c_1} + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3$$

$$Y = (\operatorname{sen} \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\operatorname{sen} \Delta_{c_1} + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3 \ldots\ldots\ldots \quad (12')$$

Con las expresiones anteriores pueden calcularse y trazarse curvas circulares compuestas de cualquier número de centros.

En ocasiones, es útil conocer los desplazamientos de la curva central p_1 y p_2, y las correspondientes distancias k_1 y k_2, para una curva de tres centros. De la Figura 7.2, se tiene:

$$p_1 = y_1 - (R_{c_2} - R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}) = R_{c_1} - R_{c_1} \cos \Delta_{c_1} - R_{c_2} + R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}$$

$$p_1 = (R_{c_1} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_1}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

$$k_1 = x_1 - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$

$$k_1 = (R_{c_1} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13')$$

Análogamente:

$$p_2 = (R_{c_3} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_2}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

$$k_2 = (R_{c_3} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14')$$

El cálculo de la externa E puede hacerse de la siguiente manera:

$$\cos \alpha = \frac{R_{c_2} + p_1}{E + R_{c_2}} \quad \therefore \quad E = (R_{c_2} + p_1) \sec \alpha - R_{c_2} \quad \ldots\ldots \quad (15)$$

en donde: $$\alpha = \text{ang tan} \frac{STC_1 - k_1}{R_{c_2} + p_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

7.2.3 Curvas de transición

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva circular, requiere hacerlo en forma gradual, tanto por lo que se refiere al cambio de dirección como a la sobreelevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual se usan las curvas de transición.

Se definirá aquí como curva de transición a la que liga una tangente con una curva circular, teniendo como característica principal, que en su longitud se efectúa, de manera continua, el cambio en el valor del radio de curvatura, desde infinito para la tangente hasta el que corresponde para la curva circular.

Debe recordarse que se llama curvatura de una curva en un punto A, al límite de las curvaturas medias de los arcos de dicha curva que tienen el mismo extremo A, cuando el segundo extremo tiende a A; siendo la curvatura media de un arco el cociente del ángulo de contingencia del arco y de su longitud. Asimismo, se llama radio de curvatura de una curva en un punto al valor recíproco de la curvatura en dicho punto.

La aceleración centrífuga de un vehículo que se mueve a velocidad uniforme V, vale V^2/R; para este caso, la aceleración varía de manera continua desde cero para la tangente hasta V^2/R_c para la curva circular de radio R_c. La curva de transición debe proyectarse de manera que la variación de la curvatura y, por lo tanto, la variación de la aceleración centrífuga, sean constantes a lo largo de ella. Si la longitud de la curva de transición es l_e, la variación de la aceleración centrífuga por unidad de longitud vale: $V^2/R_c\, l_e$; en un punto cualquiera de la curva, situado a una distancia l del origen de la transición, la aceleración centrífuga

valdrá: $V^2\, l/R_c\, l_e$; por otra parte, si la curvatura en el punto considerado es $1/R$ la aceleración centrífuga en ese mismo punto valdrá V^2/R; por lo cual:

$$\frac{V^2 l}{R_c l_e} = \frac{V^2}{R}$$

y simplificando: $Rl = R_c l_e$

pero: $R_c l_e = K^2$

en donde K es una magnitud constante, ya que R_c y l_e también lo son. Entonces:

$$Rl = K^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

La expresión anterior es la ecuación de la curva conocida como clotoide o espiral de Euler, que cumple con la condición de que el producto del radio y la longitud a un punto cualquiera es constante. Tiene la propiedad de que cuando aumenta o reduce su parámetro K, todas las medidas lineales cambian en la misma proporción, permaneciendo los elementos que determinan su forma sin cambio alguno; lo que significa que todas las clotoides tienen la misma forma, pero difieren entre sí por su longitud.

Como la clotoide de curvatura $1/R$ es proporcional a su longitud, se tiene en ella a la curva más apropiada para efectuar transiciones. Existen otras curvas que pueden servir para el mismo fin cuando el ángulo de deflexión θ_e es pequeño, como la parábola cúbica, cuya curvatura es proporcional a la proyección de la longitud sobre la tangente en su origen, o la lemniscata de Bernoulli, cuya curvatura es proporcional a la distancia polar. Aquí se considerará únicamente la clotoide o espiral por ser el caso más general.

A) Ecuaciones de la clotoide o espiral de transición. Por definición, la clotoide es una curva tal que los radios de curvatura de cada uno de sus puntos están en razón inversa a los desarrollos de sus respectivos arcos, siendo K^2 la constante de proporcionalidad. Esto es:

$$R = \frac{K^2}{l}$$

como: $Rd\theta = dl$, se sigue que: $d\theta = \dfrac{dl}{R}$ ver Figura 7.3

Substituyendo el valor de R e integrando:

$$\int_0^{\theta} d\theta = \int_0^{l} \frac{l\, dl}{K^2} \quad \therefore \quad \theta = \frac{l^2}{2K^2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

y teniendo en cuenta la expresión (17):

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18')$$

En la expresión anterior el valor de θ está expresado en radianes; si lo expresamos en grados y tomamos en cuenta la igualdad (2) se tendrá:

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_e} \cdot \frac{180}{\pi} = \frac{l^2}{2\left(\frac{1\,145.92}{G_c}\right) l_e} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta = \frac{G_c l^2}{40 l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18'')$$

Por otra parte:

$$dx = dl \cos \theta$$
$$dy = dl \operatorname{sen} \theta$$

desarrollando en serie sen θ y cos θ, y substituyendo.

$$dx = dl\left(1 - \frac{\theta^2}{2!} + \frac{\theta^4}{4!} - \frac{\theta^6}{6!} + \ldots\right)$$

$$dy = dl\left(\theta - \frac{\theta^3}{3!} + \frac{\theta^5}{5!} - \frac{\theta^7}{7!} + \ldots\right)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} = \frac{l^2}{C} \text{ e integrando:}$$

$$x = \int_0^l \left(1 - \frac{l^4}{C^2 2!} + \frac{l^8}{C^4 4!} - \frac{l^{12}}{C^6 6!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(1 - \frac{l^4}{5C^2 2!} + \frac{l^8}{9C^4 4!} - \frac{l^{12}}{13C^6 6!} + \ldots\right)$$

$$y = \int_0^l \left(\frac{l^2}{C} - \frac{l^6}{C^3 3!} + \frac{l^{10}}{C^5 5!} - \frac{l^{14}}{C^7 7!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(\frac{l^2}{3C} - \frac{l^6}{7C^3 3!} + \frac{l^{10}}{11C^5 5!} - \frac{l^{14}}{15C^7 7!} + \ldots\right)$$

expresando los resultados anteriores en función de θ:

$$x = l\left(1 - \frac{\theta^2}{5x2!} + \frac{\theta^4}{9x4!} - \frac{\theta^6}{13x6!} + \ldots\right)$$

$$y = l\left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{7x3!} + \frac{\theta^5}{11x5!} - \frac{\theta^7}{15x7!} + \ldots\right) \qquad \ldots\ldots \quad (19)$$

En las expresiones anteriores θ está en radianes; si lo expresamos en grados, entonces queda:

$$x = \frac{l}{100}\left[100 - 0.304617\theta^2 (10)^{-2} + 0.429591\,\theta^4 (10)^{-7} - 0.301987\,\theta^6 (10)^{-12}\right]$$

$$y = \frac{l}{100}\left[0.581776\,\theta - 0.126585\,\theta^3 (10)^{-4} + 0.122691\,\theta^5 (10)^{-9} - 0.652559\,\theta^7 (10)^{-15}\right] \quad (19')$$

De la figura (7.3) puede deducirse también que:

$$C = \sqrt{x^2 + y^2} = y \csc \phi' = x \sec \phi' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (20)$$

$$T_1 = x - y \cot \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21)$$

$$T_2 = y \csc \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (22)$$

También:

$$\phi' = \text{ang tan} \frac{y}{x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23)$$

En la práctica se ha llegado a que:

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23')$$

En donde ϕ' y θ están expresados en grados y Z es una corrección dada por la expresión:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\,\theta^3 + 2.3 \times 10^{-8}\,\theta^5 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (24)$$

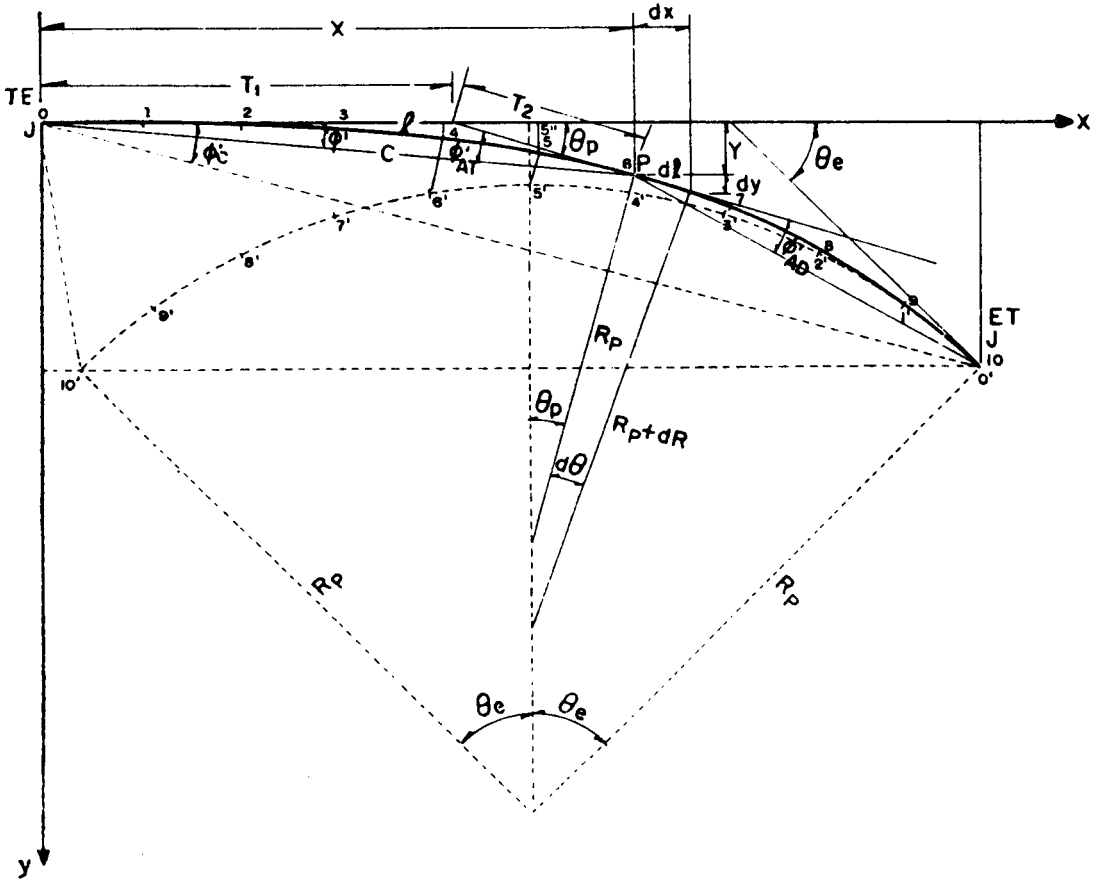
En donde está expresada en grados y Z en segundos.

Para valores de θ menores de 16° el valor de Z es tan pequeño que suele despreciarse.

Para fines de trazo es útil poder calcular rápidamente el ángulo que forma una cuerda cualquiera de la clotoide respecto a una tangente en un punto cualquiera P, tanto para cuerdas apoyadas en ese punto y otro punto atrás ϕ'_{AT} como para cuerdas apoyadas en ese punto y otro adelante ϕ'_{AD} (ver Figura 7.3).

Para el cálculo de ϕ'_{AD} y ϕ'_{AT} se considera la siguiente propiedad de la clotoide:

La clotoide diverge de un arco de círculo tangente a ella, en la misma proporción que lo hace con respecto a una recta tangente a ella en el origen, puesto que la recta y el círculo tienen curvatura constante y la clotoide varía su curvatura desde cero en la tangente al origen, hasta $1/R$ en el punto en donde es tangente al círculo. Según esta propiedad, si 5′ y 5 son los puntos medios del círculo y la clotoide, respectivamente, la distancia normal a la tangente $\overline{5\text{-}5''}$ es igual a la distancia normal a la clotoide $\overline{5\text{-}5'}$; asimismo, para el arco de longitud l_e del círculo y la clotoide, la distancia normal a la tangente en el TE entre tangente y clotoide es



P	Punto cualquiera sobre una espiral
o	Punto en donde se inicia la espiral
10	Punto en donde termina la espiral
θ_e	Deflexión total de la espiral
θ_p	Deflexión de la espiral en un punto P
ϕ'_c	Angulo de la cuerda larga de la espiral
ϕ'	Angulo de la cuerda a un punto P
ϕ'_{AT}	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda anterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud ℓ_{JP}
ϕ'_{AD}	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda posterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud ℓ_{JP}
ℓ	Longitud de la espiral del origen al punto P
C	Cuerda de la espiral desde el origen al punto P
R_P	Radio de curvatura de la espiral en el punto P
X,Y	Coordenadas del punto P
T_1	Tangente larga al punto P
T_2	Tangente corta al punto P

FIGURA 7.3. ELEMENTOS DE LA ESPIRAL O CLOTOIDE

nula e igual a la distancia normal a la clotoide entre ésta y el círculo, en *ET*. De la Figura 7.3 puede verse también que para un arco de longitud l_{jp}:

$$\phi_{AT} = \phi - \phi' \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (25)$$

En donde:

$$\phi' = \frac{\Theta_p}{3} - Z$$

ϕ es el ángulo de la cuerda que subtiende un arco de círculo de radio R_p y longitud l_{jp}; puede calcularse con la expresión (9).

Análogamente:

$$\phi'_{AD} = \phi + \phi' \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (25')$$

Si dividimos una espiral en N partes iguales, y se numeran los puntos en forma creciente: 0, 1, 2, 3, ... J, ... P, ... N, se tendrá:

$$l_{jp} = |J - P| \frac{l_e}{N}$$

En donde: l_{JP} es la longitud del arco de espiral desde el punto considerado P a un punto cualquiera, J y P los números de orden de los puntos J y P y l_e/N la longitud de un arco de los N de la espiral.

También, por definición de la clotoide:

$$R_e l_e = R_p l_p \text{ que lleva a } G_p l_e = G_c l_p \therefore G_p = \frac{l_p}{l_e} G_c = \frac{P}{N} G_e$$

en donde G_c es el grado de curvatura en el punto N y G_p el grado de curvatura en el punto P.

Por otra parte, de la expresión (9):

$$\phi = \frac{G_p l_{jp}}{40} = \frac{\frac{P}{N} G_c |J - P| \frac{l_e}{N}}{40} = \frac{P |J - P|}{N^2} \frac{G_c l_e}{40}$$

y teniendo en cuenta que:

$$\Theta_e = \frac{G_c l_e^2}{40 l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18'')$$

$$\phi = \frac{P |J - P|}{N^2} \Theta_e$$

Por otra parte de la expresión (23′):

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z$$

de la expresión (18) $2K^2 = \frac{l_{jp}^2}{\theta} = \frac{l_e^2}{\theta_e}$ despejando $\theta = \left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 \theta_e$

$$\phi' = \frac{\theta_e}{3}\left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 - Z = \frac{\theta_e}{3}\left[\frac{\left(\frac{J-P}{N}\right) l_e}{l_e}\right]^2 - Z$$

substituyendo los valores de ϕ y ϕ' en las expresiones (25) y (25′) se tiene:

$$\phi'_{AD} = [3P\,(J-P) + (J-P)^2]\,\frac{\theta_e}{3N^2} - Z$$

$$\phi'_{AT} = [3P\,(P-J) - (J-P)^2]\,\frac{\theta_e}{3N^2} + Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (26)$$

En donde:

ϕ'_{AD}, ϕ'_{AT} = Angulo en grados entre la tangente en el punto P y una cuerda cualquiera $\overline{PJ}$, adelante o atrás.

P, J = Número de orden del punto P en donde se está midiendo ϕ'_{AD} o ϕ'_{AT}, y número de orden del otro extremo de la cuerda J.

N = Número de arcos o cuerdas en que se ha dividido la espiral.

Z = Corrección que depende del ángulo de deflexión θ de la espiral en el punto P. Puede despreciarse para $\theta \leq 16°$. En caso contrario se calcula con la expresión (24).

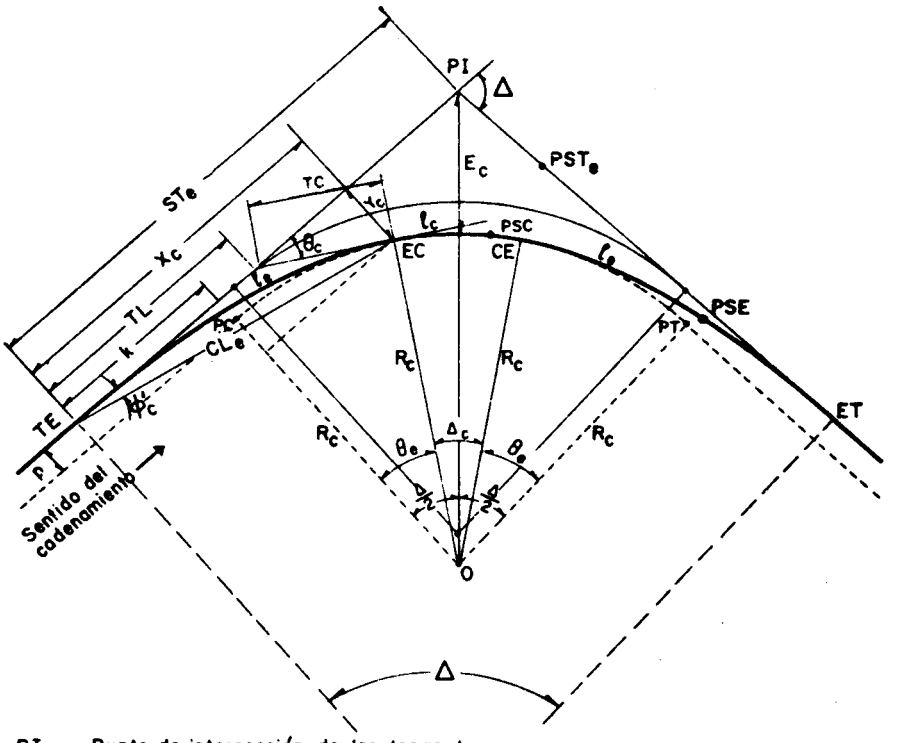
B) Curva circular simple con espirales de transición. Las curvas circulares con espirales de transición constan de una espiral de entrada, una curva circular simple y una espiral de salida. Cuando las espirales de entrada y salida tienen la misma longitud, la curva es simétrica, en caso contrario es asimétrica. En la Figura 7.4, se muestran los elementos de una curva simétrica, los que se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura de la curva circular. Es el ángulo que subtiende un arco de 20 m en la curva circular.

$$G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

En donde R_c es el radio de la curva circular.

2. Longitud de la espiral. Es la longitud medida sobre la curva entre el *TE* y el *EC*, o del *CE* al *ET*. Su valor mínimo se determina en el apartado C) de este inciso.



PI	Punto de intersección de las tangentes
TE	Punto donde termina la tangente y empieza la espiral
EC	Punto donde termina la espiral y empieza la curva circular
CE	Punto donde termina la curva circular y empieza la espiral
ET	Punto donde termina la espiral y empieza la tangente
PSC	Punto sobre la curva circular
PSE	Punto sobre la espiral
PST_e	Punto sobre la subtangente
Δ	Angulo de deflexión de las tangentes
Δ_c	Angulo central de la curva circular
θ_e	Deflexión de la espiral
ϕ_c	Angulo de la cuerda larga de la espiral
ST_e	Subtangente
X_c, Y_c	Coordenadas del EC o del CE
k, p	Coordenadas del PC o del PT (Desplazamiento)
TL	Tangente larga
TC	Tangente corta
CL_e	Cuerda larga de la espiral
E_c	Externa
R_c	Radio de la curva circular
l_e	Longitud de la espiral de entrada o salida
l_c	Longitud de la curva circular

FIGURA 7.4. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR CON ESPIRALES

3. Parámetro de la espiral. Es la magnitud que define las dimensiones de la espiral.

$$K = \sqrt{R_e l_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

4. Deflexión de la curva. Es el ángulo comprendido entre las normales a las tangentes en *TE* y *ET*. Su valor es igual a la deflexión de las tangentes y se representa con Δ.

5. Deflexión a un punto cualquiera de la espiral. Es el ángulo comprendido entre la tangente en *TE* o *ET* y la tangente en un punto cualquiera *PSE*.

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

Si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y por tanto: $2K^2 = \dfrac{l_e^2}{\theta_e}$

y substituyendo en (18):

$$\theta = \left(\frac{l}{l_e}\right)^2 \theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (27)$$

6. Deflexión de la espiral. Es el ángulo comprendido entre las tangentes a la espiral en sus puntos extremos.

Nuevamente, si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y de la expresión (18')

$$\theta_e = \frac{l_e^2}{2R_e l_e} = \frac{l_e}{2R_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (28)$$

Con la expresión anterior se obtiene θ_e en radianes; si la expresamos en grados y tomamos en cuenta que: $R_e = \dfrac{1\,145.92}{G_e}$ se tendrá:

$$\theta_e = \frac{l_e}{2 \times \dfrac{1\,145.92}{G_e}} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta_e = \frac{G_e l_e}{40} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (29)$$

7. Longitud total de la curva. Es la suma de las longitudes de las dos espirales de transición y de la longitud de curva circular. Para curvas simétricas, se tiene:

$$L = 2l_e + l_c$$

teniendo en cuenta las expresiones (3) y (29):

$$L = 2\left(\frac{40\theta_e}{G_c}\right) + \frac{20\Delta_c}{G_c} = \frac{80\theta_e + 20\Delta_c}{G_c}$$

pero:

$$\Delta_c = \Delta - 2\theta_c$$

$$L = \frac{80\theta_c + 20\Delta - 40\theta_c}{G_c}$$

$$L = \frac{40\theta_c + 20\Delta}{G_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

y teniendo en cuenta la expresión (29):

$$L = l_c + \frac{20\Delta}{G} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (31)$$

Lo cual indica que al insertar una curva espiral, se incrementa la longitud total de la curva en l_c

8. Coordenadas del *EC* de la curva.
De las ecuaciones (19):

$$X_c = l_c\left(1 - \frac{\theta_c^2}{10}\right)$$

$$Y_c = l_c\left(\frac{\theta_c}{3} + \frac{\theta_c^3}{42}\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32)$$

En donde θ_c está en radianes. Si expresamos a θ_c en grados, de la expresión (19′), se tendrá:

$$X_c = \frac{l_c}{100}(100 - 0.00305\theta_c^2)$$

$$Y_c = \frac{l_c}{100}(0.582\theta - 0.0000126\theta_c^3) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32')$$

9. Coordenadas del *PC* de la curva circular. De la Figura 7.4:

$$p = Y_c - R_c \operatorname{sen ver}\theta_c$$
$$k = X_c - R_c \operatorname{sen}\theta_c \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (33)$$

10. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *TE* o *ET* de la curva, medida sobre la prolongación de la tangente, y se denomina ST_c. De la Figura 7.4.

$$ST_c = k + (R_c + p)\tan\frac{\Delta}{2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (34)$$

11. Externa. Es la distancia entre el *PI* y la curva y se denomina E_c. De la Figura 7.4:

$$E_c = p + (R_c + p) \sec \frac{\Delta}{2} - (R_c + p)$$

$$E_c = (R_c + p) \sec \frac{\Delta}{2} - R_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (35)$$

12. Cuerda larga. Es la recta que une el *TE* y *EC* o el *ET* y el *CE* y se le llama CL_e. De la ecuación (20).

$$CL_e = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (36)$$

13. Angulo de la cuerda larga. Es el ángulo comprendido entre la tangente en *TE* y la cuerda larga y se simboliza como ϕ_c'. De las ecuaciones (23 y 24).

$$\phi_c' = \frac{\Theta_e}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (37)$$

En donde:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\, \Theta_e^3 + 2.3 \times 10^{-8}\, \Theta_e^5$$

14. Tangente larga. Es el tramo de subtangente comprendido entre el *TE* o *ET* y la intersección con la tangente a *EC* o *CE*; se le llama *TL*. De (21).

$$TL = X_c - Y_c \cot \Theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (38)$$

15. Tangente corta. Es el tramo de la tangente a *CE* o *EC* comprendida entre uno de estos puntos y la intersección con la subtangente correspondiente; se representa como *TC*. De la ecuación (22)

$$TC = Y_c \csc \Theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (39)$$

En la tabla 7-C pueden obtenerse los elementos de una espiral de 100 m de longitud. Para una curva de longitud l_e, los valores tabulados deben multiplicarse por el factor $l_e/100$.

En la tabla 7-D pueden obtenerse los datos para trazar cualquier espiral, multiplicando los coeficientes por $\Theta_e/3N^2$. Esta tabla está calculada con las expresiones (26) sin tomar en cuenta la corrección *Z*. Esta corrección debe tomarse en consideración cuando $\Theta_e > 16°$ y su cálculo se facilita con la tabla 7-E; la corrección es positiva para puntos atrás y negativa para puntos adelante del considerado.

C) Longitud mínima de la espiral de transición. Como se dijo antes, las transiciones tienen por objeto permitir un cambio continuo en la aceleración centrífuga de un vehículo, así como de la sobreelevación y la ampliación. Este cambio será función de la longitud de la espiral, siendo más repentino conforme esta longitud es más corta.

En 1909, W. H. Shortt dedujo la primera fórmula para calcular la longitud mínima de la espiral para curvas de ferrocarril, basándose en que la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante cuando se recorre la curva a velocidad uniforme.

Como se vio antes la aceleración centrífuga a_c en un punto cualquiera de la curva vale:

$$a_c = \frac{V^2 l}{R_c l_e}$$

Si se llama t al tiempo que necesita el vehículo para recorrer la espiral a velocidad uniforme V; en un punto cualquiera de la curva se tendrá que: $l = Vt$, y substituyendo en la expresión anterior:

$$a_c = \frac{V^2 Vt}{R_c l_e} = \frac{V^3 t}{R_c l_e}$$

Por otra parte, la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante, o sea:

$$\frac{da_c}{dt} = \frac{d}{dt}\left(\frac{V^3 t}{R_c l_e}\right) = C$$

$$\frac{V^3}{R_c l_e} = C \quad \therefore \quad l_e = \frac{1}{C}\,\frac{V^3}{R_c}$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en m.

V = Velocidad del vehículo, en m/seg

R_c = Radio de la curva circular, en m.

C = Coeficiente de variación de la aceleración centrífuga, o coeficiente de comodidad, en m/seg^2/seg.

Expresando a la velocidad km/h, la expresión anterior resulta:

$$l_e = 0.0214\,\frac{V^3}{CR_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (40)$$

El coeficiente C es un valor empírico que indica el grado de comodidad que se desea proporcionar. Para ferrocarriles, se aceptó un valor de 0.305 m/seg^3, en caminos se pueden emplear coeficientes que varían entre 0.305 y 0.915 m/seg^3. En 1938, J. Barnett propuso un valor de 0.61 m/seg^3, valor que ha sido empleado ampliamente.

En 1949, M. V. Smirnoff propuso una fórmula semejante a la de Shortt, pero corrigiéndola para tener en cuenta la sobreelevación. Tal fórmula es:

$$l_e = \frac{0.0214}{C}\,V\left(\frac{V^2}{R_c} - 127\,S\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (41)$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en m.
V = Velocidad del vehículo, en km/h.
R_c = Radio de la curva, en m.
S = Sobreelevación en la curva circular, en valor absoluto.
C = Coeficiente de comodidad, fijada empíricamente entre 0.305 y 0.610 m/seg^3.

En 1950, J. J. Leeming y A. N. Black, apoyados en una serie de experiencias realizadas en caminos existentes, encontraron que la comodidad de los pasajeros parecía estar relacionada con la aceleración centrífuga en la curva circular y no con la variación de esa aceleración a lo largo de la espiral; este hecho provoca dudas razonables sobre la validez de la fórmula de Shortt, a sus versiones modificadas.

Por su parte, la AASHO recomienda otra manera de calcular la longitud mínima de la espiral que con base en el aspecto estético del camino, consiste en igualar la longitud de la espiral a la longitud necesaria para dar la sobreelevación correspondiente a la curva circular. Se establece que la espiral debe tener suficiente longitud para permitir que la pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino tenga un valor máximo P. La AASHO, basada en consideraciones empíricas y tomando en cuenta la apariencia de las transiciones, establece que para caminos de dos carriles y velocidades entre 48 y 112 km/h, el valor de esa pendiente será de 1/150 y 1/250, respectivamente; de lo anterior:

$$p = \frac{1}{m}$$

y:

$$m = 1.5625V + 75 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (42)$$

En donde:

p = Pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino, en valor absoluto.
m = Talud de la orilla de la calzada respecto al eje del camino. Es igual al recíproco de la pendiente.
V = Velocidad de proyecto, en km/h.

Según lo anterior, la longitud mínima de la espiral para caminos de dos carriles será:

$$l_e = \frac{aS}{p} = maS \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (43)$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en metros.
a = Semiancho de la calzada en tangente para caminos de dos carriles.
S = Sobreelevación de la curva circular, en valor absoluto.

Empíricamente la AASHO establece que para caminos de más de dos carriles, la longitud mínima de espiral debe ser como sigue:

Caminos de tres carriles:	1.2 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de cuatro carriles, sin dividir:	1.5 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de seis carriles, sin dividir:	2.0 veces la longitud calculada para dos carriles.

Un criterio desarrollado en México por la Secretaría de Obras Públicas, para calcular la longitud mínima de espiral, fija un valor constante a la velocidad con que el vehículo asciende o desciende por la espiral de transición, cuando circula por ella a la velocidad de proyecto. Si el conductor mantiene su vehículo en el centro de su carril, el desnivel que sube o baja el vehículo al circular por la transición es:

$$d = \frac{aS}{2}$$

En donde:

d = Desnivel, en metros.
a = Semiancho de carpeta o ancho de carril, en metros.
S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Si el vehículo recorre la espiral de longitud l_e a la velocidad de proyecto V, empleará un tiempo t de:

$$t = \frac{l_e}{0.277V}$$

En donde:

t, está expresado en segundos.
l, en metros.
V, en km/h.

La velocidad en el ascenso o descenso de la transición V_e, expresada en m/seg, será entonces:

$$V_e = \frac{d}{t} = \frac{aS/2}{l_e/0.277V} = \frac{0.138VS}{l_e}$$

Esta velocidad debe ser de una magnitud tal, que permita circular al conductor de una manera cómoda y segura. Para fijarla se analizan los valores de la pendiente longitudinal entre la orilla de la calzada y el eje del camino, recomendados por la AASHO en el criterio anterior. Para una velocidad de 48 km/h (13.33 m/seg) la AASHO recomienda una pendiente de 1/150; es decir, que el desnivel de la orilla de la calzada respecto al eje del camino será en 150 m de 1.00 m y, por tanto, el desnivel del eje será

de la mitad o sea 0.50 m. Por otra parte, un vehículo que circule a la velocidad de 48 km/h recorre 150 m en 11.25 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_e = \frac{0.50}{11.25} = 0.044 \text{ m/seg}$$

En la misma forma, para velocidad de proyecto de 112 km/h la AASHO recomienda una pendiente de 1/250; un vehículo circulando a 112 km/h recorrerá 250 m en 8.04 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_e = \frac{0.50}{8.04} = 0.062 \text{ m/seg}$$

Lo anterior parece indicar que para bajas velocidades de proyecto la AASHO recomienda longitudes de espiral relativamente mayores que las requeridas, admitiendo como segura y cómoda una velocidad en el ascenso de 0.062 m/seg para altas velocidades de proyecto; si se acepta el valor de 0.062 m/seg en la velocidad de ascenso o descenso como una constante para cualquier velocidad de proyecto, se tendrá

$$V_e = 0.062 = \frac{0.138VaS}{l_e}$$

$$l_e = \frac{0.138VaS}{0.062} \quad \therefore \quad l_e = 2.22VaS$$

En la expresión anterior, la longitud de transición es directamente proporcional al semiancho de calzada, por lo que conforme sea menor éste será menor la longitud de transición; lo cual, aunque no influye en la comodidad y seguridad del usuario, proporciona una apariencia desagradable. En vista de esto último, se recomienda que la expresión que se obtiene para una velocidad de proyecto de 112 km/h y un semiancho de calzada de 3.65 m, se aplique para cualquier semiancho de calzada, es decir:

$$l_e = 2.22 \times 3.65VS$$
$$l_e \doteq 8VS \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (44)$$

siendo:

l_e = Longitud mínima de transición, en m.
V = Velocidad de proyecto, en kilómetros por hora.
S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Por razones prácticas, la longitud mínima aceptable de transición debe ser tal, que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tarde cuando menos 2.0 segundos en recorrerla, que a la velocidad en el ascenso y ancho de carril considerados, representa una sobreelevación de 0.070; substituyendo este valor en la expresión (44), se tendrá que la longitud mínima absoluta de transición será:

$$l_e = 0.56V \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (45)$$

Las longitudes de transición antes determinadas se refieren a caminos de dos carriles. Cuando el camino es de más de dos carriles el criterio para obtener la longitud de transición es el mismo, pero considerando el desnivel del eje del carril más alejado con respecto al eje del camino, por lo que la longitud de transición para caminos de cuatro y seis carriles se incrementa en 1.5 y 2.5 veces con respecto a la de dos carriles.

En la tabla 7-F se muestran comparativamente las longitudes de transición calculadas con cada uno de los criterios descritos, para caminos de dos carriles y sobreelevación de 10 por ciento. Puede observarse que el criterio S.O.P. coincide aproximadamente con el AASHO para los anchos de calzada usuales en cada velocidad de proyecto.

VELOCIDAD DE PROYECTO — km/h	SHORTT	SMIRNOFF	AASHO				SOP
	$le = 0.035 \frac{V^3}{R}$	$le = 0.035V\left(\frac{V^3}{R} + 127\,S\right)$	$le = m\,a\,S$ $m = 1.5625\,v + 75$				$le = 8VS$
			a = 2.75	a = 3.05	a = 3.35	a = 3.65	
30	39	37	34	37	41	44	24
40	47	46	38	42	46	50	32
50	58	56	42	47	51	56	40
60	68	65	46	51	57	62	48
70	77	74	51	56	62	67	56
80	86	82	55	61	67	73	64
90	94	90	59	66	72	79	72
100	102	97	64	71	77	84	80
110	109	104	68	75	83	90	88

TABLA 7-F. CUADRO COMPARATIVO DE LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICION SEGUN DIFERENTES CRITERIOS (S = 0.10)

7.2.4 Curvatura máxima para una deflexión y velocidad dadas

Para determinados valores de la velocidad de proyecto, grado de curvatura y deflexión, ocurre que la suma de las deflexiones de la espiral sobrepasa a la deflexión entre las tangentes traslapándose entonces las espirales. Como es inadmisible que se traslapen las espirales de transición, habrá un valor de deflexión, abajo del cual no se podrán insertar espirales para una curva de grado dado, o inversamente habrá un valor del grado arriba del cual no se podrán insertar espirales cuando se tenga una cierta deflexión entre tangentes.

La condición necesaria y suficiente para que las espirales no se traslapen es:

$$\Delta_c \geq 0$$

o sea:

$$\Delta \geq 2\theta_e = \frac{Gl_e}{20}$$

Para el caso en que: $l_e = 8VS$, y como: $S = \frac{S_{máx}}{G_{máx}} G$ (ver Cap. IX).

se tiene:

$$\Delta \geq \frac{8VSG}{20} = \frac{8VS_{máx}G^2}{20G_{máx}}$$

si llamamos:

$$K = \frac{8VS_{máx}}{20G_{máx}}$$

puede escribirse:

$$\Delta \geq KG^2$$

En una gráfica doble logarítmica la expresión anterior queda representada por una familia de rectas paralelas, que en la Figura 7.5 aparece como líneas inclinadas, ya que tienen una pendiente de 2. Esta familia de rectas no puede prolongarse indefinidamente, puesto que existe un valor máximo del grado de curvatura que define otra familia de rectas verticales de ecuación: $G = G$ máx. La intersección de las dos familias de rectas para las velocidades de proyecto consideradas define la línea *B*, que corresponde a una longitud total de curva equivalente a dos espirales de transición:

$$L = 2l = 16VS$$

Por otra parte, existe un límite superior e inferior para la longitud total de la curva. El límite inferior está dado por la condición de que existan dos espirales de transición de longitud mínima: $L = 2l_e = 1.12V$, sin curva circular entre ellas, condición que define la línea *A*. El límite superior está dado por la longitud máxima de curva, que será aquella que se recorra en 20 segundos a la velocidad de proyecto:

$$L = \frac{V}{3.6} \times 20 = 5.56V$$

definiendo la línea *C*, o bien, se tenga una deflexión de 200°, condición que define la línea *D*.

Ahora bien, en el anteproyecto y proyecto del alineamiento horizontal se tienen como datos la deflexión Δ para cada curva y la velocidad de proyecto *V*. En la gráfica de la Figura 7.5, la intersección del valor de la deflexión con la línea *V* correspondiente dará el grado máximo de curvatura *G* para que con esa deflexión no se traslapen las espirales.

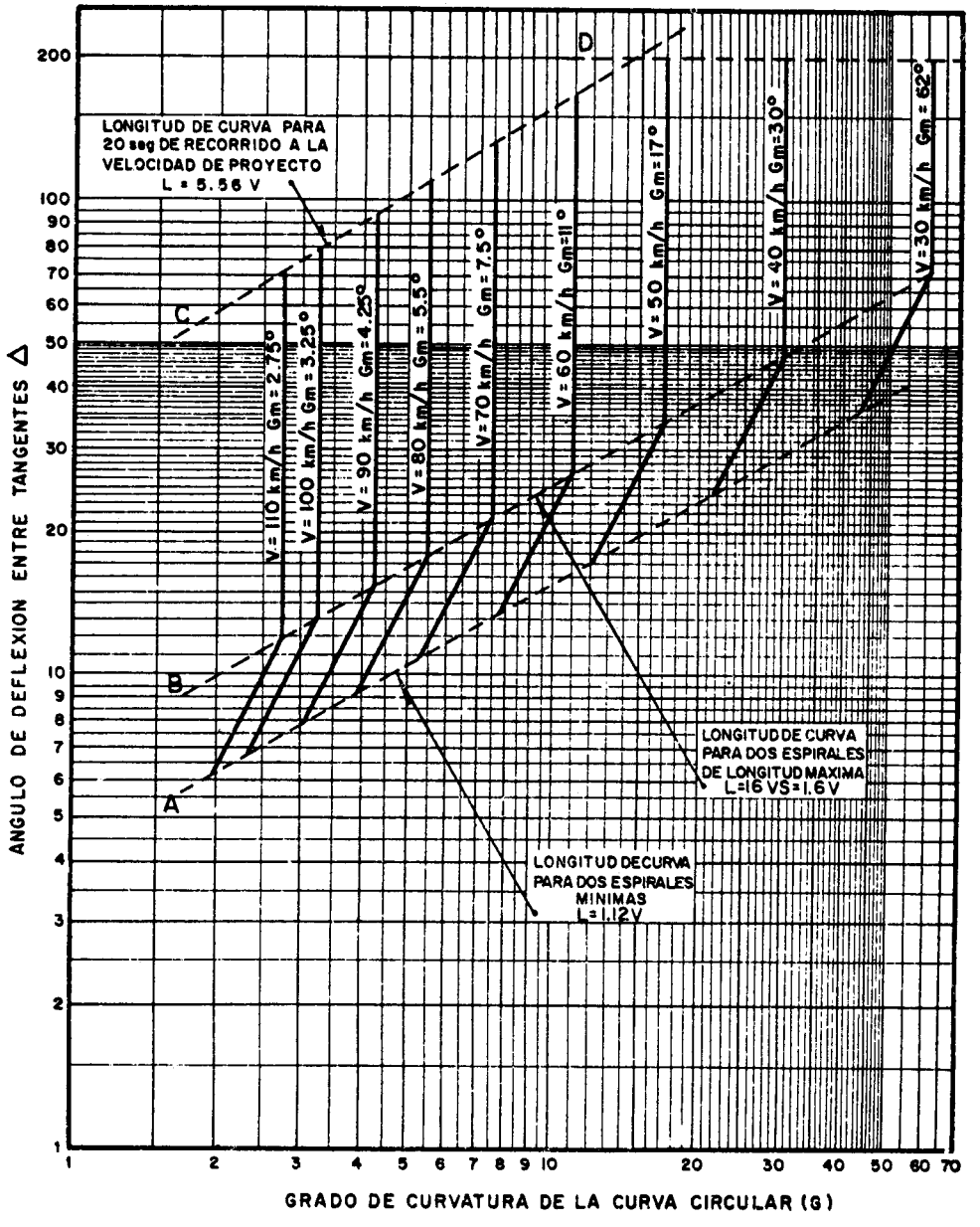
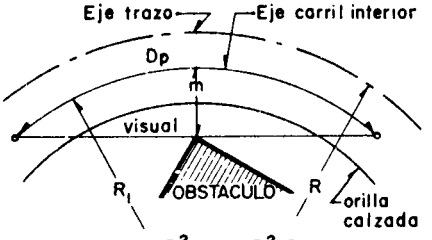


FIGURA 7.5. CURVATURA Y DEFLEXION MAXIMAS PARA QUE LAS ESPIRALES DE TRANSICION NO SE TRASLAPEN

En la zona limitada por las líneas A y B, el grado G así obtenido da una longitud nula de curva circular l_c y la longitud total de curva será: $L = 2\,l_c$; pero de emplearse un grado menor habrá curva circular; en cambio, en la porción comprendida entre las líneas B y C, la intersección de la deflexión Δ con las líneas verticales correspondientes a cada velocidad siempre dará un valor de longitud para la curva circular intermedia, siendo la longitud de espiral la máxima especificada. Arriba de la línea C o abajo de la línea A, las curvas resultantes caen fuera de las especificaciones fijadas para longitud de curva y para que queden dentro de límites aceptables se tendrá que modificar la deflexión o la velocidad de proyecto, o bien ambas.

7.2.5 Distancia de visibilidad en curvas de alineamiento horizontal

En las curvas del alineamiento horizontal que parcial o totalmente queden alojadas en corte o que tengan obstáculos en su parte interior que limiten la distancia de visibilidad, debe tenerse presente que esa distancia sea cuando menos equivalente a la distancia de visibilidad de parada. Si las curvas no cumplen con ese requisito deberán tomarse las providencias necesarias para satisfacerlo, ya sea recortando o abatiendo el talud del lado interior de la curva, modificando el grado de curvatura o eliminando el obstáculo. La gráfica de la Figura 7.6 permite comparar las condiciones existentes en el proyecto con las recomendaciones.



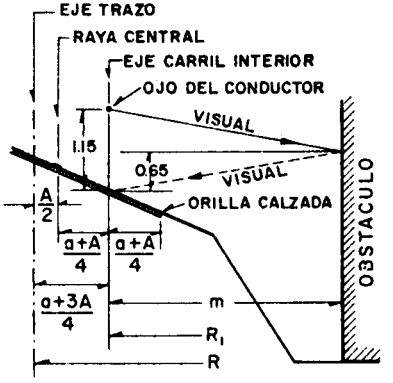
$$m = \frac{D_P^2}{8 R_1} = \frac{D_R^2 G_1}{9170}$$

$$R_1 = R - \frac{a+3A}{4} \qquad G_1 = \frac{1146}{R_1}$$

a – ancho de la calzada en tangente

A – ampliación en la curva

D_p – distancia de visibilidad de parada



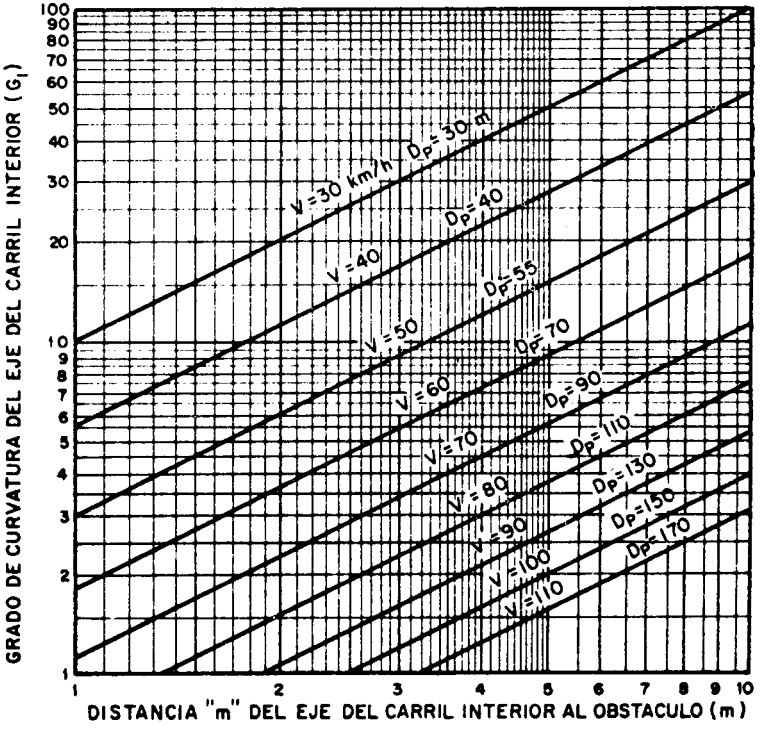


FIGURA 7.6. DISTANCIA MINIMA NECESARIA A OBSTACULOS EN EL INTERIOR DE CURVAS CIRCULARES PARA DAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
0 10	34377.40	50.00	0.03	0.03	100.00	29.09	14.54	0.01	0.01	29.09	3.33	1.67	0.00	0.00	3.33
0 20	17188.76	50.00	0.07	0.07	100.00	58.18	29.09	0.04	0.04	58.18	6.67	3.33	0.00	0.00	6.67
0 30	11459.13	50.00	0.10	0.11	100.00	87.27	43.63	0.09	0.09	87.27	10.00	5.00	0.01	0.01	10.00
0 40	8594.35	50.00	0.14	0.14	100.00	116.36	58.18	0.16	0.17	116.35	13.33	6.67	0.02	0.02	13.33
0 50	6875.48	50.00	0.18	0.18	100.00	145.44	72.72	0.26	0.26	145.44	16.67	8.33	0.03	0.03	16.67
1 0	5729.56	50.00	0.21	0.22	100.00	174.53	87.27	0.37	0.38	174.53	20.00	10.00	0.04	0.04	20.00
1 10	4911.06	50.00	0.25	0.25	100.00	203.62	101.81	0.51	0.52	203.62	23.33	11.67	0.06	0.06	23.33
1 20	4297.17	50.00	0.29	0.29	100.00	232.71	116.36	0.67	0.68	232.71	26.67	13.33	0.08	0.08	26.67
1 30	3819.71	50.00	0.32	0.33	100.00	261.80	130.91	0.85	0.86	261.79	30.00	15.00	0.10	0.10	30.00
1 40	3437.74	50.00	0.36	0.36	100.00	290.89	145.45	1.05	1.06	290.88	33.33	16.67	0.12	0.12	33.33
1 50	3125.22	50.00	0.40	0.40	100.00	319.98	160.00	1.28	1.28	319.96	36.67	18.33	0.15	0.15	36.67
2 0	2864.78	50.01	0.43	0.44	99.99	349.07	174.55	1.52	1.52	349.05	40.00	20.00	0.17	0.17	40.00
2 10	2644.42	50.01	0.47	0.47	99.99	378.16	189.10	1.78	1.79	378.13	43.33	21.67	0.20	0.20	43.33
2 20	2455.53	50.01	0.51	0.51	99.99	407.24	203.65	2.07	2.07	407.22	46.67	23.34	0.24	0.24	46.66
2 30	2291.83	50.01	0.54	0.55	99.99	436.33	218.20	2.37	2.38	436.30	50.00	25.00	0.27	0.27	50.00
2 40	2148.59	50.01	0.58	0.58	99.99	465.42	232.75	2.70	2.71	465.38	53.33	26.67	0.31	0.31	53.33
2 50	2022.20	50.01	0.62	0.62	99.99	494.51	247.31	3.05	3.06	494.46	56.67	28.34	0.35	0.35	56.66
3 0	1909.85	50.01	0.65	0.65	99.99	523.60	261.86	3.42	3.43	523.54	60.00	30.01	0.39	0.39	59.99
3 10	1809.34	50.01	0.69	0.69	99.99	552.69	276.41	3.81	3.82	552.62	63.33	31.67	0.44	0.44	63.33
3 20	1718.87	50.01	0.73	0.73	99.99	581.78	290.97	4.22	4.23	581.70	66.67	33.34	0.48	0.48	66.66
3 30	1637.02	50.02	0.76	0.76	99.98	610.87	305.53	4.66	4.66	610.77	70.00	35.01	0.53	0.53	69.99
3 40	1562.61	50.02	0.80	0.80	99.98	639.96	320.09	5.11	5.12	639.85	73.33	36.68	0.59	0.59	73.32
3 50	1494.67	50.02	0.84	0.84	99.98	669.04	334.65	5.59	5.59	668.92	76.67	38.35	0.64	0.64	76.65
4 0	1432.39	50.02	0.87	0.87	99.98	698.13	349.21	6.09	6.09	697.99	80.00	40.02	0.70	0.70	79.98
4 10	1375.16	50.02	0.91	0.91	99.98	727.22	363.77	6.61	6.61	727.06	83.33	41.69	0.76	0.76	83.31
4 20	1322.21	50.02	0.95	0.95	99.98	756.31	378.34	7.15	7.15	756.13	86.67	43.35	0.82	0.82	86.65
4 30	1273.24	50.03	0.98	0.98	99.97	785.40	392.90	7.71	7.71	785.20	90.00	45.02	0.88	0.88	89.98
4 40	1227.76	50.03	1.02	1.02	99.97	814.49	407.47	8.30	8.29	814.26	93.33	46.69	0.95	0.95	93.31
4 50	1185.43	50.03	1.05	1.05	99.97	843.58	422.04	8.90	8.89	843.33	96.67	48.36	1.02	1.02	96.64
5 0	1145.91	50.03	1.09	1.09	99.97	872.67	436.61	9.52	9.52	872.39	100.00	50.03	1.09	1.09	99.97
5 10	1108.95	50.03	1.13	1.13	99.97	901.76	451.18	10.17	10.16	901.45	103.33	51.70	1.16	1.16	103.30
5 20	1074.29	50.04	1.16	1.16	99.96	930.84	465.76	10.83	10.83	930.51	106.67	53.37	1.24	1.24	106.63
5 30	1041.74	50.04	1.20	1.20	99.96	959.93	480.34	11.52	11.52	959.56	110.00	55.04	1.32	1.32	109.96
5 40	1011.10	50.04	1.24	1.24	99.96	989.02	494.91	12.24	12.22	988.62	113.33	56.71	1.40	1.40	113.29
5 50	982.21	50.04	1.27	1.27	99.96	1018.11	509.50	12.97	12.95	1017.67	116.67	58.38	1.48	1.48	116.62
6 0	954.93	50.05	1.31	1.31	99.95	1047.20	524.08	13.71	13.70	1046.72	120.00	60.05	1.57	1.57	119.95
6 10	929.12	50.05	1.35	1.35	99.95	1076.29	538.66	14.50	14.48	1075.77	123.33	61.73	1.66	1.66	123.27
6 20	904.67	50.05	1.38	1.38	99.95	1105.38	553.25	15.29	15.27	1104.81	126.67	63.40	1.75	1.75	126.60
6 30	881.47	50.05	1.42	1.42	99.95	1134.47	567.84	16.11	16.08	1133.86	130.00	65.07	1.84	1.84	129.93
6 40	859.44	50.06	1.46	1.45	99.94	1163.56	582.43	16.95	16.92	1162.90	133.33	66.74	1.94	1.94	133.26
6 50	838.47	50.06	1.49	1.49	99.94	1192.64	597.03	17.81	17.77	1191.94	136.67	68.41	2.04	2.04	136.59
7 0	818.51	50.06	1.53	1.53	99.94	1221.73	611.63	18.68	18.65	1220.97	140.00	70.09	2.14	2.14	139.91
7 10	799.47	50.07	1.57	1.56	99.93	1250.82	626.23	19.59	19.55	1250.00	143.33	71.76	2.24	2.24	143.24
7 20	781.30	50.07	1.60	1.60	99.93	1279.91	640.83	20.50	20.47	1279.04	146.67	73.43	2.35	2.35	146.57
7 30	763.94	50.07	1.64	1.64	99.93	1309.00	655.43	21.45	21.41	1308.06	150.00	75.11	2.46	2.45	149.89
7 40	747.33	50.07	1.68	1.67	99.93	1338.09	670.04	22.42	22.37	1337.09	153.33	76.78	2.57	2.56	153.22
7 50	731.43	50.08	1.71	1.71	99.92	1367.18	684.65	23.40	23.35	1366.11	156.67	78.46	2.68	2.68	156.54
8 0	716.20	50.08	1.75	1.74	99.92	1396.27	699.27	24.41	24.36	1395.13	160.00	80.13	2.80	2.79	159.87
8 10	701.58	50.08	1.79	1.78	99.92	1425.36	713.89	25.44	25.38	1424.15	163.33	81.81	2.92	2.91	163.19
8 20	687.55	50.09	1.82	1.82	99.91	1454.44	728.51	26.49	26.43	1453.16	166.67	83.48	3.04	3.03	166.52
8 30	674.07	50.09	1.86	1.85	99.91	1483.53	743.13	27.57	27.50	1482.17	170.00	85.16	3.16	3.15	169.84
8 40	661.10	50.10	1.90	1.89	99.90	1512.62	757.75	28.67	28.59	1511.18	173.33	86.83	3.28	3.28	173.17
8 50	648.63	50.10	1.93	1.93	99.90	1541.71	772.38	29.78	29.70	1540.18	176.67	88.51	3.41	3.40	176.49
9 0	636.62	50.10	1.97	1.96	99.90	1570.80	787.02	30.92	30.83	1569.18	180.00	90.19	3.54	3.53	179.81
9 10	625.04	50.11	2.00	2.00	99.89	1599.89	801.65	32.07	31.98	1598.18	183.33	91.86	3.68	3.66	183.14
9 20	613.88	50.11	2.04	2.04	99.89	1628.98	816.29	33.25	33.15	1627.18	186.67	93.54	3.82	3.80	186.46
9 30	603.11	50.11	2.08	2.07	99.89	1658.07	830.94	34.46	34.34	1656.17	190.00	95.22	3.96	3.94	189.78
9 40	592.71	50.12	2.11	2.11	99.88	1687.16	845.58	35.68	35.56	1685.15	193.33	96.90	4.10	4.07	193.10
9 50	582.67	50.12	2.15	2.14	99.88	1716.24	860.23	36.93	36.80	1714.14	196.67	98.58	4.25	4.22	196.42
10 0	572.96	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	874.89	38.19	38.05	1743.12	200.00	100.25	4.39	4.36	199.75

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
10 10	563.56	50.13	2.23	2.22	99.87	1774.42	889.54	39.48	39.33	1772.09	203.33	101.93	4.52	4.51	203.07
10 20	554.47	50.14	2.26	2.25	99.86	1803.51	904.21	40.79	40.63	1801.07	206.67	103.61	4.67	4.66	206.39
10 30	545.67	50.14	2.30	2.29	99.86	1832.60	918.87	42.12	41.95	1830.04	210.00	105.29	4.83	4.81	209.71
10 40	537.15	50.14	2.34	2.33	99.86	1861.69	933.54	43.48	43.29	1859.00	213.33	106.98	4.98	4.96	213.03
10 50	528.88	50.15	2.37	2.36	99.85	1890.78	948.21	44.85	44.65	1887.96	216.67	108.66	5.14	5.12	216.34
11 0	520.87	50.15	2.41	2.40	99.85	1919.87	962.89	46.24	46.04	1916.92	220.00	110.34	5.30	5.28	219.66
11 10	513.10	50.16	2.45	2.43	99.84	1948.95	977.57	47.66	47.44	1945.87	223.33	112.02	5.46	5.44	222.98
11 20	505.55	50.16	2.48	2.47	99.84	1978.04	992.26	49.10	48.87	1974.82	226.67	113.70	5.63	5.60	226.30
11 30	498.22	50.17	2.52	2.51	99.83	2007.13	1006.95	50.56	50.31	2003.76	230.00	115.39	5.79	5.77	229.61
11 40	491.11	50.17	2.56	2.54	99.83	2036.22	1021.64	52.05	51.78	2032.70	233.33	117.07	5.96	5.93	232.93
11 50	484.19	50.18	2.59	2.58	99.82	2065.31	1036.34	53.55	53.27	2061.64	236.67	118.76	6.14	6.10	236.25
12 0	477.46	50.18	2.63	2.62	99.82	2094.40	1051.04	55.07	54.78	2090.57	240.00	120.44	6.31	6.28	239.56
12 10	470.92	50.19	2.67	2.65	99.81	2123.49	1065.75	56.63	56.31	2119.50	243.33	122.13	6.49	6.45	242.88
12 20	464.56	50.19	2.70	2.69	99.81	2152.58	1080.46	58.19	57.86	2148.42	246.67	123.81	6.67	6.63	246.19
12 30	458.37	50.20	2.74	2.72	99.80	2181.66	1095.18	59.79	59.44	2177.34	250.00	125.50	6.85	6.81	249.50
12 40	452.33	50.20	2.78	2.76	99.80	2210.75	1109.90	61.40	61.03	2206.25	253.33	127.18	7.04	6.99	252.82
12 50	446.46	50.21	2.81	2.80	99.79	2239.84	1124.63	63.04	62.65	2235.16	256.67	128.87	7.22	7.18	256.13
13 0	440.74	50.22	2.85	2.83	99.79	2268.93	1139.36	64.69	64.28	2264.07	260.00	130.56	7.41	7.37	259.44
13 10	435.16	50.22	2.89	2.87	99.78	2298.02	1154.09	66.38	65.94	2292.97	263.33	132.25	7.60	7.56	262.75
13 20	429.72	50.23	2.93	2.91	99.77	2327.11	1168.83	68.07	67.62	2321.86	266.67	133.94	7.79	7.75	266.06
13 30	424.41	50.23	2.96	2.94	99.77	2356.20	1183.58	69.79	69.32	2350.75	270.00	135.63	8.00	7.94	269.38
13 40	419.24	50.24	3.00	2.98	99.76	2385.29	1198.33	71.54	71.04	2379.64	273.33	137.32	8.20	8.14	272.69
13 50	414.19	50.24	3.04	3.01	99.76	2414.38	1213.09	73.31	72.78	2408.52	276.67	139.01	8.40	8.34	275.99
14 0	409.25	50.25	3.07	3.05	99.75	2443.47	1227.85	75.09	74.54	2437.39	280.00	140.70	8.60	8.54	279.30
14 10	404.44	50.26	3.11	3.09	99.75	2472.55	1242.61	76.90	76.32	2466.26	283.33	142.39	8.81	8.75	282.61
14 20	399.74	50.26	3.15	3.12	99.74	2501.64	1257.39	78.74	78.13	2495.12	286.67	144.09	9.02	8.95	285.92
14 30	395.14	50.27	3.18	3.16	99.73	2530.73	1272.16	80.59	79.95	2523.98	290.00	145.78	9.23	9.16	289.23
14 40	390.65	50.27	3.22	3.20	99.73	2559.82	1286.94	82.46	81.80	2552.84	293.33	147.47	9.44	9.37	292.53
14 50	386.26	50.28	3.26	3.23	99.72	2588.91	1301.73	84.36	83.66	2581.68	296.67	149.17	9.65	9.58	295.84
15 0	381.97	50.29	3.30	3.27	99.71	2618.00	1316.53	86.29	85.55	2610.53	300.00	150.86	9.89	9.80	299.14
15 10	377.77	50.29	3.33	3.30	99.71	2647.09	1331.33	88.22	87.46	2639.36	303.33	152.56	10.13	10.02	302.45
15 20	373.67	50.30	3.37	3.34	99.70	2676.18	1346.13	90.19	89.39	2668.20	306.67	154.25	10.37	10.24	305.75
15 30	369.65	50.31	3.41	3.38	99.70	2705.27	1360.94	92.18	91.34	2697.02	310.00	155.95	10.62	10.47	309.06
15 40	365.72	50.31	3.44	3.41	99.69	2734.35	1375.76	94.18	93.31	2725.84	313.33	157.65	10.87	10.69	312.36
15 50	361.87	50.32	3.48	3.45	99.68	2763.44	1390.58	96.22	95.31	2754.66	316.67	159.35	11.13	10.92	315.66
16 0	358.10	50.33	3.52	3.48	99.68	2792.53	1405.41	98.27	97.32	2783.47	320.00	161.05	11.39	11.15	318.96
16 10	354.41	50.33	3.56	3.52	99.67	2821.62	1420.24	100.35	99.35	2812.27	323.33	162.75	11.65	11.39	322.26
16 20	350.79	50.34	3.59	3.56	99.66	2850.71	1435.09	102.44	101.41	2841.07	326.67	164.45	11.92	11.62	325.56
16 30	347.25	50.35	3.63	3.59	99.65	2879.80	1449.93	104.56	103.49	2869.86	330.00	166.15	12.18	11.86	328.86
16 40	343.77	50.36	3.67	3.63	99.65	2908.89	1464.79	106.71	105.58	2898.64	333.33	167.85	12.45	12.10	332.16
16 50	340.37	50.36	3.71	3.67	99.64	2937.98	1479.65	108.87	107.70	2927.42	336.67	169.55	12.72	12.34	335.46
17 0	337.03	50.37	3.74	3.70	99.63	2967.07	1494.51	111.06	109.84	2956.19	340.00	171.26	12.99	12.59	338.75
17 10	333.76	50.38	3.78	3.74	99.63	2996.15	1509.38	113.27	112.00	2984.96	343.33	172.96	13.26	12.83	342.05
17 20	330.55	50.38	3.82	3.77	99.62	3025.24	1524.26	115.50	114.18	3013.72	346.67	174.67	13.54	13.08	345.35
17 30	327.40	50.39	3.86	3.81	99.61	3054.33	1539.15	117.75	116.38	3042.47	350.00	176.37	13.82	13.34	348.64
17 40	324.32	50.40	3.89	3.85	99.60	3083.42	1554.04	120.03	118.61	3071.22	353.33	178.08	14.10	13.59	351.93
17 50	321.28	50.41	3.93	3.88	99.60	3112.51	1568.94	122.33	120.85	3099.96	356.67	179.79	14.38	13.85	355.23
18 0	318.31	50.42	3.97	3.92	99.59	3141.60	1583.85	124.65	123.12	3128.69	360.00	181.50	14.67	14.11	358.52
18 10	315.39	50.42	4.01	3.96	99.58	3170.69	1598.76	126.99	125.40	3157.42	363.33	183.20	14.95	14.37	361.81
18 20	312.52	50.43	4.04	3.99	99.57	3199.78	1613.68	129.36	127.71	3186.14	366.67	184.91	15.24	14.63	365.10
18 30	309.71	50.44	4.08	4.03	99.57	3228.86	1628.61	131.74	130.04	3214.86	370.00	186.62	15.53	14.90	368.39
18 40	306.94	50.45	4.12	4.06	99.56	3257.95	1643.54	134.15	132.38	3243.56	373.33	188.34	15.82	15.17	371.68
18 50	304.22	50.46	4.16	4.10	99.55	3287.04	1658.48	136.59	134.75	3272.27	376.67	190.05	16.12	15.44	374.97
19 0	301.56	50.46	4.19	4.14	99.54	3316.13	1673.43	139.05	137.14	3300.96	380.00	191.76	16.41	15.72	378.26
19 10	298.93	50.47	4.23	4.17	99.53	3345.22	1688.38	141.53	139.55	3329.64	383.33	193.47	16.71	15.99	381.55
19 20	296.36	50.48	4.27	4.21	99.53	3374.31	1703.35	144.02	141.99	3358.32	386.67	195.19	17.01	16.27	384.83
19 30	293.82	50.49	4.31	4.24	99.52	3403.40	1718.32	146.55	144.44	3387.00	390.00	196.90	17.31	16.55	388.12
19 40	291.33	50.50	4.34	4.28	99.51	3432.49	1733.29	149.10	146.91	3415.66	393.33	198.62	17.61	16.83	391.40
19 50	288.89	50.51	4.38	4.32	99.50	3461.58	1748.28	151.67	149.41	3444.32	396.67	200.34	17.91	17.12	394.69
20 0	286.48	50.51	4.42	4.35	99.49	3490.66	1763.27	154.26	151.92	3472.97	400.00	202.06	18.21	17.41	397.97

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
20 10	284.11	50.52	4.46	4.39	99.48	3519.75	1778.27	156.88	154.46	3501.61	403.33	203.77	17.98	17.70	401.25
20 20	281.78	50.53	4.49	4.42	99.48	3548.84	1793.28	159.51	157.02	3530.25	406.67	205.49	18.28	17.99	404.54
20 30	279.49	50.54	4.53	4.46	99.47	3577.93	1808.30	162.17	159.59	3558.88	410.00	207.22	18.58	18.29	407.82
20 40	277.24	50.55	4.57	4.50	99.46	3607.02	1823.32	164.86	162.19	3587.50	413.33	208.94	18.89	18.59	411.10
20 50	275.02	50.56	4.61	4.53	99.45	3636.11	1838.35	167.57	164.81	3616.11	416.67	210.66	19.20	18.89	414.37
21 0	272.84	50.57	4.65	4.57	99.44	3665.20	1853.39	170.30	167.45	3644.72	420.00	212.38	19.51	19.19	417.65
21 10	270.69	50.58	4.68	4.60	99.43	3694.29	1868.44	173.05	170.11	3673.31	423.33	214.11	19.83	19.49	420.93
21 20	268.57	50.59	4.72	4.64	99.42	3723.37	1883.50	175.83	172.79	3701.91	426.67	215.83	20.15	19.80	424.21
21 30	266.49	50.60	4.76	4.68	99.41	3752.47	1898.56	178.62	175.50	3730.49	430.00	217.56	20.47	20.11	427.48
21 40	264.44	50.60	4.80	4.71	99.41	3781.55	1913.64	181.45	178.22	3759.06	433.33	219.29	20.79	20.42	430.76
21 50	262.42	50.61	4.84	4.75	99.40	3810.64	1928.71	184.30	180.96	3787.62	436.67	221.01	21.12	20.74	434.03
22 0	260.43	50.62	4.87	4.78	99.39	3839.73	1943.81	187.16	183.73	3816.18	440.00	222.74	21.45	21.05	437.30
22 10	258.48	50.63	4.91	4.82	99.38	3868.82	1958.90	190.06	186.51	3844.73	443.33	224.47	21.78	21.37	440.57
22 20	256.55	50.64	4.95	4.86	99.37	3897.91	1974.01	192.97	189.32	3873.28	446.67	226.20	22.11	21.69	443.84
22 30	254.65	50.65	4.99	4.89	99.36	3927.00	1989.13	195.90	192.15	3901.81	450.00	227.94	22.45	22.02	447.11
22 40	252.78	50.66	5.03	4.93	99.35	3956.08	2004.25	198.87	194.99	3930.34	453.33	229.67	22.79	22.34	450.38
22 50	250.93	50.67	5.07	4.96	99.34	3985.18	2019.38	201.85	197.86	3958.85	456.67	231.40	23.13	22.67	453.65
23 0	249.11	50.68	5.10	5.00	99.33	4014.27	2034.53	204.86	200.75	3987.36	460.00	233.14	23.48	23.00	456.92
23 10	247.32	50.69	5.14	5.04	99.32	4043.35	2049.68	207.89	203.66	4015.86	463.33	234.88	23.82	23.34	460.18
23 20	245.55	50.71	5.18	5.07	99.31	4072.44	2064.84	210.94	206.59	4044.36	466.67	236.61	24.17	23.67	463.45
23 30	243.81	50.71	5.22	5.11	99.30	4101.53	2080.00	214.02	209.54	4072.84	470.00	238.35	24.53	24.01	466.71
23 40	242.09	50.72	5.26	5.14	99.29	4130.62	2095.18	217.12	212.52	4101.31	473.33	240.09	24.88	24.35	469.97
23 50	240.40	50.73	5.29	5.18	99.28	4159.71	2110.37	220.25	215.51	4129.78	476.67	241.83	25.24	24.70	473.24
24 0	238.73	50.74	5.33	5.22	99.27	4188.80	2125.57	223.40	218.52	4158.24	480.00	243.57	25.60	25.04	476.50
24 10	237.09	50.75	5.37	5.25	99.26	4217.88	2140.77	226.57	221.56	4186.68	483.33	245.31	25.96	25.39	479.76
24 20	235.48	50.77	5.41	5.29	99.25	4246.97	2155.99	229.77	224.61	4215.12	486.67	247.06	26.33	25.74	483.02
24 30	233.88	50.78	5.45	5.32	99.24	4276.06	2171.21	232.99	227.69	4243.55	490.00	248.80	26.70	26.09	486.27
24 40	232.28	50.79	5.49	5.36	99.23	4305.15	2186.45	236.23	230.79	4271.98	493.33	250.55	27.07	26.45	489.53
24 50	230.72	50.80	5.53	5.40	99.22	4334.24	2201.69	239.50	233.90	4300.39	496.67	252.30	27.44	26.80	492.79
25 0	229.18	50.81	5.56	5.43	99.21	4363.33	2216.95	242.79	237.04	4328.80	500.00	254.04	27.82	27.16	496.04
25 10	227.66	50.82	5.60	5.47	99.20	4392.42	2232.21	246.11	240.20	4357.19	503.33	255.79	28.20	27.52	499.30
25 20	226.17	50.83	5.64	5.50	99.19	4421.51	2247.49	249.44	243.38	4385.58	506.67	257.54	28.58	27.89	502.55
25 30	224.69	50.84	5.68	5.54	99.18	4450.60	2262.77	252.81	246.58	4413.95	510.00	259.29	28.97	28.26	505.80
25 40	223.23	50.85	5.72	5.58	99.17	4479.68	2278.07	256.20	249.80	4442.32	513.33	261.05	29.36	28.62	509.05
25 50	221.79	50.86	5.76	5.61	99.15	4508.77	2293.37	259.60	253.04	4470.68	516.67	262.80	29.75	29.00	512.30
26 0	220.37	50.88	5.80	5.65	99.14	4537.86	2308.69	263.03	256.30	4499.03	520.00	264.56	30.14	29.37	515.55
26 10	218.96	50.89	5.84	5.68	99.13	4566.95	2324.01	266.49	259.58	4527.36	523.33	266.31	30.54	29.75	518.80
26 20	217.58	50.90	5.87	5.72	99.12	4596.04	2339.35	269.98	262.88	4555.70	526.67	268.07	30.94	30.12	522.04
26 30	216.21	50.91	5.91	5.76	99.11	4625.13	2354.69	273.49	266.21	4584.01	530.00	269.83	31.34	30.51	525.29
26 40	214.86	50.92	5.95	5.79	99.10	4654.22	2370.05	277.01	269.55	4612.32	533.33	271.59	31.74	30.89	528.53
26 50	213.52	50.93	5.99	5.83	99.09	4683.31	2385.41	280.57	272.92	4640.62	536.67	273.35	32.15	31.27	531.77
27 0	212.21	50.95	6.03	5.86	99.08	4712.40	2400.79	284.15	276.30	4668.91	540.00	275.11	32.56	31.66	535.02
27 10	210.90	50.96	6.07	5.90	99.07	4741.48	2416.18	287.75	279.71	4697.19	543.33	276.87	32.97	32.05	538.26
27 20	209.62	50.97	6.11	5.93	99.05	4770.57	2431.58	291.38	283.13	4725.46	546.67	278.64	33.39	32.44	541.50
27 30	208.35	50.98	6.15	5.97	99.04	4799.66	2446.99	295.03	286.58	4753.72	550.00	280.40	33.81	32.84	544.74
27 40	207.09	50.99	6.19	6.01	99.03	4828.75	2462.41	298.71	290.05	4781.97	553.33	282.17	34.23	33.24	547.97
27 50	205.85	51.01	6.23	6.04	99.02	4857.84	2477.84	302.41	293.53	4810.21	556.67	283.94	34.65	33.64	551.21
28 0	204.63	51.02	6.26	6.08	99.01	4886.93	2493.28	306.13	297.04	4838.45	560.00	285.71	35.08	34.04	554.44
28 10	203.42	51.03	6.30	6.11	99.00	4916.02	2508.74	309.88	300.57	4866.66	563.33	287.48	35.51	34.44	557.68
28 20	202.22	51.04	6.34	6.15	98.98	4945.11	2524.20	313.65	304.12	4894.87	566.67	289.25	35.94	34.85	560.91
28 30	201.04	51.06	6.38	6.19	98.97	4974.20	2539.68	317.45	307.69	4923.07	570.00	291.03	36.38	35.26	564.14
28 40	199.87	51.07	6.42	6.22	98.96	5003.29	2555.17	321.27	311.28	4951.26	573.33	292.80	36.82	35.67	567.37
28 50	198.71	51.08	6.46	6.26	98.95	5032.37	2570.67	325.13	314.89	4979.44	576.67	294.58	37.26	36.08	570.60
29 0	197.57	51.10	6.50	6.29	98.94	5061.46	2586.18	329.00	318.52	5007.61	580.00	296.35	37.70	36.50	573.83
29 10	196.44	51.11	6.54	6.33	98.92	5090.55	2601.70	332.90	322.18	5035.76	583.33	298.13	38.15	36.92	577.05
29 20	195.33	51.12	6.58	6.36	98.91	5119.64	2617.24	336.82	325.85	5063.91	586.67	299.91	38.60	37.34	580.28
29 30	194.22	51.13	6.62	6.40	98.90	5148.73	2632.78	340.77	329.54	5092.05	590.00	301.69	39.05	37.76	583.50
29 40	193.13	51.15	6.66	6.44	98.89	5177.82	2648.34	344.73	333.25	5120.17	593.33	303.48	39.50	38.19	586.73
29 50	192.05	51.16	6.70	6.47	98.87	5206.91	2663.91	348.74	336.99	5148.29	596.67	305.26	39.96	38.62	589.95
30 0	190.99	51.17	6.74	6.51	98.86	5236.00	2679.50	352.75	340.74	5176.39	600.00	307.05	40.42	39.05	593.17

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
30 10	189.93	51.19	6.78	6.54	98.85	5265.08	2695.09	356.81	344.52	5204.48	603.33	308.83	40.89	39.48	596.39
30 20	188.89	51.20	6.82	6.58	98.84	5234.17	2710.70	360.38	348.31	5232.56	608.67	310.62	41.35	39.91	599.61
30 30	187.85	51.22	6.86	6.61	98.82	5323.27	2726.32	364.97	352.13	5260.63	610.00	312.41	41.82	40.35	602.82
30 40	186.83	51.23	6.90	6.65	98.81	5352.35	2741.95	369.15	355.96	5288.69	613.33	314.20	42.30	40.79	606.04
30 50	185.82	51.24	6.94	6.69	98.80	5381.44	2757.59	373.25	359.82	5316.74	616.67	316.00	42.77	41.23	609.25
31 0	184.82	51.26	6.98	6.72	98.78	5410.53	2773.25	377.42	363.70	5344.77	620.00	317.79	43.25	41.68	612.46
31 10	183.84	51.27	7.02	6.76	98.77	5439.62	2788.92	381.61	367.59	5372.80	623.33	319.59	43.73	42.12	615.68
31 20	182.86	51.28	7.06	6.79	98.76	5468.71	2804.60	385.84	371.51	5400.81	626.67	321.38	44.21	42.57	618.89
31 30	181.89	51.30	7.10	6.83	98.75	5497.80	2820.30	390.09	375.45	5428.82	630.00	323.18	44.70	43.02	622.09
31 40	180.93	51.31	7.14	6.86	98.73	5526.88	2836.00	394.36	379.41	5456.81	633.33	324.98	45.19	43.48	625.30
31 50	179.99	51.33	7.18	6.90	98.72	5555.97	2851.72	398.66	383.38	5484.79	636.67	326.78	45.68	43.93	628.51
32 0	179.05	51.34	7.22	6.94	98.71	5585.06	2867.46	402.99	387.38	5512.75	640.00	328.59	46.18	44.39	631.71
32 10	178.12	51.36	7.26	6.97	98.69	5614.15	2883.20	407.34	391.40	5540.71	643.33	330.39	46.68	44.85	634.92
32 20	177.20	51.37	7.30	7.01	98.68	5643.24	2898.97	411.72	395.44	5568.66	646.67	332.20	47.18	45.31	638.12
32 30	176.29	51.39	7.34	7.04	98.66	5672.33	2914.74	416.12	399.50	5596.59	650.00	334.00	47.68	45.78	641.32
32 40	175.39	51.40	7.38	7.08	98.65	5701.42	2930.53	420.55	403.58	5624.51	653.33	335.81	48.19	46.25	644.52
32 50	174.50	51.41	7.42	7.11	98.64	5730.51	2946.32	425.00	407.68	5652.42	656.67	337.62	48.70	46.72	647.72
33 0	173.62	51.43	7.46	7.15	98.62	5759.60	2962.14	429.49	411.80	5680.32	660.00	339.44	49.22	47.19	650.91
33 10	172.75	51.44	7.50	7.19	98.61	5788.68	2977.97	433.99	415.94	5708.20	663.33	341.25	49.73	47.66	654.11
33 20	171.89	51.46	7.54	7.22	98.60	5817.77	2993.81	438.53	420.11	5736.07	666.67	343.06	50.25	48.14	657.30
33 30	171.03	51.47	7.58	7.26	98.58	5846.86	3009.66	443.08	424.29	5763.93	670.00	344.88	50.77	48.62	660.50
33 40	170.19	51.49	7.62	7.29	98.57	5875.95	3025.53	447.66	428.49	5791.79	673.33	346.70	51.30	49.10	663.69
33 50	169.35	51.51	7.66	7.33	98.55	5905.04	3041.42	452.28	432.71	5819.62	676.67	348.52	51.83	49.58	666.88
34 0	168.52	51.52	7.70	7.36	98.54	5934.13	3057.31	456.91	436.95	5847.45	680.00	350.34	52.36	50.07	670.07
34 10	167.69	51.54	7.74	7.40	98.52	5963.22	3073.22	461.58	441.22	5875.25	683.33	352.16	52.89	50.56	673.25
34 20	166.88	51.55	7.78	7.43	98.51	5992.31	3089.15	466.27	445.50	5903.05	686.67	353.99	53.43	51.05	676.44
34 30	166.07	51.57	7.82	7.47	98.50	6021.39	3105.09	470.98	449.80	5930.84	690.00	355.82	53.97	51.54	679.62
34 40	165.28	51.58	7.86	7.51	98.48	6050.48	3121.04	475.72	454.12	5958.61	693.33	357.64	54.51	52.04	682.80
34 50	164.49	51.60	7.90	7.54	98.47	6079.57	3137.01	480.49	458.47	5986.37	696.67	359.47	55.06	52.54	685.99
35 0	163.70	51.62	7.94	7.58	98.45	6108.66	3152.99	485.29	462.83	6014.12	700.00	361.31	55.61	53.04	689.17
35 10	162.93	51.63	7.99	7.61	98.44	6137.75	3168.99	490.11	467.22	6041.86	703.33	363.14	56.16	53.54	692.34
35 20	162.16	51.65	8.03	7.65	98.42	6166.84	3185.00	494.96	471.62	6069.58	706.67	364.97	56.72	54.04	695.52
35 30	161.40	51.66	8.07	7.68	98.41	6195.93	3201.03	499.83	476.04	6097.29	710.00	366.81	57.28	54.55	698.70
35 40	160.64	51.68	8.11	7.72	98.39	6225.02	3217.07	504.73	480.49	6124.99	713.33	368.65	57.84	55.06	701.87
35 50	159.89	51.70	8.15	7.75	98.38	6254.11	3233.13	509.66	484.95	6152.68	716.67	370.49	58.40	55.57	705.04
36 0	159.15	51.71	8.19	7.79	98.36	6283.20	3249.20	514.62	489.44	6180.35	720.00	372.33	58.97	56.09	708.21
36 10	158.42	51.73	8.23	7.83	98.35	6312.28	3265.29	519.60	493.94	6208.01	723.33	374.17	59.54	56.60	711.38
36 20	157.69	51.75	8.27	7.86	98.33	6341.37	3281.39	524.61	498.46	6235.65	726.67	376.02	60.12	57.12	714.55
36 30	156.97	51.76	8.31	7.90	98.32	6370.46	3297.51	529.64	503.01	6263.29	730.00	377.87	60.69	57.64	717.72
36 40	156.26	51.78	8.36	7.93	98.30	6399.55	3313.64	534.71	507.57	6290.90	733.33	379.71	61.27	58.16	720.88
36 50	155.55	51.80	8.40	7.97	98.29	6428.64	3329.79	539.80	512.16	6318.51	736.67	381.57	61.86	58.69	724.05
37 0	154.85	51.81	8.44	8.00	98.27	6457.73	3345.96	544.92	516.76	6346.10	740.00	383.42	62.44	59.22	727.21
37 10	154.16	51.83	8.48	8.04	98.26	6486.82	3362.14	550.06	521.39	6373.68	743.33	385.27	63.03	59.75	730.37
37 20	153.47	51.85	8.52	8.07	98.24	6515.91	3378.34	555.24	526.03	6401.25	746.67	387.13	63.63	60.28	733.53
37 30	152.79	51.86	8.56	8.11	98.22	6545.00	3394.55	560.44	530.70	6428.80	750.00	388.99	64.22	60.81	736.68
37 40	152.11	51.88	8.60	8.14	98.21	6574.08	3410.78	565.66	535.38	6456.34	753.33	390.84	64.82	61.35	739.84
37 50	151.44	51.90	8.65	8.18	98.19	6603.17	3427.02	570.92	540.09	6483.86	756.67	392.71	65.42	61.89	742.99
38 0	150.78	51.92	8.69	8.21	98.18	6632.27	3443.28	576.21	544.81	6511.37	760.00	394.57	66.04	62.43	746.15
38 10	150.12	51.93	8.73	8.25	98.16	6661.35	3459.56	581.51	549.56	6538.87	763.33	396.44	66.64	62.97	749.30
38 20	149.47	51.95	8.77	8.29	98.15	6690.44	3475.85	586.85	554.33	6566.35	766.67	398.30	67.25	63.52	752.45
38 30	148.82	51.97	8.81	8.32	98.13	6719.53	3492.16	592.22	559.11	6593.82	770.00	400.17	67.86	64.07	755.59
38 40	148.18	51.99	8.86	8.36	98.11	6748.62	3508.49	597.61	563.92	6621.28	773.33	402.04	68.48	64.62	758.74
38 50	147.54	52.01	8.90	8.39	98.10	6777.71	3524.83	603.04	568.74	6648.72	776.67	403.92	69.10	65.17	761.89
39 0	146.91	52.02	8.94	8.43	98.08	6806.80	3541.19	608.48	573.59	6676.14	780.00	405.79	69.73	65.73	765.03
39 10	146.29	52.04	8.98	8.46	98.06	6835.88	3557.57	613.97	578.45	6703.56	783.33	407.67	70.36	66.29	768.17
39 20	145.67	52.06	9.02	8.50	98.05	6864.97	3573.96	619.47	583.34	6730.96	786.67	409.54	70.99	66.85	771.31
39 30	145.05	52.08	9.07	8.53	98.03	6894.06	3590.37	625.00	588.24	6758.34	790.00	411.43	71.62	67.41	774.45
39 40	144.44	52.10	9.11	8.57	98.01	6923.15	3606.80	630.56	593.17	6785.71	793.33	413.31	72.26	67.97	777.58
39 50	143.84	52.12	9.15	8.60	98.00	6952.24	3623.25	636.16	598.11	6813.07	796.67	415.19	72.90	68.54	780.72
40 0	143.24	52.13	9.19	8.64	97.98	6981.33	3639.71	641.77	603.07	6840.41	800.00	417.08	73.54	69.11	783.85

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
40 10	142.64	52.15	9.24	8.67	97.96	7010.42	3656.19	647.42	608.06	6867.74	803.33	418.97	74.19	69.68	786.98
40 20	142.06	52.17	9.28	8.71	97.95	7039.51	3672.66	653.10	613.06	6895.05	806.67	420.86	74.84	70.25	790.11
40 30	141.47	52.19	9.32	8.74	97.93	7068.60	3689.20	658.80	618.09	6922.35	810.00	422.75	75.49	70.83	793.24
40 40	140.89	52.21	9.36	8.78	97.91	7097.68	3705.73	664.54	623.13	6949.63	813.33	424.64	76.15	71.41	796.37
40 50	140.32	52.23	9.41	8.81	97.90	7126.77	3722.28	670.30	628.20	6976.90	816.67	426.54	76.81	71.99	799.49
41 0	139.75	52.25	9.45	8.85	97.88	7155.86	3738.85	676.09	633.28	7004.16	820.00	428.44	77.47	72.57	802.62
41 10	139.18	52.27	9.49	8.88	97.86	7184.95	3755.44	681.92	638.38	7031.40	823.33	430.34	78.14	73.15	805.74
41 20	138.62	52.29	9.53	8.92	97.85	7214.04	3772.04	687.76	643.51	7058.62	826.67	432.24	78.81	73.74	808.86
41 30	138.06	52.31	9.58	8.96	97.83	7243.13	3788.67	693.64	648.65	7085.83	830.00	434.15	79.48	74.33	811.97
41 40	137.51	52.33	9.62	8.99	97.81	7272.22	3805.31	699.55	653.81	7113.02	833.33	436.06	80.16	74.92	815.09
41 50	136.96	52.35	9.66	9.03	97.79	7301.31	3821.97	705.48	658.99	7140.21	836.67	437.96	80.84	75.52	818.21
42 0	136.42	52.37	9.71	9.06	97.78	7330.39	3838.65	711.45	664.20	7167.37	840.00	439.88	81.53	76.11	821.32
42 10	135.88	52.39	9.75	9.10	97.76	7359.48	3855.34	717.44	669.42	7194.52	843.33	441.79	82.21	76.71	824.43
42 20	135.34	52.41	9.79	9.13	97.74	7388.57	3872.06	723.47	674.66	7221.65	846.67	443.70	82.90	77.31	827.54
42 30	134.81	52.43	9.83	9.17	97.72	7417.66	3888.79	729.52	679.92	7248.77	850.00	445.62	83.60	77.91	830.65
42 40	134.29	52.45	9.88	9.20	97.71	7446.75	3905.55	735.61	685.20	7275.87	853.33	447.54	84.29	78.52	833.75
42 50	133.76	52.47	9.92	9.24	97.69	7475.84	3922.32	741.72	690.51	7302.96	856.67	449.46	84.99	79.13	836.86
43 0	133.25	52.49	9.96	9.27	97.67	7504.93	3939.11	747.86	695.83	7330.04	860.00	451.39	85.70	79.74	839.96
43 10	132.73	52.51	10.01	9.31	97.65	7534.02	3955.92	754.03	701.17	7357.09	863.33	453.31	86.41	80.35	843.06
43 20	132.22	52.53	10.05	9.34	97.63	7563.11	3972.75	760.23	706.53	7384.13	866.67	455.24	87.12	80.96	846.16
43 30	131.71	52.55	10.10	9.38	97.62	7592.20	3989.60	766.47	711.91	7411.16	870.00	457.17	87.83	81.58	849.25
43 40	131.21	52.57	10.14	9.41	97.60	7621.28	4006.47	772.73	717.31	7438.17	873.33	459.11	88.55	82.20	852.35
43 50	130.71	52.59	10.18	9.45	97.58	7650.37	4023.36	779.02	722.72	7465.16	876.67	461.04	89.27	82.82	855.44
44 0	130.22	52.61	10.23	9.48	97.56	7679.46	4040.27	785.34	728.16	7492.14	880.00	462.98	89.99	83.44	858.53
44 10	129.73	52.63	10.27	9.52	97.54	7708.55	4057.20	791.70	733.62	7519.11	883.33	464.92	90.72	84.07	861.62
44 20	129.24	52.65	10.31	9.55	97.52	7737.64	4074.15	798.08	739.10	7546.05	886.67	466.86	91.45	84.69	864.71
44 30	128.75	52.67	10.36	9.59	97.51	7766.73	4091.12	804.49	744.60	7572.98	890.00	468.81	92.19	85.32	867.80
44 40	128.27	52.70	10.40	9.62	97.49	7795.82	4108.10	810.94	750.11	7599.90	893.33	470.75	92.93	85.96	870.88
44 50	127.80	52.72	10.45	9.66	97.47	7824.91	4125.11	817.41	755.65	7626.80	896.67	472.70	93.67	86.59	873.96
45 0	127.32	52.74	10.49	9.69	97.45	7854.00	4142.14	823.92	761.21	7653.68	900.00	474.65	94.41	87.23	877.04
45 10	126.85	52.76	10.53	9.73	97.43	7883.08	4159.19	830.46	766.78	7680.55	903.33	476.61	95.16	87.87	880.12
45 20	126.39	52.78	10.58	9.76	97.41	7912.17	4176.26	837.02	772.38	7707.40	906.67	478.56	95.92	88.51	883.20
45 30	125.92	52.80	10.62	9.80	97.39	7941.27	4193.36	843.62	777.99	7734.23	910.00	480.52	96.67	89.15	886.28
45 40	125.46	52.83	10.67	9.83	97.37	7970.35	4210.46	850.25	783.63	7761.05	913.33	482.48	97.43	89.80	889.35
45 50	125.01	52.85	10.71	9.87	97.35	7999.44	4227.60	856.91	789.28	7787.85	916.67	484.45	98.19	90.44	892.42
46 0	124.56	52.87	10.76	9.90	97.34	8028.53	4244.75	863.60	794.95	7814.63	920.00	486.41	98.96	91.09	895.49
46 10	124.11	52.89	10.80	9.94	97.32	8057.62	4261.93	870.32	800.65	7841.40	923.33	488.38	99.73	91.75	898.56
46 20	123.66	52.92	10.85	9.97	97.30	8086.71	4279.12	877.08	806.36	7868.15	926.67	490.35	100.51	92.40	901.62
46 30	123.22	52.94	10.89	10.01	97.28	8115.80	4296.34	883.87	812.09	7894.89	930.00	492.32	101.28	93.06	904.69
46 40	122.78	52.96	10.94	10.04	97.26	8144.88	4313.59	890.68	817.84	7921.61	933.33	494.30	102.06	93.72	907.75
46 50	122.34	52.98	10.98	10.08	97.24	8173.97	4330.85	897.53	823.61	7948.31	936.67	496.28	102.85	94.38	910.81
47 0	121.91	53.01	11.03	10.11	97.22	8203.06	4348.13	904.41	829.40	7974.99	940.00	498.26	103.64	95.04	913.86
47 10	121.47	53.03	11.07	10.15	97.20	8232.15	4365.44	911.32	835.21	8001.66	943.33	500.24	104.43	95.71	916.92
47 20	121.05	53.05	11.12	10.18	97.18	8261.24	4382.76	918.26	841.04	8028.31	946.67	502.23	105.23	96.38	919.97
47 30	120.62	53.08	11.16	10.22	97.16	8290.33	4400.11	925.25	846.89	8054.95	950.00	504.21	106.03	97.05	923.03
47 40	120.20	53.10	11.21	10.25	97.14	8319.42	4417.48	932.25	852.75	8081.56	953.33	506.21	106.83	97.72	926.08
47 50	119.78	53.12	11.25	10.28	97.12	8348.51	4434.88	939.29	858.64	8108.16	956.67	508.20	107.63	98.39	929.13
48 0	119.37	53.15	11.30	10.32	97.10	8377.60	4452.29	946.36	864.55	8134.75	960.00	510.19	108.44	99.07	932.17
48 10	118.95	53.17	11.34	10.35	97.08	8406.68	4469.73	953.46	870.47	8161.31	963.33	512.19	109.26	99.75	935.22
48 20	118.54	53.19	11.39	10.39	97.06	8435.77	4487.20	960.60	876.42	8187.86	966.67	514.19	110.08	100.43	938.26
48 30	118.14	53.22	11.43	10.42	97.04	8464.86	4504.68	967.77	882.38	8214.39	970.00	516.20	110.90	101.11	941.30
48 40	117.73	53.24	11.48	10.46	97.02	8493.95	4522.19	974.97	888.37	8240.90	973.33	518.20	111.72	101.80	944.34
48 50	117.33	53.26	11.52	10.49	97.00	8523.04	4539.71	982.21	894.37	8267.40	976.67	520.21	112.55	102.49	947.37
49 0	116.93	53.29	11.57	10.53	96.98	8552.13	4557.27	989.48	900.39	8293.88	980.00	522.22	113.39	103.18	950.41
49 10	116.53	53.31	11.62	10.56	96.96	8581.22	4574.85	996.78	906.43	8320.34	983.33	524.24	114.22	103.87	953.44
49 20	116.14	53.34	11.66	10.60	96.94	8610.31	4592.45	1004.11	912.49	8346.78	986.67	526.25	115.06	104.56	956.47
49 30	115.75	53.36	11.71	10.63	96.92	8639.39	4610.07	1011.48	918.57	8373.21	990.00	528.27	115.91	105.26	959.50
49 40	115.36	53.39	11.75	10.67	96.90	8668.48	4627.72	1018.88	924.67	8399.62	993.33	530.30	116.75	105.96	962.52
49 50	114.97	53.41	11.80	10.70	96.88	8697.57	4645.39	1026.32	930.79	8426.01	996.67	532.32	117.61	106.66	965.55
50 0	114.59	53.43	11.85	10.74	96.86	8726.66	4663.09	1033.78	936.93	8452.38	1000.00	534.35	118.46	107.36	968.57

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
50 10	114.21	53.46	11.89	10.77	96.84	8755.75	4680.80	1041.28	943.08	8478.73	1003.33	536.38	119.32	108.07	971.59
50 20	113.83	53.48	11.94	10.81	96.82	8784.84	4698.55	1048.81	949.26	8505.07	1006.67	538.41	120.18	108.78	974.61
50 30	113.46	53.51	11.99	10.84	96.79	8813.93	4716.32	1056.38	955.45	8531.39	1010.00	540.45	121.05	109.49	977.62
50 40	113.08	53.53	12.03	10.87	96.77	8843.02	4734.11	1063.98	961.66	8557.69	1013.33	542.49	121.92	110.20	980.64
50 50	112.71	53.56	12.08	10.91	96.75	8872.11	4751.92	1071.61	967.90	8583.97	1016.67	544.53	122.80	110.91	983.65
51 0	112.34	53.59	12.13	10.94	96.73	8901.20	4769.76	1079.28	974.15	8610.23	1020.00	546.57	123.68	111.63	986.66
51 10	111.98	53.61	12.17	10.98	96.71	8930.28	4787.63	1086.99	980.42	8636.48	1023.33	548.62	124.56	112.35	989.67
51 20	111.61	53.64	12.22	11.01	96.69	8959.37	4805.52	1094.72	986.71	8662.71	1026.67	550.67	125.45	113.07	992.67
51 30	111.25	53.66	12.27	11.05	96.67	8988.46	4823.43	1102.50	993.02	8688.92	1030.00	552.72	126.34	113.79	995.67
51 40	110.89	53.69	12.31	11.08	96.65	9017.55	4841.37	1110.31	999.35	8715.11	1033.33	554.78	127.23	114.52	998.68
51 50	110.54	53.71	12.36	11.12	96.62	9046.64	4859.34	1118.14	1005.70	8741.28	1036.67	556.84	128.13	115.24	1001.67
52 0	110.18	53.74	12.41	11.15	96.60	9075.73	4877.34	1126.02	1012.06	8767.44	1040.00	558.90	129.03	115.97	1004.67
52 10	109.83	53.77	12.45	11.19	96.58	9104.82	4895.35	1133.93	1018.45	8793.57	1043.33	560.96	129.94	116.71	1007.67
52 20	109.48	53.79	12.50	11.22	96.56	9133.91	4913.39	1141.87	1024.85	8819.69	1046.67	563.03	130.85	117.44	1010.66
52 30	109.13	53.82	12.55	11.25	96.54	9163.00	4931.46	1149.85	1031.28	8845.79	1050.00	565.10	131.76	118.18	1013.65
52 40	108.79	53.85	12.60	11.29	96.52	9192.08	4949.56	1157.87	1037.72	8871.87	1053.33	567.18	132.68	118.91	1016.64
52 50	108.45	53.87	12.64	11.32	96.49	9221.17	4967.68	1165.91	1044.18	8897.93	1056.67	569.25	133.60	119.65	1019.62
53 0	108.10	53.90	12.69	11.36	96.47	9250.26	4985.82	1174.00	1050.66	8923.97	1060.00	571.33	134.53	120.40	1022.61
53 10	107.77	53.93	12.74	11.39	96.45	9279.35	5004.00	1182.13	1057.16	8949.99	1063.33	573.41	135.46	121.14	1025.59
53 20	107.43	53.95	12.79	11.43	96.43	9308.44	5022.20	1190.28	1063.68	8976.00	1066.67	575.50	136.40	121.89	1028.57
53 30	107.09	53.98	12.84	11.46	96.41	9337.53	5040.42	1198.47	1070.21	9001.98	1070.00	577.59	137.33	122.64	1031.55
53 40	106.76	54.01	12.88	11.50	96.38	9366.62	5058.68	1206.70	1076.77	9027.95	1073.33	579.68	138.28	123.39	1034.52
53 50	106.43	54.03	12.93	11.53	96.36	9395.71	5076.96	1214.96	1083.34	9053.89	1076.67	581.77	139.22	124.14	1037.50
54 0	106.10	54.06	12.98	11.56	96.34	9424.80	5095.26	1223.26	1089.94	9079.82	1080.00	583.87	140.17	124.90	1040.47
54 10	105.78	54.09	13.03	11.60	96.32	9453.88	5113.60	1231.59	1096.55	9105.73	1083.33	585.97	141.13	125.66	1043.44
54 20	105.45	54.12	13.08	11.63	96.29	9482.97	5131.96	1239.97	1103.18	9131.62	1086.67	588.08	142.09	126.42	1046.40
54 30	105.13	54.15	13.12	11.67	96.27	9512.06	5150.35	1248.38	1109.83	9157.49	1090.00	590.18	143.05	127.18	1049.37
54 40	104.81	54.17	13.17	11.70	96.25	9541.15	5168.77	1256.82	1116.50	9183.34	1093.33	592.30	144.02	127.94	1052.33
54 50	104.49	54.20	13.22	11.74	96.23	9570.24	5187.21	1265.31	1123.19	9209.17	1096.67	594.41	144.99	128.71	1055.29
55 0	104.17	54.23	13.27	11.77	96.20	9599.33	5205.68	1273.82	1129.90	9234.99	1100.00	596.53	145.97	129.48	1058.25
55 10	103.86	54.26	13.32	11.80	96.18	9628.42	5224.18	1282.38	1136.62	9260.78	1103.33	598.65	146.95	130.25	1061.20
55 20	103.55	54.29	13.37	11.84	96.16	9657.51	5242.71	1290.97	1143.36	9286.55	1106.67	600.77	147.93	131.02	1064.16
55 30	103.24	54.31	13.42	11.87	96.14	9686.59	5261.26	1299.59	1150.13	9312.30	1110.00	602.90	148.92	131.79	1067.11
55 40	102.93	54.34	13.47	11.91	96.11	9715.68	5279.85	1308.26	1156.91	9338.04	1113.33	605.02	149.92	132.57	1070.06
55 50	102.62	54.37	13.51	11.94	96.09	9744.77	5298.46	1316.96	1163.71	9363.75	1116.67	607.16	150.91	133.35	1073.00
56 0	102.31	54.40	13.56	11.98	96.07	9773.86	5317.11	1325.70	1170.53	9389.45	1120.00	609.29	151.91	134.13	1075.95
56 10	102.01	54.43	13.61	12.01	96.04	9802.95	5335.77	1334.48	1177.36	9415.12	1123.33	611.43	152.92	134.92	1078.89
56 20	101.71	54.46	13.66	12.04	96.02	9832.04	5354.47	1343.30	1184.22	9440.77	1126.67	613.58	153.93	135.70	1081.83
56 30	101.41	54.49	13.71	12.08	96.00	9861.13	5373.20	1352.15	1191.10	9466.41	1130.00	615.72	154.94	136.49	1084.77
56 40	101.11	54.52	13.76	12.11	95.97	9890.22	5391.96	1361.04	1197.99	9492.02	1133.33	617.87	155.96	137.28	1087.70
56 50	100.81	54.55	13.81	12.15	95.95	9919.30	5410.75	1369.96	1204.90	9517.61	1136.67	620.02	156.99	138.07	1090.64
57 0	100.52	54.58	13.86	12.18	95.93	9948.39	5429.57	1378.94	1211.83	9543.19	1140.00	622.18	158.01	138.87	1093.57
57 10	100.23	54.61	13.91	12.22	95.90	9977.48	5448.41	1387.94	1218.78	9568.74	1143.33	624.34	159.05	139.66	1096.49
57 20	99.93	54.64	13.96	12.25	95.88	10006.57	5467.29	1396.98	1225.75	9594.27	1146.67	626.50	160.08	140.46	1099.42
57 30	99.64	54.67	14.01	12.28	95.86	10035.66	5486.20	1406.06	1232.74	9619.79	1150.00	628.67	161.12	141.26	1102.34
57 40	99.36	54.70	14.06	12.32	95.83	10064.75	5505.13	1415.19	1239.74	9645.28	1153.33	630.84	162.17	142.06	1105.26
57 50	99.07	54.73	14.11	12.35	95.81	10093.84	5524.10	1424.34	1246.76	9670.75	1156.67	633.01	163.22	142.87	1108.18
58 0	98.79	54.76	14.16	12.39	95.78	10122.93	5543.10	1433.54	1253.81	9696.21	1160.00	635.19	164.27	143.68	1111.10
58 10	98.50	54.79	14.21	12.42	95.76	10152.02	5562.13	1442.78	1260.87	9721.64	1163.33	637.37	165.33	144.48	1114.01
58 20	98.22	54.82	14.26	12.45	95.74	10181.11	5581.19	1452.05	1267.95	9747.05	1166.67	639.56	166.39	145.30	1116.93
58 30	97.94	54.85	14.31	12.49	95.71	10210.20	5600.27	1461.37	1275.04	9772.43	1170.00	641.74	167.46	146.11	1119.84
58 40	97.66	54.88	14.36	12.52	95.69	10239.28	5619.40	1470.73	1282.16	9797.81	1173.33	643.93	168.53	146.92	1122.74
58 50	97.39	54.91	14.41	12.56	95.66	10268.37	5638.55	1480.12	1289.29	9823.16	1176.67	646.13	169.61	147.74	1125.65
59 0	97.11	54.94	14.47	12.59	95.64	10297.46	5657.74	1489.55	1296.45	9848.48	1180.00	648.33	170.69	148.56	1128.55
59 10	96.84	54.97	14.52	12.62	95.62	10326.55	5676.95	1499.03	1303.62	9873.79	1183.33	650.53	171.78	149.38	1131.45
59 20	96.57	55.01	14.57	12.66	95.59	10355.64	5696.20	1508.54	1310.81	9899.07	1186.67	652.73	172.87	150.21	1134.35
59 30	96.30	55.04	14.62	12.69	95.57	10384.73	5715.48	1518.10	1318.01	9924.34	1190.00	654.94	173.96	151.03	1137.24
59 40	96.03	55.07	14.67	12.73	95.54	10413.82	5734.79	1527.70	1325.24	9949.59	1193.33	657.16	175.06	151.86	1140.14
59 50	95.76	55.10	14.72	12.76	95.52	10442.91	5754.14	1537.33	1332.49	9974.81	1196.67	659.37	176.16	152.69	1143.03
60 0	95.49	55.13	14.77	12.79	95.49	10472.00	5773.51	1547.00	1339.75	10000.01	1200.00	661.59	177.27	153.52	1145.91

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
60 10	95.23	55.16	14.82	12.83	95.47	10501.08	5792.92	1556.72	1347.03	10025.19	1203.33	663.82	178.39	154.36	1148.80
60 20	94.97	55.20	14.88	12.86	95.44	10530.17	5812.36	1566.48	1354.33	10050.35	1206.67	666.05	179.50	155.19	1151.68
60 30	94.70	55.23	14.93	12.90	95.42	10559.26	5831.83	1576.28	1361.65	10075.48	1210.00	668.28	180.63	156.03	1154.56
60 40	94.44	55.26	14.98	12.93	95.39	10588.35	5851.34	1586.12	1368.99	10100.61	1213.33	670.51	181.76	156.87	1157.44
60 50	94.18	55.29	15.03	12.96	95.37	10617.44	5870.89	1596.00	1376.34	10125.71	1216.67	672.75	182.89	157.72	1160.32
61 0	93.93	55.33	15.08	13.00	95.34	10646.53	5890.46	1605.92	1383.71	10150.78	1220.00	675.00	184.02	158.56	1163.19
61 10	93.67	55.36	15.14	13.03	95.32	10675.62	5910.06	1615.89	1391.10	10175.83	1223.33	677.24	185.17	159.41	1166.06
61 20	93.42	55.39	15.19	13.06	95.29	10704.71	5929.71	1625.89	1398.51	10200.87	1226.67	679.49	186.31	160.26	1168.93
61 30	93.16	55.43	15.24	13.10	95.27	10733.80	5949.39	1635.94	1405.94	10225.88	1230.00	681.75	187.46	161.11	1171.80
61 40	92.91	55.46	15.29	13.13	95.24	10762.88	5969.09	1646.03	1413.39	10250.86	1233.33	684.01	188.62	161.96	1174.66
61 50	92.66	55.49	15.35	13.17	95.22	10791.97	5988.84	1656.16	1420.85	10275.83	1236.67	686.27	189.78	162.82	1177.52
62 0	92.41	55.53	15.40	13.20	95.19	10821.06	6008.61	1666.34	1428.33	10300.77	1240.00	688.53	190.95	163.67	1180.38
62 10	92.16	55.56	15.45	13.23	95.17	10850.15	6028.43	1676.55	1435.83	10325.69	1243.33	690.80	192.12	164.53	1183.23
62 20	91.92	55.59	15.50	13.27	95.14	10879.24	6048.28	1686.81	1443.35	10350.60	1246.67	693.08	193.29	165.40	1186.09
62 30	91.67	55.63	15.56	13.30	95.12	10908.33	6068.16	1697.11	1450.89	10375.48	1250.00	695.36	194.47	166.26	1188.94
62 40	91.43	55.66	15.61	13.33	95.09	10937.42	6088.07	1707.46	1458.44	10400.34	1253.33	697.64	195.66	167.12	1191.79
62 50	91.19	55.70	15.66	13.37	95.06	10966.51	6108.03	1717.84	1466.01	10425.17	1256.67	699.93	196.85	167.99	1194.63
63 0	90.95	55.73	15.72	13.40	95.04	10995.59	6128.02	1728.28	1473.60	10449.99	1260.00	702.22	198.05	168.86	1197.48
63 10	90.71	55.77	15.77	13.44	95.01	11024.68	6148.04	1738.76	1481.21	10474.78	1263.33	704.51	199.25	169.73	1200.32
63 20	90.47	55.80	15.83	13.47	94.99	11053.77	6168.10	1749.28	1488.84	10499.55	1266.67	706.81	200.45	170.61	1203.16
63 30	90.23	55.84	15.88	13.50	94.96	11082.86	6188.20	1759.83	1496.48	10524.29	1270.00	709.11	201.66	171.48	1205.99
63 40	89.99	55.87	15.93	13.54	94.93	11111.95	6208.33	1770.44	1504.14	10549.02	1273.33	711.42	202.88	172.36	1208.83
63 50	89.76	55.91	15.99	13.57	94.91	11141.04	6228.50	1781.09	1511.82	10573.71	1276.67	713.73	204.10	173.24	1211.66
64 0	89.52	55.94	16.04	13.60	94.88	11170.13	6248.71	1791.78	1519.52	10598.40	1280.00	716.05	205.32	174.12	1214.48
64 10	89.29	55.98	16.10	13.64	94.86	11199.22	6268.95	1802.52	1527.24	10623.06	1283.33	718.37	206.55	175.01	1217.31
64 20	89.06	56.01	16.15	13.67	94.83	11228.30	6289.22	1813.31	1534.97	10647.69	1286.67	720.69	207.79	175.89	1220.13
64 30	88.83	56.05	16.20	13.70	94.80	11257.39	6309.54	1824.13	1542.73	10672.30	1290.00	723.02	209.03	176.78	1222.95
64 40	88.60	56.08	16.26	13.74	94.78	11286.48	6329.89	1835.01	1550.49	10696.89	1293.33	725.35	210.28	177.67	1225.77
64 50	88.37	56.12	16.31	13.77	94.75	11315.57	6350.28	1845.92	1558.28	10721.46	1296.67	727.69	211.53	178.57	1228.59
65 0	88.15	56.16	16.37	13.80	94.72	11344.66	6370.71	1856.89	1566.09	10746.01	1300.00	730.03	212.78	179.46	1231.40
65 10	87.92	56.19	16.42	13.84	94.70	11373.75	6391.18	1867.90	1573.92	10770.53	1303.33	732.37	214.05	180.36	1234.21
65 20	87.70	56.23	16.48	13.87	94.67	11402.84	6411.68	1878.96	1581.76	10795.02	1306.67	734.72	215.31	181.26	1237.02
65 30	87.47	56.27	16.53	13.91	94.64	11431.93	6432.22	1890.06	1589.61	10819.50	1310.00	737.08	216.58	182.16	1239.82
65 40	87.25	56.30	16.59	13.94	94.62	11461.02	6452.81	1901.21	1597.49	10843.96	1313.33	739.44	217.86	183.06	1242.62
65 50	87.03	56.34	16.64	13.97	94.59	11490.11	6473.43	1912.39	1605.39	10868.39	1316.67	741.80	219.14	183.96	1245.42
66 0	86.81	56.38	16.70	14.01	94.56	11519.20	6494.09	1923.64	1613.30	10892.79	1320.00	744.17	220.43	184.87	1248.22
66 10	86.59	56.42	16.76	14.04	94.54	11548.28	6514.79	1934.92	1621.23	10917.18	1323.33	746.54	221.72	185.78	1251.01
66 20	86.38	56.45	16.81	14.07	94.51	11577.37	6535.52	1946.25	1629.18	10941.54	1326.67	748.91	223.02	186.69	1253.80
66 30	86.16	56.49	16.87	14.11	94.48	11606.46	6556.30	1957.63	1637.14	10965.87	1330.00	751.29	224.33	187.60	1256.59
66 40	85.94	56.53	16.92	14.14	94.45	11635.55	6577.12	1969.06	1645.13	10990.20	1333.33	753.68	225.64	188.52	1259.38
66 50	85.73	56.56	16.98	14.17	94.43	11664.64	6597.97	1980.53	1653.13	11014.49	1336.67	756.07	226.95	189.43	1262.16
67 0	85.52	56.60	17.04	14.21	94.40	11693.73	6618.87	1992.05	1661.15	11038.75	1340.00	758.46	228.27	190.35	1264.95
67 10	85.30	56.64	17.09	14.24	94.37	11722.82	6639.80	2003.62	1669.18	11063.00	1343.33	760.86	229.60	191.27	1267.72
67 20	85.09	56.68	17.15	14.27	94.34	11751.91	6660.79	2015.24	1677.24	11087.23	1346.67	763.27	230.93	192.20	1270.50
67 30	84.88	56.72	17.20	14.31	94.32	11781.00	6681.80	2026.90	1685.31	11111.42	1350.00	765.68	232.27	193.12	1273.27
67 40	84.67	56.76	17.26	14.34	94.29	11810.08	6702.86	2038.61	1693.40	11135.59	1353.33	768.09	233.61	194.05	1276.04
67 50	84.47	56.79	17.32	14.37	94.26	11839.17	6723.96	2050.37	1701.51	11159.74	1356.67	770.51	234.95	194.98	1278.81
68 0	84.26	56.83	17.38	14.41	94.23	11868.26	6745.09	2062.18	1709.63	11183.87	1360.00	772.93	236.31	195.91	1281.57
68 10	84.05	56.87	17.43	14.44	94.21	11897.35	6766.28	2074.04	1717.77	11207.97	1363.33	775.36	237.67	196.84	1284.34
68 20	83.85	56.91	17.49	14.47	94.18	11926.44	6787.50	2085.94	1725.93	11232.05	1366.67	777.79	239.03	197.78	1287.10
68 30	83.64	56.95	17.55	14.50	94.15	11955.53	6808.77	2097.90	1734.11	11256.11	1370.00	780.23	240.40	198.71	1289.85
68 40	83.44	56.99	17.61	14.54	94.12	11984.62	6830.08	2109.91	1742.30	11280.14	1373.33	782.67	241.78	199.65	1292.61
68 50	83.24	57.03	17.66	14.57	94.09	12013.71	6851.43	2121.96	1750.51	11304.15	1376.67	785.11	243.16	200.59	1295.36
69 0	83.04	57.07	17.72	14.60	94.07	12042.80	6872.82	2134.07	1758.74	11328.14	1380.00	787.57	244.55	201.54	1298.11
69 10	82.84	57.11	17.78	14.64	94.04	12071.88	6894.25	2146.22	1766.99	11352.09	1383.33	790.02	245.94	202.48	1300.85
69 20	82.64	57.15	17.84	14.67	94.01	12100.97	6915.73	2158.42	1775.25	11376.03	1386.67	792.48	247.34	203.43	1303.59
69 30	82.44	57.19	17.90	14.70	93.98	12130.06	6937.26	2170.68	1783.54	11399.95	1390.00	794.95	248.74	204.38	1306.33
69 40	82.24	57.23	17.95	14.74	93.95	12159.15	6958.82	2182.99	1791.83	11423.84	1393.33	797.42	250.15	205.33	1309.07
69 50	82.05	57.27	18.01	14.77	93.92	12188.24	6980.43	2195.34	1800.15	11447.70	1396.67	799.90	251.57	206.28	1311.81
70 0	81.85	57.31	18.07	14.80	93.90	12217.33	7002.09	2207.75	1808.48	11471.54	1400.00	802.38	252.99	207.24	1314.54

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
70 10	81.66	57.35	18.13	14.84	93.87	12246.42	7023.79	2220.21	1816.84	11495.36	1403.33	804.86	254.42	208.19	1317.27
70 20	81.46	57.39	18.19	14.87	93.84	12275.51	7045.53	2232.71	1825.20	11519.15	1406.67	807.36	255.85	209.15	1319.99
70 30	81.27	57.44	18.25	14.90	93.81	12304.59	7067.31	2245.28	1833.59	11542.92	1410.00	809.85	257.29	210.11	1322.72
70 40	81.08	57.48	18.31	14.93	93.78	12333.68	7089.14	2257.89	1841.99	11566.66	1413.33	812.35	258.73	211.08	1325.44
70 50	80.89	57.52	18.37	14.97	93.75	12362.77	7111.02	2270.56	1850.41	11590.37	1416.67	814.86	260.19	212.04	1328.16
71 0	80.70	57.56	18.43	15.00	93.72	12391.86	7132.94	2283.27	1858.85	11614.07	1420.00	817.37	261.64	213.01	1330.87
71 10	80.51	57.60	18.49	15.03	93.69	12420.95	7154.91	2296.05	1867.31	11637.75	1423.33	819.89	263.11	213.98	1333.58
71 20	80.32	57.65	18.55	15.07	93.67	12450.04	7176.92	2308.86	1875.78	11661.39	1426.67	822.41	264.58	214.95	1336.29
71 30	80.13	57.69	18.60	15.10	93.64	12479.13	7198.98	2321.74	1884.27	11685.00	1430.00	824.94	266.05	215.92	1339.00
71 40	79.95	57.73	18.67	15.13	93.61	12508.22	7221.09	2334.66	1892.77	11708.60	1433.33	827.47	267.53	216.90	1341.70
71 50	79.76	57.77	18.73	15.17	93.58	12537.30	7243.24	2347.65	1901.30	11732.18	1436.67	830.01	269.02	217.87	1344.41
72 0	79.58	57.82	18.79	15.20	93.55	12566.39	7265.44	2360.69	1909.84	11755.72	1440.00	832.56	270.51	218.85	1347.10
72 10	79.39	57.86	18.85	15.23	93.52	12595.48	7287.68	2373.77	1918.39	11779.24	1443.33	835.11	272.01	219.83	1349.80
72 20	79.21	57.90	18.91	15.26	93.49	12624.57	7309.98	2386.91	1926.97	11802.73	1446.67	837.66	273.52	220.81	1352.49
72 30	79.03	57.95	18.97	15.30	93.46	12653.66	7332.32	2400.11	1935.56	11826.21	1450.00	840.22	275.03	221.80	1355.18
72 40	78.85	57.99	19.03	15.33	93.43	12682.75	7354.70	2413.36	1944.17	11849.65	1453.33	842.78	276.55	222.78	1357.87
72 50	78.67	58.03	19.09	15.36	93.40	12711.84	7377.14	2426.67	1952.80	11873.08	1456.67	845.36	278.08	223.77	1360.55
73 0	78.49	58.08	19.15	15.39	93.37	12740.93	7399.62	2440.03	1961.44	11896.47	1460.00	847.93	279.61	224.76	1363.23
73 10	78.31	58.12	19.21	15.43	93.34	12770.02	7422.16	2453.45	1970.10	11919.84	1463.33	850.51	281.14	225.76	1365.91
73 20	78.13	58.17	19.27	15.46	93.31	12799.11	7444.73	2466.92	1978.77	11943.18	1466.67	853.10	282.69	226.75	1368.58
73 30	77.95	58.21	19.34	15.49	93.28	12828.20	7467.37	2480.44	1987.47	11966.50	1470.00	855.70	284.24	227.75	1371.26
73 40	77.78	58.26	19.40	15.53	93.25	12857.28	7490.04	2494.02	1996.18	11989.80	1473.33	858.29	285.79	228.74	1373.93
73 50	77.60	58.30	19.46	15.56	93.22	12886.37	7512.78	2507.67	2004.91	12013.07	1476.67	860.90	287.36	229.74	1376.59
74 0	77.43	58.35	19.52	15.59	93.19	12915.46	7535.55	2521.36	2013.65	12036.31	1480.00	863.51	288.93	230.75	1379.26
74 10	77.25	58.39	19.58	15.62	93.16	12944.55	7558.38	2535.11	2022.41	12059.53	1483.33	866.12	290.50	231.75	1381.92
74 20	77.08	58.44	19.65	15.66	93.13	12973.64	7581.26	2548.92	2031.19	12082.72	1486.67	868.75	292.08	232.76	1384.57
74 30	76.91	58.48	19.71	15.69	93.10	13002.73	7604.20	2562.79	2039.99	12105.90	1490.00	871.37	293.67	233.76	1387.23
74 40	76.74	58.53	19.77	15.72	93.07	13031.82	7627.17	2576.71	2048.80	12129.04	1493.33	874.01	295.27	234.77	1389.88
74 50	76.56	58.57	19.84	15.75	93.04	13060.91	7650.20	2590.69	2057.63	12152.15	1496.67	876.65	296.87	235.79	1392.53
75 0	76.39	58.62	19.90	15.79	93.01	13090.00	7673.29	2604.73	2066.47	12175.24	1500.00	879.29	298.48	236.80	1395.18
75 10	76.22	58.67	19.96	15.82	92.98	13119.08	7696.42	2618.83	2075.33	12198.31	1503.33	881.94	300.09	237.82	1397.82
75 20	76.06	58.71	20.03	15.85	92.95	13148.17	7719.60	2632.98	2084.21	12221.34	1506.67	884.60	301.72	238.83	1400.46
75 30	75.89	58.76	20.09	15.88	92.92	13177.26	7742.84	2647.19	2093.11	12244.36	1510.00	887.26	303.34	239.85	1403.10
75 40	75.72	58.81	20.15	15.92	92.89	13206.35	7766.13	2661.47	2102.02	12267.35	1513.33	889.93	304.98	240.87	1405.73
75 50	75.55	58.85	20.22	15.95	92.86	13235.44	7789.47	2675.80	2110.95	12290.31	1516.67	892.61	306.62	241.90	1408.36
76 0	75.39	58.90	20.28	15.98	92.83	13264.53	7812.87	2690.18	2119.90	12313.24	1520.00	895.29	308.27	242.92	1410.99
76 10	75.22	58.95	20.35	16.01	92.80	13293.62	7836.32	2704.64	2128.86	12336.16	1523.33	897.97	309.93	243.95	1413.62
76 20	75.06	59.00	20.41	16.05	92.77	13322.71	7859.82	2719.15	2137.84	12359.04	1526.67	900.67	311.59	244.98	1416.24
76 30	74.90	59.04	20.47	16.08	92.74	13351.80	7883.38	2733.72	2146.84	12381.89	1530.00	903.37	313.26	246.01	1418.86
76 40	74.73	59.09	20.54	16.11	92.70	13380.88	7906.99	2748.35	2155.85	12404.72	1533.33	906.07	314.94	247.04	1421.47
76 50	74.57	59.14	20.60	16.14	92.67	13409.97	7930.65	2763.04	2164.88	12427.53	1536.67	908.78	316.62	248.08	1424.09
77 0	74.41	59.19	20.67	16.18	92.64	13439.06	7954.37	2777.79	2173.92	12450.30	1540.00	911.50	318.31	249.11	1426.70
77 10	74.25	59.24	20.73	16.21	92.61	13468.15	7978.15	2792.61	2182.99	12473.06	1543.33	914.23	320.01	250.15	1429.30
77 20	74.09	59.29	20.80	16.24	92.58	13497.24	8001.98	2807.48	2192.07	12495.79	1546.67	916.96	321.71	251.19	1431.91
77 30	73.93	59.34	20.87	16.27	92.55	13526.33	8025.86	2822.42	2201.16	12518.48	1550.00	919.69	323.42	252.23	1434.51
77 40	73.77	59.38	20.93	16.31	92.52	13555.42	8049.80	2837.42	2210.27	12541.16	1553.33	922.44	325.14	253.28	1437.11
77 50	73.61	59.43	21.00	16.34	92.49	13584.50	8073.80	2852.48	2219.40	12563.80	1556.67	925.19	326.87	254.32	1439.70
78 0	73.46	59.48	21.06	16.37	92.45	13613.59	8097.85	2867.60	2228.55	12586.42	1560.00	927.94	328.60	255.37	1442.29
78 10	73.30	59.53	21.13	16.40	92.42	13642.68	8121.97	2882.79	2237.71	12609.02	1563.33	930.71	330.34	256.42	1444.88
78 20	73.14	59.58	21.20	16.43	92.39	13671.77	8146.13	2898.03	2246.89	12631.58	1566.67	933.48	332.09	257.47	1447.47
78 30	72.99	59.63	21.26	16.47	92.36	13700.86	8170.36	2913.35	2256.08	12654.12	1570.00	936.25	333.84	258.53	1450.05
78 40	72.83	59.68	21.33	16.50	92.33	13729.95	8194.64	2928.72	2265.29	12676.63	1573.33	939.03	335.61	259.58	1452.63
78 50	72.68	59.74	21.40	16.53	92.30	13759.04	8218.98	2944.17	2274.52	12699.12	1576.67	941.82	337.38	260.64	1455.21
79 0	72.53	59.79	21.47	16.56	92.26	13788.13	8243.38	2959.68	2283.76	12721.58	1580.00	944.62	339.15	261.70	1457.78
79 10	72.37	59.84	21.53	16.60	92.23	13817.23	8267.84	2975.24	2293.02	12744.01	1583.33	947.42	340.94	262.76	1460.35
79 20	72.22	59.89	21.60	16.63	92.20	13846.30	8292.36	2990.88	2302.30	12766.42	1586.67	950.23	342.73	263.82	1462.92
79 30	72.07	59.94	21.67	16.66	92.17	13875.39	8316.93	3006.58	2311.59	12788.79	1590.00	953.05	344.53	264.89	1465.48
79 40	71.92	59.99	21.74	16.69	92.14	13904.48	8341.56	3022.35	2320.90	12811.14	1593.33	955.87	346.33	265.95	1468.05
79 50	71.77	60.04	21.80	16.72	92.10	13933.57	8366.26	3038.19	2330.22	12833.47	1596.67	958.70	348.15	267.02	1470.60
80 0	71.62	60.10	21.87	16.76	92.07	13962.66	8391.02	3054.08	2339.56	12855.77	1600.00	961.54	349.97	268.09	1473.16

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
80 10	71.47	60.15	21.94	16.79	92.04	13991.75	8415.83	3070.05	2348.92	12878.04	1603.33	964.38	351.80	269.17	1475.71
80 20	71.32	60.20	22.01	16.82	92.01	14020.84	8440.70	3086.07	2358.29	12900.28	1606.67	967.23	353.64	270.24	1478.26
80 30	71.17	60.25	22.08	16.85	91.98	14049.93	8465.65	3102.18	2367.68	12922.50	1610.00	970.09	355.48	271.32	1480.81
80 40	71.03	60.31	22.15	16.88	91.94	14079.02	8490.64	3118.34	2377.09	12944.69	1613.33	972.95	357.33	272.39	1483.35
80 50	70.88	60.36	22.22	16.92	91.91	14108.11	8515.70	3134.57	2386.51	12966.84	1616.67	975.83	359.19	273.47	1485.89
81 0	70.74	60.41	22.29	16.95	91.88	14137.20	8540.82	3150.87	2395.95	12988.98	1620.00	978.70	361.06	274.55	1488.42
81 10	70.59	60.47	22.36	16.98	91.85	14166.28	8566.01	3167.25	2405.40	13011.08	1623.33	981.59	362.94	275.64	1490.96
81 20	70.45	60.52	22.43	17.01	91.81	14195.37	8591.25	3183.69	2414.87	13033.16	1626.67	984.48	364.82	276.72	1493.49
81 30	70.30	60.58	22.50	17.04	91.78	14224.46	8616.57	3200.20	2424.36	13055.21	1630.00	987.38	366.71	277.81	1496.01
81 40	70.16	60.63	22.57	17.08	91.75	14253.55	8641.95	3216.77	2433.86	13077.24	1633.33	990.29	368.61	278.90	1498.54
81 50	70.02	60.68	22.64	17.11	91.71	14282.64	8667.38	3233.42	2443.38	13099.23	1636.67	993.21	370.52	279.99	1501.06
82 0	69.87	60.74	22.71	17.14	91.68	14311.73	8692.89	3250.14	2452.91	13121.20	1640.00	996.13	372.44	281.08	1503.57
82 10	69.73	60.79	22.78	17.17	91.65	14340.82	8718.46	3266.93	2462.46	13143.14	1643.33	999.06	374.36	282.18	1506.09
82 20	69.59	60.85	22.85	17.20	91.62	14369.91	8744.09	3283.79	2472.03	13165.05	1646.67	1002.00	376.29	283.27	1508.60
82 30	69.45	60.91	22.92	17.23	91.58	14399.00	8769.79	3300.71	2481.61	13186.94	1650.00	1004.94	378.23	284.37	1511.11
82 40	69.31	60.96	22.99	17.27	91.55	14428.08	8795.55	3317.72	2491.21	13208.79	1653.33	1007.89	380.18	285.47	1513.61
82 50	69.17	61.02	23.07	17.30	91.52	14457.17	8821.37	3334.79	2500.82	13230.62	1656.67	1010.85	382.14	286.57	1516.11
83 0	69.03	61.07	23.14	17.33	91.48	14486.26	8847.27	3351.93	2510.45	13252.42	1660.00	1013.82	384.10	287.68	1518.61
83 10	68.89	61.13	23.21	17.36	91.45	14515.35	8873.24	3369.15	2520.10	13274.20	1663.33	1016.80	386.08	288.78	1521.11
83 20	68.75	61.19	23.28	17.39	91.42	14544.44	8899.27	3386.44	2529.76	13295.94	1666.67	1019.78	388.06	289.89	1523.60
83 30	68.62	61.24	23.36	17.42	91.38	14573.53	8925.36	3403.81	2539.43	13317.65	1670.00	1022.77	390.05	291.00	1526.09
83 40	68.48	61.30	23.43	17.46	91.35	14602.62	8951.53	3421.24	2549.13	13339.34	1673.33	1025.77	392.04	292.11	1528.57
83 50	68.34	61.36	23.50	17.49	91.32	14631.71	8977.76	3438.75	2558.83	13361.00	1676.67	1028.77	394.05	293.22	1531.05
84 0	68.21	61.42	23.58	17.52	91.28	14660.80	9004.06	3456.33	2568.56	13382.62	1680.00	1031.79	396.07	294.33	1533.53
84 10	68.07	61.47	23.65	17.55	91.25	14689.88	9030.43	3474.00	2578.30	13404.23	1683.33	1034.81	398.09	295.45	1536.01
84 20	67.94	61.53	23.72	17.58	91.21	14718.97	9056.87	3491.74	2588.06	13425.81	1686.67	1037.84	400.12	296.57	1538.48
84 30	67.81	61.59	23.80	17.61	91.18	14748.06	9083.38	3509.54	2597.83	13447.35	1690.00	1040.88	402.16	297.69	1540.95
84 40	67.67	61.65	23.87	17.65	91.15	14777.15	9109.96	3527.42	2607.61	13468.87	1693.33	1043.92	404.21	298.81	1543.42
84 50	67.54	61.71	23.95	17.68	91.11	14806.24	9136.62	3545.39	2617.42	13490.36	1696.67	1046.98	406.27	299.93	1545.88
85 0	67.41	61.77	24.02	17.71	91.08	14835.33	9163.34	3563.43	2627.24	13511.82	1700.00	1050.04	408.34	301.06	1548.34
85 10	67.27	61.83	24.09	17.74	91.04	14864.42	9190.13	3581.54	2637.07	13533.26	1703.33	1053.11	410.41	302.19	1550.79
85 20	67.14	61.89	24.17	17.77	91.01	14893.50	9216.99	3599.74	2646.92	13554.66	1706.67	1056.19	412.50	303.31	1553.25
85 30	67.01	61.95	24.25	17.80	90.98	14922.59	9243.93	3618.00	2656.78	13576.03	1710.00	1059.27	414.59	304.44	1555.70
85 40	66.88	62.01	24.32	17.84	90.94	14951.68	9270.93	3636.35	2666.66	13597.37	1713.33	1062.37	416.69	305.58	1558.14
85 50	66.75	62.07	24.40	17.87	90.91	14980.77	9298.01	3654.78	2676.56	13618.69	1716.67	1065.47	418.81	306.71	1560.58
86 0	66.62	62.13	24.47	17.90	90.87	15009.86	9325.18	3673.29	2686.47	13639.99	1720.00	1068.58	420.93	307.85	1563.02
86 10	66.49	62.19	24.55	17.93	90.84	15038.95	9352.40	3691.87	2696.40	13661.25	1723.33	1071.70	423.06	308.98	1565.46
86 20	66.37	62.25	24.63	17.96	90.80	15068.04	9379.70	3710.54	2706.34	13682.48	1726.67	1074.83	425.20	310.12	1567.89
86 30	66.24	62.31	24.70	17.99	90.77	15097.13	9407.08	3729.28	2716.30	13703.68	1730.00	1077.97	427.34	311.26	1570.32
86 40	66.11	62.37	24.78	18.02	90.74	15126.21	9434.54	3748.10	2726.27	13724.86	1733.33	1081.12	429.50	312.41	1572.75
86 50	65.98	62.43	24.86	18.05	90.70	15155.30	9462.07	3767.01	2736.26	13746.00	1736.67	1084.27	431.67	313.55	1575.17
87 0	65.86	62.50	24.93	18.09	90.67	15184.39	9489.67	3785.99	2746.26	13767.11	1740.00	1087.43	433.84	314.70	1577.59
87 10	65.73	62.56	25.01	18.12	90.63	15213.48	9517.35	3805.06	2756.28	13788.20	1743.33	1090.61	436.03	315.85	1580.01
87 20	65.61	62.62	25.09	18.15	90.60	15242.57	9545.10	3824.21	2766.32	13809.25	1746.67	1093.79	438.22	317.00	1582.42
87 30	65.48	62.68	25.17	18.18	90.56	15271.66	9572.93	3843.45	2776.37	13830.27	1750.00	1096.98	440.43	318.15	1584.83
87 40	65.36	62.75	25.25	18.21	90.53	15300.75	9600.86	3862.76	2786.44	13851.28	1753.33	1100.17	442.64	319.30	1587.24
87 50	65.23	62.81	25.32	18.24	90.49	15329.84	9628.84	3882.17	2796.52	13872.25	1756.67	1103.38	444.86	320.46	1589.64
88 0	65.11	62.87	25.40	18.27	90.46	15358.93	9656.91	3901.65	2806.61	13893.19	1760.00	1106.60	447.10	321.61	1592.04
88 10	64.99	62.94	25.48	18.30	90.42	15388.02	9685.06	3921.21	2816.72	13914.09	1763.33	1109.82	449.34	322.77	1594.43
88 20	64.86	63.00	25.56	18.34	90.39	15417.11	9713.28	3940.87	2826.85	13934.97	1766.67	1113.06	451.59	323.93	1596.83
88 30	64.74	63.07	25.64	18.37	90.35	15446.20	9741.59	3960.60	2836.99	13955.82	1770.00	1116.30	453.85	325.09	1599.22
88 40	64.62	63.13	25.72	18.40	90.32	15475.28	9769.98	3980.43	2847.15	13976.65	1773.33	1119.55	456.12	326.26	1601.60
88 50	64.50	63.20	25.80	18.43	90.28	15504.37	9798.45	4000.34	2857.32	13997.44	1776.67	1122.82	458.40	327.42	1603.98
89 0	64.38	63.26	25.88	18.46	90.25	15533.46	9827.00	4020.33	2867.50	14018.20	1780.00	1126.09	460.69	328.59	1606.36
89 10	64.26	63.33	25.96	18.49	90.21	15562.55	9855.62	4040.41	2877.71	14038.93	1783.33	1129.37	463.00	329.76	1608.74
89 20	64.14	63.40	26.04	18.52	90.17	15591.64	9884.35	4060.59	2887.93	14059.64	1786.67	1132.66	465.31	330.93	1611.11
89 30	64.02	63.46	26.12	18.55	90.14	15620.73	9913.14	4080.85	2898.16	14080.31	1790.00	1135.96	467.63	332.10	1613.48
89 40	63.90	63.53	26.21	18.58	90.10	15649.82	9942.02	4101.19	2908.40	14100.96	1793.33	1139.27	469.96	333.28	1615.85
89 50	63.78	63.59	26.29	18.62	90.07	15678.91	9970.98	4121.62	2918.66	14121.57	1796.67	1142.59	472.30	334.45	1618.21
90 0	63.66	63.66	26.37	18.65	90.03	15708.00	10000.02	4142.15	2928.94	14142.15	1800.00	1145.91	474.65	335.63	1620.57

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
90 10	63.54	63.73	26.45	18.68	90.00	15737.08	10029.15	4162.76	2939.23	14162.71	1803.33	1149.25	477.02	336.81	1622.92
90 20	63.43	63.80	26.53	18.71	89.96	15766.17	10056.37	4183.47	2949.54	14183.23	1806.67	1152.60	479.39	337.99	1625.28
90 30	63.31	63.87	26.62	18.74	89.92	15795.26	10087.67	4204.26	2959.86	14203.73	1810.00	1155.96	481.77	339.17	1627.62
90 40	63.19	63.93	26.70	18.77	89.89	15824.35	10117.06	4225.15	2970.20	14224.19	1813.33	1159.33	484.17	340.36	1629.97
90 50	63.08	64.00	26.78	18.80	89.85	15853.44	10146.53	4246.13	2980.55	14244.62	1816.67	1162.70	486.57	341.54	1632.31
91 0	62.96	64.07	26.87	18.83	89.82	15882.53	10176.11	4267.20	2990.92	14265.03	1820.00	1166.09	488.98	342.73	1634.65
91 10	62.85	64.14	26.95	18.86	89.78	15911.62	10205.75	4288.36	3001.30	14285.40	1823.33	1169.49	491.41	343.92	1636.98
91 20	62.73	64.21	27.04	18.89	89.74	15940.70	10235.49	4309.61	3011.70	14305.75	1826.67	1172.90	493.84	345.11	1639.31
91 30	62.62	64.28	27.12	18.92	89.71	15969.80	10265.31	4330.97	3022.10	14326.06	1830.00	1176.32	496.29	346.31	1641.64
91 40	62.50	64.35	27.20	18.95	89.67	15998.88	10295.23	4352.41	3032.53	14346.34	1833.33	1179.74	498.75	347.50	1643.97
91 50	62.39	64.42	27.29	18.99	89.63	16027.97	10325.23	4373.94	3042.97	14366.59	1836.67	1183.18	501.22	348.70	1646.29
92 0	62.28	64.49	27.37	19.02	89.60	16057.06	10355.33	4395.58	3053.43	14386.82	1840.00	1186.63	503.70	349.90	1648.60
92 10	62.17	64.56	27.46	19.05	89.56	16086.15	10385.51	4417.31	3063.90	14407.01	1843.33	1190.09	506.19	351.10	1650.92
92 20	62.05	64.63	27.55	19.08	89.53	16115.24	10415.79	4439.13	3074.38	14427.17	1846.67	1193.56	508.69	352.30	1653.23
92 30	61.94	64.70	27.63	19.11	89.49	16144.33	10446.16	4461.06	3084.88	14447.30	1850.00	1197.04	511.20	353.50	1655.53
92 40	61.83	64.78	27.72	19.14	89.45	16173.42	10476.62	4483.08	3095.39	14467.39	1853.33	1200.53	513.72	354.70	1657.84
92 50	61.72	64.85	27.81	19.17	89.41	16202.50	10507.17	4505.20	3105.92	14487.46	1856.67	1204.03	516.26	355.91	1660.14
93 0	61.61	64.92	27.89	19.20	89.38	16231.59	10537.83	4527.41	3116.47	14507.51	1860.00	1207.54	518.80	357.12	1662.43
93 10	61.50	64.99	27.98	19.23	89.34	16260.68	10568.57	4549.73	3127.02	14527.52	1863.33	1211.07	521.36	358.33	1664.73
93 20	61.39	65.07	28.07	19.26	89.30	16289.77	10599.40	4572.14	3137.59	14547.49	1866.67	1214.60	523.93	359.54	1667.02
93 30	61.28	65.14	28.16	19.29	89.27	16318.86	10630.34	4594.66	3148.18	14567.44	1870.00	1218.14	526.51	360.75	1669.30
93 40	61.17	65.22	28.24	19.32	89.23	16347.95	10661.37	4617.28	3158.78	14587.36	1873.33	1221.70	529.10	361.97	1671.58
93 50	61.06	65.29	28.33	19.35	89.19	16377.04	10692.50	4640.00	3169.40	14607.24	1876.67	1225.27	531.70	363.19	1673.86
94 0	60.95	65.36	28.42	19.38	89.16	16406.13	10723.71	4662.81	3180.03	14627.09	1880.00	1228.84	534.32	364.40	1676.14
94 10	60.84	65.44	28.51	19.41	89.12	16435.21	10755.03	4685.72	3190.67	14646.92	1883.33	1232.43	536.94	365.62	1678.41
94 20	60.74	65.51	28.60	19.44	89.08	16464.30	10786.45	4708.75	3201.33	14666.71	1886.67	1236.03	539.58	366.84	1680.68
94 30	60.63	65.59	28.69	19.47	89.04	16493.39	10817.96	4731.87	3212.00	14686.47	1890.00	1239.64	542.23	368.07	1682.94
94 40	60.52	65.67	28.78	19.50	89.01	16522.48	10849.59	4755.11	3222.69	14706.20	1893.33	1243.27	544.89	369.29	1685.20
94 50	60.42	65.74	28.87	19.54	88.97	16551.57	10881.30	4778.45	3233.39	14725.90	1896.67	1246.90	547.57	370.52	1687.46
95 0	60.31	65.82	28.96	19.57	88.93	16580.66	10913.11	4801.89	3244.11	14745.57	1900.00	1250.55	550.25	371.75	1689.71
95 10	60.21	65.90	29.05	19.60	88.89	16609.75	10945.02	4825.44	3254.84	14765.20	1903.33	1254.20	552.95	372.98	1691.96
95 20	60.10	65.97	29.14	19.63	88.86	16638.84	10977.05	4849.10	3265.59	14784.81	1906.67	1257.87	555.66	374.21	1694.21
95 30	60.00	66.05	29.23	19.66	88.82	16667.93	11009.18	4872.86	3276.34	14804.39	1910.00	1261.56	558.39	375.44	1696.45
95 40	59.89	66.13	29.33	19.69	88.78	16697.02	11041.39	4896.73	3287.12	14823.93	1913.33	1265.25	561.12	376.67	1698.69
95 50	59.79	66.21	29.42	19.72	88.74	16726.11	11073.72	4920.70	3297.90	14843.44	1916.67	1268.95	563.87	377.91	1700.93
96 0	59.68	66.28	29.51	19.75	88.71	16755.20	11106.16	4944.78	3308.70	14862.91	1920.00	1272.67	566.63	379.15	1703.16
96 10	59.58	66.36	29.60	19.78	88.67	16784.28	11138.68	4968.98	3319.52	14882.36	1923.33	1276.40	569.40	380.39	1705.39
96 20	59.48	66.44	29.70	19.81	88.63	16813.37	11171.34	4993.29	3330.35	14901.79	1926.67	1280.14	572.19	381.63	1707.61
96 30	59.37	66.52	29.79	19.84	88.59	16842.46	11204.09	5017.71	3341.20	14921.17	1930.00	1283.89	574.99	382.87	1709.84
96 40	59.27	66.60	29.89	19.87	88.55	16871.55	11236.94	5042.23	3352.05	14940.52	1933.33	1287.66	577.80	384.12	1712.05
96 50	59.17	66.68	29.98	19.90	88.52	16900.64	11269.90	5066.87	3362.92	14959.84	1936.67	1291.43	580.62	385.36	1714.27
97 0	59.07	66.76	30.08	19.93	88.48	16929.73	11302.96	5091.62	3373.81	14979.13	1940.00	1295.22	583.46	386.61	1716.48
97 10	58.97	66.85	30.17	19.96	88.44	16958.82	11336.14	5116.49	3384.71	14998.39	1943.33	1299.02	586.31	387.86	1718.69
97 20	58.87	66.93	30.27	19.99	88.40	16987.91	11369.45	5141.48	3395.63	15017.62	1946.67	1302.84	589.17	389.11	1720.89
97 30	58.76	67.01	30.36	20.02	88.36	17017.00	11402.84	5166.57	3406.55	15036.82	1950.00	1306.67	592.04	390.36	1723.09
97 40	58.66	67.09	30.46	20.05	88.33	17046.08	11436.36	5191.78	3417.49	15055.98	1953.33	1310.51	594.93	391.61	1725.28
97 50	58.56	67.17	30.55	20.08	88.29	17075.17	11469.97	5217.10	3428.45	15075.11	1956.67	1314.36	597.83	392.87	1727.48
98 0	58.46	67.26	30.65	20.11	88.25	17104.26	11503.72	5242.55	3439.42	15094.21	1960.00	1318.23	600.75	394.13	1729.67
98 10	58.37	67.34	30.75	20.14	88.21	17133.35	11537.57	5268.11	3450.41	15113.28	1963.33	1322.10	603.68	395.39	1731.85
98 20	58.27	67.42	30.85	20.17	88.17	17162.44	11571.53	5293.80	3461.40	15132.32	1966.67	1326.00	606.62	396.65	1734.03
98 30	58.17	67.51	30.94	20.20	88.13	17191.53	11605.61	5319.59	3472.41	15151.32	1970.00	1329.90	609.58	397.91	1736.21
98 40	58.07	67.59	31.04	20.23	88.09	17220.62	11639.79	5345.50	3483.44	15170.29	1973.33	1333.82	612.55	399.17	1738.38
98 50	57.97	67.68	31.14	20.26	88.06	17249.70	11674.10	5371.55	3494.48	15189.23	1976.67	1337.75	615.53	400.44	1740.55
99 0	57.87	67.76	31.24	20.29	88.02	17278.80	11708.54	5397.72	3505.53	15208.14	1980.00	1341.70	618.53	401.70	1742.72
99 10	57.78	67.85	31.34	20.32	87.98	17307.88	11743.08	5423.99	3516.60	15227.02	1983.33	1345.65	621.54	402.97	1744.88
99 20	57.68	67.93	31.44	20.35	87.94	17336.97	11777.73	5450.40	3527.68	15245.86	1986.67	1349.63	624.57	404.24	1747.04
99 30	57.58	68.02	31.54	20.38	87.90	17366.06	11812.50	5476.92	3538.77	15264.67	1990.00	1353.61	627.61	405.51	1749.20
99 40	57.49	68.11	31.64	20.41	87.86	17395.15	11847.42	5503.59	3549.88	15283.45	1993.33	1357.61	630.66	406.79	1751.35
99 50	57.39	68.19	31.74	20.44	87.82	17424.24	11882.44	5530.36	3561.00	15302.20	1996.67	1361.62	633.73	408.06	1753.50
100 0	57.30	68.28	31.84	20.47	87.78	17453.33	11917.57	5557.27	3572.14	15320.91	2000.00	1365.65	636.81	409.34	1755.64

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
100 10	57.20	68.37	31.94	20.50	87.74	17482.41	11952.84	5584.30	3583.29	15339.59	2003.33	1369.69	639.91	410.61	1757.78
100 20	57.11	68.46	32.04	20.53	87.70	17511.50	11986.22	5611.45	3594.45	15358.24	2006.67	1373.75	643.02	411.89	1759.92
100 30	57.01	68.55	32.15	20.56	87.66	17540.59	12023.72	5638.73	3605.62	15376.86	2010.00	1377.81	646.15	413.17	1762.05
100 40	56.92	68.64	32.25	20.59	87.63	17569.68	12059.36	5666.15	3616.81	15395.45	2013.33	1381.90	649.29	414.46	1764.18
100 50	56.82	68.73	32.35	20.62	87.59	17598.77	12095.12	5693.69	3628.01	15414.00	2016.67	1386.00	652.45	415.74	1766.31
101 0	56.73	68.82	32.46	20.65	87.55	17627.86	12131.00	5721.37	3639.23	15432.51	2020.00	1390.11	655.62	417.02	1768.43
101 10	56.63	68.91	32.56	20.67	87.51	17656.95	12167.01	5749.17	3650.46	15451.00	2023.33	1394.23	658.80	418.31	1770.55
101 20	56.54	69.00	32.66	20.70	87.47	17686.04	12203.15	5777.10	3661.70	15469.45	2026.67	1398.37	662.01	419.60	1772.66
101 30	56.45	69.09	32.77	20.73	87.43	17715.13	12239.42	5805.17	3672.96	15487.87	2030.00	1402.53	665.22	420.89	1774.78
101 40	56.36	69.18	32.87	20.76	87.39	17744.21	12275.81	5833.37	3684.23	15506.26	2033.33	1406.70	668.45	422.18	1776.88
101 50	56.26	69.27	32.98	20.79	87.35	17773.30	12312.33	5861.71	3695.51	15524.62	2036.67	1410.89	671.70	423.47	1778.99
102 0	56.17	69.37	33.09	20.82	87.31	17802.39	12349.01	5890.19	3706.81	15542.94	2040.00	1415.09	674.96	424.77	1781.09
102 10	56.08	69.46	33.19	20.85	87.27	17831.48	12385.80	5918.79	3718.12	15561.23	2043.33	1419.30	678.24	426.06	1783.18
102 20	55.99	69.55	33.30	20.88	87.23	17860.57	12422.73	5947.54	3729.44	15579.49	2046.67	1423.54	681.54	427.36	1785.27
102 30	55.90	69.65	33.41	20.91	87.19	17889.66	12459.78	5976.43	3740.78	15597.71	2050.00	1427.78	684.85	428.66	1787.36
102 40	55.81	69.74	33.51	20.94	87.15	17918.75	12496.98	6005.45	3752.13	15615.90	2053.33	1432.04	688.17	429.96	1789.45
102 50	55.72	69.84	33.62	20.97	87.11	17947.84	12534.30	6034.60	3763.49	15634.06	2056.67	1436.32	691.51	431.26	1791.53
103 0	55.63	69.93	33.73	21.00	87.07	17976.93	12571.75	6063.91	3774.87	15652.18	2060.00	1440.61	694.87	432.57	1793.60
103 10	55.54	70.03	33.84	21.03	87.03	18006.02	12609.36	6093.35	3786.25	15670.27	2063.33	1444.92	698.24	433.87	1795.68
103 20	55.45	70.12	33.95	21.06	86.99	18035.11	12647.09	6122.93	3797.66	15688.33	2066.67	1449.25	701.63	435.18	1797.75
103 30	55.36	70.22	34.06	21.09	86.95	18064.20	12684.98	6152.67	3809.07	15706.36	2070.00	1453.59	705.04	436.49	1799.81
103 40	55.27	70.32	34.17	21.12	86.91	18093.28	12723.00	6182.54	3820.50	15724.35	2073.33	1457.94	708.46	437.80	1801.87
103 50	55.18	70.42	34.28	21.14	86.87	18122.37	12761.15	6212.56	3831.94	15742.31	2076.67	1462.32	711.91	439.11	1803.93
104 0	55.09	70.51	34.39	21.17	86.83	18151.46	12799.45	6242.72	3843.40	15760.23	2080.00	1466.71	715.36	440.42	1805.99
104 10	55.00	70.61	34.50	21.20	86.79	18180.55	12837.90	6273.04	3854.87	15778.13	2083.33	1471.11	718.84	441.73	1808.04
104 20	54.92	70.71	34.62	21.23	86.75	18209.64	12876.49	6303.50	3866.35	15795.99	2086.67	1475.53	722.33	443.05	1810.08
104 30	54.83	70.81	34.73	21.26	86.70	18238.73	12915.22	6334.10	3877.84	15813.81	2090.00	1479.97	725.83	444.37	1812.12
104 40	54.74	70.91	34.84	21.29	86.66	18267.82	12954.10	6364.86	3889.35	15831.60	2093.33	1484.43	729.36	445.69	1814.16
104 50	54.65	71.01	34.96	21.32	86.62	18296.91	12993.11	6395.77	3900.87	15849.36	2096.67	1488.90	732.90	447.01	1816.20
105 0	54.57	71.11	35.07	21.35	86.58	18326.00	13032.29	6426.82	3912.40	15867.08	2100.00	1493.39	736.46	448.33	1818.23
105 10	54.48	71.22	35.18	21.38	86.54	18355.08	13071.62	6458.04	3923.95	15884.78	2103.33	1497.89	740.04	449.65	1820.26
105 20	54.39	71.32	35.30	21.41	86.50	18384.17	13111.08	6489.41	3935.50	15902.44	2106.67	1502.42	743.63	450.97	1822.28
105 30	54.31	71.42	35.41	21.44	86.46	18413.26	13150.71	6520.93	3947.07	15920.06	2110.00	1506.96	747.24	452.30	1824.30
105 40	54.22	71.52	35.53	21.47	86.42	18442.35	13190.48	6552.60	3958.66	15937.65	2113.33	1511.51	750.87	453.63	1826.32
105 50	54.14	71.63	35.65	21.49	86.38	18471.44	13230.40	6584.43	3970.25	15955.20	2116.67	1516.09	754.52	454.96	1828.33
106 0	54.05	71.73	35.76	21.52	86.34	18500.53	13270.48	6616.43	3981.86	15972.73	2120.00	1520.68	758.19	456.29	1830.34
106 10	53.97	71.83	35.88	21.55	86.30	18529.62	13310.73	6648.59	3993.49	15990.22	2123.33	1525.29	761.87	457.62	1832.34
106 20	53.88	71.94	36.00	21.58	86.25	18558.70	13351.11	6680.90	4005.12	16007.68	2126.67	1529.92	765.57	458.95	1834.34
106 30	53.80	72.05	36.12	21.61	86.21	18587.80	13391.66	6713.37	4016.77	16025.09	2130.00	1534.57	769.29	460.29	1836.34
106 40	53.71	72.15	36.24	21.64	86.17	18616.88	13432.37	6746.00	4028.43	16042.48	2133.33	1539.23	773.03	461.62	1838.33
106 50	53.63	72.26	36.36	21.67	86.13	18645.97	13473.25	6778.80	4040.10	16059.84	2136.67	1543.92	776.79	462.96	1840.32
107 0	53.55	72.37	36.48	21.70	86.09	18675.06	13514.27	6811.77	4051.79	16077.16	2140.00	1548.62	780.57	464.30	1842.30
107 10	53.46	72.47	36.60	21.73	86.05	18704.15	13555.46	6844.89	4063.43	16094.44	2143.33	1553.34	784.36	465.64	1844.28
107 20	53.38	72.58	36.72	21.75	86.01	18733.24	13596.81	6878.18	4075.19	16111.69	2146.67	1558.08	788.18	466.98	1846.26
107 30	53.30	72.69	36.84	21.78	85.96	18762.33	13638.32	6911.65	4086.92	16128.91	2150.00	1562.83	792.01	468.32	1848.23
107 40	53.22	72.80	36.96	21.81	85.92	18791.41	13680.00	6945.27	4098.65	16146.09	2153.33	1567.61	795.87	469.67	1850.20
107 50	53.13	72.91	37.08	21.84	85.88	18820.50	13721.86	6979.08	4110.40	16163.25	2156.67	1572.41	799.74	471.02	1852.17
108 0	53.05	73.02	37.21	21.87	85.84	18849.59	13763.86	7013.05	4122.16	16180.36	2160.00	1577.22	803.63	472.36	1854.13
108 10	52.97	73.13	37.33	21.90	85.80	18878.68	13806.05	7047.20	4133.93	16197.44	2163.33	1582.05	807.55	473.71	1856.09
108 20	52.89	73.24	37.45	21.93	85.76	18907.77	13848.40	7081.51	4145.72	16214.48	2166.67	1586.91	811.48	475.06	1858.04
108 30	52.81	73.35	37.58	21.95	85.71	18936.86	13890.93	7116.01	4157.52	16231.50	2170.00	1591.78	815.43	476.42	1859.99
108 40	52.73	73.47	37.70	21.98	85.67	18965.95	13933.62	7150.68	4169.33	16248.48	2173.33	1596.67	819.41	477.77	1861.93
108 50	52.65	73.58	37.83	22.01	85.63	18995.04	13976.48	7185.52	4181.15	16265.42	2176.67	1601.58	823.40	479.12	1863.88
109 0	52.56	73.69	37.95	22.04	85.59	19024.13	14019.53	7220.54	4192.98	16282.33	2180.00	1606.52	827.41	480.48	1865.81
109 10	52.48	73.81	38.08	22.07	85.55	19053.21	14062.75	7255.74	4204.83	16299.20	2183.33	1611.47	831.45	481.84	1867.75
109 20	52.40	73.92	38.21	22.10	85.50	19082.30	14106.14	7291.12	4216.69	16316.04	2186.67	1616.44	835.50	483.20	1869.68
109 30	52.32	74.04	38.34	22.13	85.46	19111.39	14149.72	7326.71	4228.56	16332.85	2190.00	1621.43	839.58	484.56	1871.60
109 40	52.25	74.15	38.47	22.15	85.42	19140.48	14193.48	7362.45	4240.45	16349.62	2193.33	1626.45	843.67	485.92	1873.52
109 50	52.17	74.27	38.59	22.18	85.38	19169.57	14237.41	7398.38	4252.34	16366.36	2196.67	1631.48	847.79	487.28	1875.44
110 0	52.09	74.39	38.72	22.21	85.33	19198.66	14281.53	7434.50	4264.25	16383.06	2200.00	1636.54	851.93	488.65	1877.36

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
110 10	52.01	74.51	38.85	22.24	85.29	19227.75	14325.83	7470.80	4276.17	16399.73	2203.33	1641.61	856.09	490.01	1879.27
110 20	51.93	74.62	38.99	22.27	85.25	19256.84	14376.30	7507.30	4288.10	16416.36	2206.67	1646.71	860.27	491.38	1881.17
110 30	51.85	74.74	39.12	22.30	85.21	19285.93	14415.00	7544.05	4300.05	16432.96	2210.00	1651.83	864.48	492.75	1883.07
110 40	51.77	74.86	39.25	22.32	85.16	19315.02	14459.85	7580.88	4312.00	16449.52	2213.33	1656.97	868.70	494.12	1884.97
110 50	51.70	74.98	39.38	22.35	85.12	19344.11	14504.90	7617.95	4323.97	16466.05	2216.67	1662.14	872.95	495.49	1886.87
111 0	51.62	75.10	39.51	22.38	85.08	19373.20	14550.14	7655.21	4335.95	16482.54	2220.00	1667.32	877.22	496.86	1888.76
111 10	51.54	75.23	39.65	22.41	85.04	19402.28	14595.58	7692.68	4347.95	16499.00	2223.33	1672.53	881.51	498.24	1890.64
111 20	51.46	75.35	39.78	22.44	84.99	19431.37	14641.21	7730.34	4359.95	16515.43	2226.67	1677.75	885.83	499.61	1892.52
111 30	51.39	75.47	39.92	22.47	84.95	19460.46	14687.02	7768.19	4371.96	16531.82	2230.00	1683.00	890.17	500.99	1894.40
111 40	51.31	75.59	40.05	22.49	84.91	19489.55	14733.04	7806.24	4383.99	16548.17	2233.33	1688.28	894.53	502.37	1896.28
111 50	51.23	75.72	40.19	22.52	84.86	19518.64	14779.24	7844.49	4396.03	16564.48	2236.67	1693.57	898.91	503.75	1898.15
112 0	51.16	75.84	40.33	22.55	84.82	19547.73	14825.66	7882.96	4408.08	16580.77	2240.00	1698.89	903.32	505.13	1900.01
112 10	51.08	75.97	40.46	22.58	84.78	19576.82	14872.28	7921.63	4420.15	16597.02	2243.33	1704.23	907.75	506.51	1901.87
112 20	51.01	76.09	40.60	22.61	84.74	19605.91	14919.10	7960.49	4432.22	16613.23	2246.67	1709.60	912.20	507.89	1903.73
112 30	50.93	76.22	40.74	22.63	84.69	19635.00	14966.11	7999.57	4444.31	16629.41	2250.00	1714.99	916.68	509.28	1905.59
112 40	50.86	76.35	40.88	22.66	84.65	19664.08	15013.33	8038.85	4456.41	16645.55	2253.33	1720.40	921.18	510.67	1907.44
112 50	50.78	76.48	41.02	22.69	84.61	19693.17	15066.78	8078.36	4468.52	16661.66	2256.67	1725.83	925.71	512.05	1909.28
113 0	50.70	76.61	41.16	22.72	84.56	19722.26	15108.41	8118.07	4480.64	16677.74	2260.00	1731.29	930.26	513.44	1911.12
113 10	50.63	76.74	41.30	22.75	84.52	19751.35	15156.26	8157.98	4492.78	16693.77	2263.33	1736.78	934.83	514.83	1912.96
113 20	50.55	76.87	41.45	22.77	84.48	19780.44	15204.31	8198.11	4504.93	16709.77	2266.67	1742.28	939.43	516.23	1914.79
113 30	50.48	77.00	41.59	22.80	84.43	19809.53	15252.59	8238.46	4517.08	16725.74	2270.00	1747.81	944.06	517.62	1916.62
113 40	50.41	77.13	41.73	22.83	84.39	19838.61	15301.07	8279.03	4529.25	16741.67	2273.33	1753.37	948.70	519.01	1918.45
113 50	50.33	77.26	41.88	22.86	84.35	19867.70	15349.79	8319.82	4541.43	16757.57	2276.67	1758.95	953.38	520.41	1920.27
114 0	50.26	77.39	42.02	22.89	84.30	19896.80	15398.71	8360.83	4553.62	16773.43	2280.00	1764.56	958.08	521.81	1922.09
114 10	50.19	77.53	42.17	22.91	84.26	19925.88	15447.85	8402.07	4565.83	16789.25	2283.33	1770.19	962.80	523.20	1923.90
114 20	50.11	77.66	42.31	22.94	84.21	19954.97	15497.21	8443.52	4578.04	16805.04	2286.67	1775.84	967.55	524.60	1925.71
114 30	50.04	77.80	42.46	22.97	84.17	19984.06	15546.80	8485.20	4590.27	16820.80	2290.00	1781.53	972.33	526.00	1927.52
114 40	49.97	77.93	42.61	23.00	84.13	20013.15	15596.61	8527.11	4602.50	16836.52	2293.33	1787.24	977.13	527.41	1929.32
114 50	49.89	78.07	42.76	23.03	84.08	20042.24	15646.64	8569.26	4614.75	16852.20	2296.67	1792.97	981.96	528.81	1931.11
115 0	49.82	78.21	42.91	23.05	84.04	20071.33	15696.89	8611.63	4627.02	16867.84	2300.00	1798.73	986.82	530.22	1932.91
115 10	49.75	78.34	43.05	23.08	84.00	20100.41	15747.39	8654.23	4639.29	16883.45	2303.33	1804.51	991.70	531.62	1934.70
115 20	49.68	78.48	43.21	23.11	83.95	20129.50	15798.12	8697.07	4651.57	16899.03	2306.67	1810.33	996.61	533.03	1936.48
115 30	49.61	78.62	43.36	23.14	83.91	20158.59	15849.11	8740.18	4663.87	16914.58	2310.00	1816.17	1001.55	534.44	1938.26
115 40	49.54	78.76	43.51	23.16	83.86	20187.68	15900.30	8783.49	4676.18	16930.08	2313.33	1822.04	1006.51	535.85	1940.04
115 50	49.46	78.90	43.66	23.19	83.82	20216.77	15951.74	8827.05	4688.49	16945.55	2316.67	1827.93	1011.50	537.26	1941.81
116 0	49.39	79.05	43.82	23.22	83.78	20245.86	16003.41	8870.85	4700.82	16960.98	2320.00	1833.85	1016.52	538.67	1943.58
116 10	49.32	79.19	43.97	23.25	83.73	20274.95	16055.32	8914.90	4713.16	16976.37	2323.33	1839.80	1021.57	540.09	1945.34
116 20	49.25	79.33	44.13	23.27	83.69	20304.04	16107.47	8959.19	4725.51	16991.73	2326.67	1845.78	1026.64	541.50	1947.10
116 30	49.18	79.48	44.28	23.30	83.64	20333.13	16159.87	9003.72	4737.87	17007.06	2330.00	1851.78	1031.75	542.92	1948.86
116 40	49.11	79.62	44.44	23.33	83.60	20362.21	16212.52	9048.51	4750.25	17022.35	2333.33	1857.81	1036.88	544.34	1950.61
116 50	49.04	79.77	44.60	23.36	83.55	20391.30	16265.42	9093.55	4762.63	17037.60	2336.67	1863.88	1042.04	545.76	1952.36
117 0	48.97	79.91	44.75	23.38	83.51	20420.39	16318.57	9138.85	4775.02	17052.82	2340.00	1869.97	1047.23	547.18	1954.10
117 10	48.90	80.06	44.91	23.41	83.46	20449.48	16371.99	9184.43	4787.44	17068.01	2343.33	1876.09	1052.46	548.60	1955.84
117 20	48.83	80.21	45.07	23.44	83.42	20478.57	16425.69	9230.25	4799.86	17083.15	2346.67	1882.24	1057.70	550.02	1957.58
117 30	48.76	80.36	45.23	23.47	83.37	20507.66	16479.57	9276.34	4812.29	17098.26	2350.00	1888.41	1062.98	551.45	1959.31
117 40	48.69	80.51	45.39	23.49	83.33	20536.75	16533.73	9322.69	4824.72	17113.33	2353.33	1894.62	1068.29	552.87	1961.04
117 50	48.62	80.66	45.56	23.52	83.29	20565.84	16588.16	9369.23	4837.17	17128.36	2356.67	1900.86	1073.63	554.30	1962.76
118 0	48.56	80.81	45.72	23.55	83.24	20594.93	16642.86	9416.09	4849.63	17143.36	2360.00	1907.13	1079.00	555.73	1964.48
118 10	48.49	80.96	45.88	23.57	83.20	20624.02	16697.82	9463.22	4862.11	17158.32	2363.33	1913.42	1084.40	557.15	1966.19
118 20	48.42	81.12	46.05	23.60	83.15	20653.11	16753.04	9510.62	4874.59	17173.25	2366.67	1919.75	1089.83	558.59	1967.91
118 30	48.35	81.27	46.22	23.63	83.11	20682.20	16808.55	9558.29	4887.08	17188.14	2370.00	1926.11	1095.30	560.02	1969.61
118 40	48.28	81.43	46.38	23.66	83.06	20711.28	16864.31	9606.25	4899.59	17203.00	2373.33	1932.50	1100.79	561.45	1971.31
118 50	48.22	81.58	46.55	23.68	83.02	20740.37	16920.36	9654.47	4912.10	17217.81	2376.67	1938.93	1106.32	562.88	1973.01
119 0	48.15	81.74	46.72	23.71	82.97	20769.46	16976.67	9702.98	4924.62	17232.59	2380.00	1945.38	1111.88	564.32	1974.71
119 10	48.08	81.90	46.89	23.74	82.93	20798.55	17033.31	9751.80	4937.17	17247.35	2383.33	1951.87	1117.47	565.76	1976.40
119 20	48.01	82.06	47.06	23.77	82.88	20827.64	17090.20	9800.87	4949.72	17262.05	2386.67	1958.39	1123.09	567.19	1978.08
119 30	47.95	82.21	47.23	23.79	82.84	20856.73	17147.36	9850.23	4962.28	17276.73	2390.00	1964.94	1128.75	568.63	1979.76
119 40	47.88	82.38	47.40	23.82	82.79	20885.82	17204.81	9899.88	4974.84	17291.36	2393.33	1971.52	1134.44	570.07	1981.44
119 50	47.81	82.54	47.57	23.85	82.74	20914.91	17262.54	9949.82	4987.42	17305.96	2396.67	1978.14	1140.16	571.52	1983.11
120 0	47.75	82.70	47.75	23.87	82.70	20944.00	17320.57	10000.05	5000.01	17320.52	2400.00	1984.79	1145.92	572.96	1984.78

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
0° 10	6875.48	0' 15"	0° 1' 15"	0° 2' 30"	0° 5' 0"	5.00	10.00	20.00
0 20	3437.74	0 30	0 2 30	0 5 0	0 10 0	5.00	10.00	20.00
0 30	2291.83	0 45	0 3 45	0 7 30	0 15 0	5.00	10.00	20.00
0 40	1718.87	1 0	0 5 0	0 10 0	0 20 0	5.00	10.00	20.00
0 50	1375.10	1 15	0 6 15	0 12 30	0 25 0	5.00	10.00	20.00
1 0	1145.91	1 30	0 7 30	0 15 0	0 30 0	5.00	10.00	20.00
1 10	982.21	1 45	0 8 45	0 17 30	0 35 0	5.00	10.00	20.00
1 20	859.43	2 0	0 10 0	0 20 0	0 40 0	5.00	10.00	20.00
1 30	763.94	2 15	0 11 15	0 22 30	0 45 0	5.00	10.00	20.00
1 40	687.55	2 30	0 12 30	0 25 0	0 50 0	5.00	10.00	20.00
1 50	625.04	2 45	0 13 45	0 27 30	0 55 0	5.00	10.00	20.00
2 0	572.96	3 0	0 15 0	0 30 0	1 0 0	5.00	10.00	20.00
2 10	528.88	3 15	0 16 15	0 32 30	1 5 0	5.00	10.00	20.00
2 20	491.11	3 30	0 17 30	0 35 0	1 10 0	5.00	10.00	20.00
2 30	458.37	3 45	0 18 45	0 37 30	1 15 0	5.00	10.00	20.00
2 40	429.72	4 0	0 20 0	0 40 0	1 20 0	5.00	10.00	20.00
2 50	404.44	4 15	0 21 15	0 42 30	1 25 0	5.00	10.00	20.00
3 0	381.97	4 30	0 22 30	0 45 0	1 30 0	5.00	10.00	20.00
3 10	361.87	4 45	0 23 45	0 47 30	1 35 0	5.00	10.00	20.00
3 20	343.77	5 0	0 25 0	0 50 0	1 40 0	5.00	10.00	20.00
3 30	327.40	5 15	0 26 15	0 52 30	1 45 0	5.00	10.00	20.00
3 40	312.52	5 30	0 27 30	0 55 0	1 50 0	5.00	10.00	20.00
3 50	298.93	5 45	0 28 45	0 57 30	1 55 0	5.00	10.00	20.00
4 0	286.48	6 0	0 30 0	1 0 0	2 0 0	5.00	10.00	20.00
4 10	275.02	6 15	0 31 15	1 2 30	2 5 0	5.00	10.00	20.00
4 20	264.44	6 30	0 32 30	1 5 0	2 10 0	5.00	10.00	20.00
4 30	254.65	6 45	0 33 45	1 7 30	2 15 0	5.00	10.00	20.00
4 40	245.55	7 0	0 35 0	1 10 0	2 20 0	5.00	10.00	20.00
4 50	237.09	7 15	0 36 15	1 12 30	2 25 0	5.00	10.00	20.00
5 0	229.18	7 30	0 37 30	1 15 0	2 30 0	5.00	10.00	20.00
5 10	221.79	7 45	0 38 45	1 17 30	2 35 0	5.00	10.00	20.00
5 20	214.86	8 0	0 40 0	1 20 0	2 40 0	5.00	10.00	19.99
5 30	208.35	8 15	0 41 15	1 22 30	2 45 0	5.00	10.00	19.99
5 40	202.22	8 30	0 42 30	1 25 0	2 50 0	5.00	10.00	19.99
5 50	196.44	8 45	0 43 45	1 27 30	2 55 0	5.00	10.00	19.99
6 0	190.99	9 0	0 45 0	1 30 0	3 0 0	5.00	10.00	19.99
6 10	185.82	9 15	0 46 15	1 32 30	3 5 0	5.00	10.00	19.99
6 20	180.93	9 30	0 47 30	1 35 0	3 10 0	5.00	10.00	19.99
6 30	176.29	9 45	0 48 45	1 37 30	3 15 0	5.00	10.00	19.99
6 40	171.89	10 0	0 50 0	1 40 0	3 20 0	5.00	10.00	19.99
6 50	167.69	10 15	0 51 15	1 42 30	3 25 0	5.00	10.00	19.99
7 0	163.70	10 30	0 52 30	1 45 0	3 30 0	5.00	10.00	19.99
7 10	159.89	10 45	0 53 45	1 47 30	3 35 0	5.00	10.00	19.99
7 20	156.26	11 0	0 55 0	1 50 0	3 40 0	5.00	10.00	19.99
7 30	152.79	11 15	0 56 15	1 52 30	3 45 0	5.00	10.00	19.99
7 40	149.47	11 30	0 57 30	1 55 0	3 50 0	5.00	10.00	19.99
7 50	146.29	11 45	0 58 45	1 57 30	3 55 0	5.00	10.00	19.99
8 0	143.24	12 0	1 0 0	2 0 0	4 0 0	5.00	10.00	19.99
8 10	140.32	12 15	1 1 15	2 2 30	4 5 0	5.00	10.00	19.98
8 20	137.51	12 30	1 2 30	2 5 0	4 10 0	5.00	10.00	19.98
8 30	134.81	12 45	1 3 45	2 7 30	4 15 0	5.00	10.00	19.98
8 40	132.22	13 0	1 5 0	2 10 0	4 20 0	5.00	10.00	19.98
8 50	129.73	13 15	1 6 15	2 12 30	4 25 0	5.00	10.00	19.98
9 0	127.32	13 30	1 7 30	2 15 0	4 30 0	5.00	10.00	19.98
9 10	125.01	13 45	1 8 45	2 17 30	4 35 0	5.00	10.00	19.98
9 20	122.78	14 0	1 10 0	2 20 0	4 40 0	5.00	10.00	19.98
9 30	120.62	14 15	1 11 15	2 22 30	4 45 0	5.00	10.00	19.98
9 40	118.54	14 30	1 12 30	2 25 0	4 50 0	5.00	10.00	19.98
9 50	116.53	14' 45"	1° 13' 45"	2° 27' 30"	4° 55' 0"	5.00	10.00	19.98
10° 0'	114.59	15' 0"						

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
10° 10'	112.71	15' 15"	1° 16' 15"	2° 32' 30"	5° 5' 0"	5.00	10.00	19.98
10 20	110.89	15 30	1 17 30	2 35 0	5 10 0	5.00	10.00	19.97
10 30	109.13	15 45	1 18 45	2 37 30	5 15 0	5.00	10.00	19.97
10 40	107.43	16 0	1 20 0	2 40 0	5 20 0	5.00	10.00	19.97
10 50	105.78	16 15	1 21 15	2 42 30	5 25 0	5.00	10.00	19.97
11 0	104.17	16 30	1 22 30	2 45 0	5 30 0	5.00	10.00	19.97
11 10	102.62	16 45	1 23 45	2 47 30	5 35 0	5.00	10.00	19.97
11 20	101.11	17 0	1 25 0	2 50 0	5 40 0	5.00	10.00	19.97
11 30	99.64	17 15	1 26 15	2 52 30	5 45 0	5.00	10.00	19.97
11 40	98.22	17 30	1 27 30	2 55 0	5 50 0	5.00	10.00	19.97
11 50	96.84	17 45	1 28 45	2 57 30	5 55 0	5.00	10.00	19.97
12 0	95.49	18 0	1 30 0	3 0 0	6 0 0	5.00	10.00	19.97
12 10	94.18	18 15	1 31 15	3 2 30	6 5 0	5.00	10.00	19.96
12 20	92.91	18 30	1 32 30	3 5 0	6 10 0	5.00	10.00	19.96
12 30	91.67	18 45	1 33 45	3 7 30	6 15 0	5.00	10.00	19.96
12 40	90.47	19 0	1 35 0	3 10 0	6 20 0	5.00	10.00	19.96
12 50	89.29	19 15	1 36 15	3 12 30	6 25 0	5.00	10.00	19.96
13 0	88.15	19 30	1 37 30	3 15 0	6 30 0	5.00	10.00	19.96
13 10	87.03	19 45	1 38 45	3 17 30	6 35 0	5.00	10.00	19.96
13 20	85.94	20 0	1 40 0	3 20 0	6 40 0	5.00	10.00	19.96
13 30	84.88	20 15	1 41 15	3 22 30	6 45 0	5.00	10.00	19.96
13 40	83.85	20 30	1 42 30	3 25 0	6 50 0	5.00	10.00	19.95
13 50	82.84	20 45	1 43 45	3 27 30	6 55 0	5.00	9.99	19.95
14 0	81.85	21 0	1 45 0	3 30 0	7 0 0	5.00	9.99	19.95
14 10	80.89	21 15	1 46 15	3 32 30	7 5 0	5.00	9.99	19.95
14 20	79.95	21 30	1 47 30	3 35 0	7 10 0	5.00	9.99	19.95
14 30	79.03	21 45	1 48 45	3 37 30	7 15 0	5.00	9.99	19.95
14 40	78.13	22 0	1 50 0	3 40 0	7 20 0	5.00	9.99	19.95
14 50	77.25	22 15	1 51 15	3 42 30	7 25 0	5.00	9.99	19.95
15 0	76.39	22 30	1 52 30	3 45 0	7 30 0	5.00	9.99	19.94
15 10	75.55	22 45	1 53 45	3 47 30	7 35 0	5.00	9.99	19.94
15 20	74.73	23 0	1 55 0	3 50 0	7 40 0	5.00	9.99	19.94
15 30	73.93	23 15	1 56 15	3 52 30	7 45 0	5.00	9.99	19.94
15 40	73.14	23 30	1 57 30	3 55 0	7 50 0	5.00	9.99	19.94
15 50	72.37	23 45	1 58 45	3 57 30	7 55 0	5.00	9.99	19.94
16 0	71.62	24 0	2 0 0	4 0 0	8 0 0	5.00	9.99	19.94
16 10	70.88	24 15	2 1 15	4 2 30	8 5 0	5.00	9.99	19.94
16 20	70.16	24 30	2 2 30	4 5 0	8 10 0	5.00	9.99	19.93
16 30	69.45	24 45	2 3 45	4 7 30	8 15 0	5.00	9.99	19.93
16 40	68.75	25 0	2 5 0	4 10 0	8 20 0	5.00	9.99	19.93
16 50	68.07	25 15	2 6 15	4 12 30	8 25 0	5.00	9.99	19.93
17 0	67.41	25 30	2 7 30	4 15 0	8 30 0	5.00	9.99	19.93
17 10	66.75	25 45	2 8 45	4 17 30	8 35 0	5.00	9.99	19.93
17 20	66.11	26 0	2 10 0	4 20 0	8 40 0	5.00	9.99	19.93
17 30	65.48	26 15	2 11 15	4 22 30	8 45 0	5.00	9.99	19.92
17 40	64.86	26 30	2 12 30	4 25 0	8 50 0	5.00	9.99	19.92
17 50	64.26	26 45	2 13 45	4 27 30	8 55 0	5.00	9.99	19.92
18 0	63.66	27 0	2 15 0	4 30 0	9 0 0	5.00	9.99	19.92
18 10	63.08	27 15	2 16 15	4 32 30	9 5 0	5.00	9.99	19.92
18 20	62.50	27 30	2 17 30	4 35 0	9 10 0	5.00	9.99	19.92
18 30	61.94	27 45	2 18 45	4 37 30	9 15 0	5.00	9.99	19.92
18 40	61.39	28 0	2 20 0	4 40 0	9 20 0	5.00	9.99	19.91
18 50	60.84	28 15	2 21 15	4 42 30	9 25 0	5.00	9.99	19.91
19 0	60.31	28 30	2 22 30	4 45 0	9 30 0	5.00	9.99	19.91
19 10	59.79	28 45	2 23 45	4 47 30	9 35 0	5.00	9.99	19.91
19 20	59.27	29 0	2 25 0	4 50 0	9 40 0	5.00	9.99	19.91
19 30	58.76	29 15	2 26 15	4 52 30	9 45 0	5.00	9.99	19.91
19 40	58.27	29 30	2 27 30	4 55 0	9 50 0	5.00	9.99	19.90
19 50	57.78	29 45	2 28 45	4 57 30	9 55 0	5.00	9.99	19.90
20° 0	57.30	30' 0"	2° 30' 0"	5° 0' 0"	10° 0' 0"	5.00	9.99	19.90

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5m	10 m	20m
20° 10'	56.82	30' 15"	2° 31' 15"	5° 2' 30"	10° 5' 0"	5.00	9.99	19.90
20 20	56.36	30 30	2 32 30	5 5 0	10 10 0	5.00	9.99	19.90
20 30	55.90	30 45	2 33 45	5 7 30	10 15 0	5.00	9.99	19.90
20 40	55.45	31 0	2 35 0	5 10 0	10 20 0	5.00	9.99	19.89
20 50	55.00	31 15	2 36 15	5 12 30	10 25 0	5.00	9.99	19.89
21 0	54.57	31 30	2 37 30	5 15 0	10 30 0	5.00	9.99	19.89
21 10	54.14	31 45	2 38 45	5 17 30	10 35 0	5.00	9.99	19.89
21 20	53.71	32 0	2 40 0	5 20 0	10 40 0	5.00	9.99	19.89
21 30	53.30	32 15	2 41 15	5 22 30	10 45 0	5.00	9.99	19.88
21 40	52.89	32 30	2 42 30	5 25 0	10 50 0	5.00	9.99	19.88
21 50	52.48	32 45	2 43 45	5 27 30	10 55 0	5.00	9.99	19.88
22 0	52.09	33 0	2 45 0	5 30 0	11 0 0	5.00	9.99	19.88
22 10	51.70	33 15	2 46 15	5 32 30	11 5 0	5.00	9.99	19.88
22 20	51.31	33 30	2 47 30	5 35 0	11 10 0	5.00	9.99	19.88
22 30	50.93	33 45	2 48 45	5 37 30	11 15 0	5.00	9.98	19.87
22 40	50.55	34 0	2 50 0	5 40 0	11 20 0	5.00	9.98	19.87
22 50	50.19	34 15	2 51 15	5 42 30	11 25 0	5.00	9.98	19.87
23 0	49.82	34 30	2 52 30	5 45 0	11 30 0	5.00	9.98	19.87
23 10	49.46	34 45	2 53 45	5 47 30	11 35 0	5.00	9.98	19.87
23 20	49.11	35 0	2 55 0	5 50 0	11 40 0	5.00	9.98	19.86
23 30	48.76	35 15	2 56 15	5 52 30	11 45 0	5.00	9.98	19.86
23 40	48.42	35 30	2 57 30	5 55 0	11 50 0	5.00	9.98	19.86
23 50	48.08	35 45	2 58 45	5 57 30	11 55 0	5.00	9.98	19.86
24 0	47.75	36 0	3 0 0	6 0 0	12 0 0	5.00	9.98	19.86
24 10	47.42	36 15	3 1 15	6 2 30	12 5 0	5.00	9.98	19.85
24 20	47.09	36 30	3 2 30	6 5 0	12 10 0	5.00	9.98	19.85
24 30	46.77	36 45	3 3 45	6 7 30	12 15 0	5.00	9.98	19.85
24 40	46.46	37 0	3 5 0	6 10 0	12 20 0	5.00	9.98	19.85
24 50	46.14	37 15	3 6 15	6 12 30	12 25 0	5.00	9.98	19.85
25 0	45.84	37 30	3 7 30	6 15 0	12 30 0	5.00	9.98	19.84
25 10	45.53	37 45	3 8 45	6 17 30	12 35 0	5.00	9.98	19.84
25 20	45.23	38 0	3 10 0	6 20 0	12 40 0	5.00	9.98	19.84
25 30	44.94	38 15	3 11 15	6 22 30	12 45 0	5.00	9.98	19.84
25 40	44.65	38 30	3 12 30	6 25 0	12 50 0	5.00	9.98	19.84
25 50	44.36	38 45	3 13 45	6 27 30	12 55 0	5.00	9.98	19.83
26 0	44.07	39 0	3 15 0	6 30 0	13 0 0	5.00	9.98	19.83
26 10	43.79	39 15	3 16 15	6 32 30	13 5 0	5.00	9.98	19.83
26 20	43.52	39 30	3 17 30	6 35 0	13 10 0	5.00	9.98	19.83
26 30	43.24	39 45	3 18 45	6 37 30	13 15 0	5.00	9.98	19.82
26 40	42.97	40 0	3 20 0	6 40 0	13 20 0	5.00	9.98	19.82
26 50	42.70	40 15	3 21 15	6 42 30	13 25 0	5.00	9.98	19.82
27 0	42.44	40 30	3 22 30	6 45 0	13 30 0	5.00	9.98	19.82
27 10	42.18	40 45	3 23 45	6 47 30	13 35 0	5.00	9.98	19.82
27 20	41.92	41 0	3 25 0	6 50 0	13 40 0	5.00	9.98	19.81
27 30	41.67	41 15	3 26 15	6 52 30	13 45 0	5.00	9.98	19.81
27 40	41.42	41 30	3 27 30	6 55 0	13 50 0	5.00	9.98	19.81
27 50	41.17	41 45	3 28 45	6 57 30	13 55 0	5.00	9.98	19.81
28 0	40.93	42 0	3 30 0	7 0 0	14 0 0	5.00	9.98	19.80
28 10	40.68	42 15	3 31 15	7 2 30	14 5 0	5.00	9.98	19.80
28 20	40.44	42 30	3 32 30	7 5 0	14 10 0	5.00	9.98	19.80
28 30	40.21	42 45	3 33 45	7 7 30	14 15 0	5.00	9.98	19.80
28 40	39.97	43 0	3 35 0	7 10 0	14 20 0	5.00	9.97	19.79
28 50	39.74	43 15	3 36 15	7 12 30	14 25 0	5.00	9.97	19.79
29 0	39.51	43 30	3 37 30	7 15 0	14 30 0	5.00	9.97	19.79
29 10	39.29	43 45	3 38 45	7 17 30	14 35 0	5.00	9.97	19.79
29 20	39.07	44 0	3 40 0	7 20 0	14 40 0	5.00	9.97	19.78
29 30	38.84	44 15	3 41 15	7 22 30	14 45 0	5.00	9.97	19.78
29 40	38.63	44 30	3 42 30	7 25 0	14 50 0	5.00	9.97	19.78
29 50	38.41	44 45	3 43 45	7 27 30	14 55 0	5.00	9.97	19.78
30° 0'	38.20	45' 0"	3° 45' 0"	7° 30' 0"	15° 0' 0"	5.00	9.97	19.77

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
30° 10'	37°29	45' 15"	3° 46' 15"	7° 32' 30"	15° 5' 00"	5.00	9.97	19.77
30 20	37.78	45 30	3 47 30	7 35 0	15 10 0	5.00	9.97	19.77
30 30	37.57	45 45	3 48 45	7 37 30	15 15 0	5.00	9.97	19.77
30 40	37.37	46 0	3 50 0	7 40 0	15 20 0	5.00	9.97	19.76
30 50	37.16	46 15	3 51 15	7 42 30	15 25 0	5.00	9.97	19.76
31 0	36.96	46 30	3 52 30	7 45 0	15 30 0	5.00	9.97	19.76
31 10	36.77	46 45	3 53 45	7 47 30	15 35 0	5.00	9.97	19.75
31 20	36.57	47 0	3 55 0	7 50 0	15 40 0	5.00	9.97	19.75
31 30	36.38	47 15	3 56 15	7 52 30	15 45 0	5.00	9.97	19.75
31 40	36.19	47 30	3 57 30	7 55 0	15 50 0	5.00	9.97	19.75
31 50	36.00	47 45	3 58 45	7 57 30	15 55 0	5.00	9.97	19.75
32 0	35.81	48 0	4 0 0	8 0 0	16 0 0	5.00	9.97	19.74
32 10	35.62	48 15	4 1 15	8 2 30	16 5 0	5.00	9.97	19.74
32 20	35.44	48 30	4 2 30	8 5 0	16 10 0	5.00	9.97	19.74
32 30	35.26	48 45	4 3 45	8 7 30	16 15 0	5.00	9.97	19.73
32 40	35.08	49 0	4 5 0	8 10 0	16 20 0	5.00	9.97	19.73
32 50	34.90	49 15	4 6 15	8 12 30	16 25 0	5.00	9.97	19.73
33 0	34.72	49 30	4 7 30	8 15 0	16 30 0	5.00	9.97	19.73
33 10	34.55	49 45	4 9 45	8 17 30	16 35 0	5.00	9.97	19.72
33 20	34.38	50 0	4 10 0	8 20 0	16 40 0	5.00	9.97	19.72
33 30	34.21	50 15	4 11 15	8 22 30	16 45 0	5.00	9.97	19.72
33 40	34.04	50 30	4 12 30	8 25 0	16 50 0	5.00	9.97	19.72
33 50	33.87	50 45	4 13 45	8 27 30	16 55 0	5.00	9.96	19.71
34 0	33.70	51 0	4 15 0	8 30 0	17 0 0	5.00	9.96	19.71
34 10	33.54	51 15	4 16 15	8 32 30	17 5 0	5.00	9.96	19.71
34 20	33.38	51 30	4 17 30	8 35 0	17 10 0	5.00	9.96	19.70
34 30	33.21	51 45	4 18 45	8 37 30	17 15 0	5.00	9.96	19.70
34 40	33.06	52 0	4 20 0	8 40 0	17 20 0	5.00	9.96	19.70
34 50	32.90	52 15	4 21 15	8 42 30	17 25 0	5.00	9.96	19.69
35 0	32.74	52 30	4 22 30	8 45 0	17 30 0	5.00	9.96	19.69
35 10	32.59	52 45	4 23 45	8 47 30	17 35 0	5.00	9.96	19.69
35 20	32.43	53 0	4 25 0	8 50 0	17 40 0	5.00	9.96	19.68
35 30	32.28	53 15	4 26 15	8 52 30	17 45 0	5.00	9.96	19.68
35 40	32.13	53 30	4 27 30	8 55 0	17 50 0	5.00	9.96	19.68
35 50	31.98	53 45	4 28 45	8 57 30	17 55 0	5.00	9.96	19.67
36 0	31.83	54 0	4 30 0	9 0 0	18 0 0	5.00	9.96	19.67
36 10	31.68	54 15	4 31 15	9 2 30	18 5 0	5.00	9.96	19.67
36 20	31.54	54 30	4 32 30	9 5 0	18 10 0	5.00	9.96	19.67
36 30	31.39	54 45	4 33 45	9 7 30	18 15 0	5.00	9.96	19.66
36 40	31.25	55 0	4 35 0	9 10 0	18 20 0	5.00	9.96	19.66
36 50	31.11	55 15	4 36 15	9 12 30	18 25 0	5.00	9.96	19.66
37 0	30.97	55 30	4 37 30	9 15 0	18 30 0	4.99	9.96	19.65
37 10	30.83	55 45	4 38 45	9 17 30	18 35 0	4.99	9.96	19.65
37 20	30.69	56 0	4 40 0	9 20 0	18 40 0	4.99	9.96	19.65
37 30	30.56	56 15	4 41 15	9 22 30	18 45 0	4.99	9.96	19.64
37 40	30.42	56 30	4 42 30	9 25 0	18 50 0	4.99	9.96	19.64
37 50	30.29	56 45	4 43 45	9 27 30	18 55 0	4.99	9.96	19.64
38 0	30.16	57 0	4 45 0	9 30 0	19 0 0	4.99	9.96	19.63
38 10	30.02	57 15	4 46 15	9 32 30	19 5 0	4.99	9.95	19.63
38 20	29.89	57 30	4 47 30	9 35 0	19 10 0	4.99	9.95	19.63
38 30	29.76	57 45	4 48 45	9 37 30	19 15 0	4.99	9.95	19.62
38 40	29.64	58 0	5 0 0	9 40 0	19 20 0	4.99	9.95	19.62
38 50	29.51	58 15	5 1 15	9 42 30	19 25 0	4.99	9.95	19.62
39 0	29.38	58 30	5 2 30	9 45 0	19 30 0	4.99	9.95	19.61
39 10	29.26	58 45	5 3 45	9 47 30	19 35 0	4.99	9.95	19.61
39 20	29.13	59 0	5 5 0	9 50 0	19 40 0	4.99	9.95	19.61
39 30	29.01	59 15	5 6 15	9 52 30	19 45 0	4.99	9.95	19.60
39 40	28.89	59 30	5 7 30	9 55 0	19 50 0	4.99	9.95	19.60
39 50	28.77	59 45	5 8 45	9 57 30	19 55 0	4.99	9.95	19.60
40 0	28.65	60 0	5° 10 0"	10° 0 0"	20° 0 0"	4.99	9.95	19.60

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
40° 10	28.53	60' 15"	5° 1' 15"	10° 2' 30"	20° 5' 0"	4.99	9.95	19.59
40 20	28.41	60 30	5 2 30	10 5 0	20 10 0	4.99	9.95	19.59
40 30	28.29	60 45	5 3 45	10 7 30	20 15 0	4.99	9.95	19.59
40 40	28.18	61 0	5 5 0	10 10 0	20 20 0	4.99	9.95	19.58
40 50	28.06	61 15	5 6 15	10 12 30	20 25 0	4.99	9.95	19.58
41 0	27.95	61 30	5 7 30	10 15 0	20 30 0	4.99	9.95	19.58
41 10	27.84	61 45	5 8 45	10 17 30	20 35 0	4.99	9.95	19.57
41 20	27.72	62 0	5 10 0	10 20 0	20 40 0	4.99	9.95	19.57
41 30	27.61	62 15	5 11 15	10 22 30	20 45 0	4.99	9.95	19.57
41 40	27.50	62 30	5 12 30	10 25 0	20 50 0	4.99	9.95	19.56
41 50	27.39	62 45	5 13 45	10 27 30	20 55 0	4.99	9.95	19.56
42 0	27.28	63 0	5 15 0	10 30 0	21 0 0	4.99	9.95	19.56
42 10	27.18	63 15	5 16 15	10 32 30	21 5 0	4.99	9.94	19.55
42 20	27.07	63 30	5 17 30	10 35 0	21 10 0	4.99	9.94	19.55
42 30	26.96	63 45	5 18 45	10 37 30	21 15 0	4.99	9.94	19.55
42 40	26.86	64 0	5 20 0	10 40 0	21 20 0	4.99	9.94	19.54
42 50	26.75	64 15	5 21 15	10 42 30	21 25 0	4.99	9.94	19.54
43 0	26.65	64 30	5 22 30	10 45 0	21 30 0	4.99	9.94	19.54
43 10	26.55	64 45	5 23 45	10 47 30	21 35 0	4.99	9.94	19.53
43 20	26.44	65 0	5 25 0	10 50 0	21 40 0	4.99	9.94	19.53
43 30	26.34	65 15	5 26 15	10 52 30	21 45 0	4.99	9.94	19.52
43 40	26.24	65 30	5 27 30	10 55 0	21 50 0	4.99	9.94	19.52
43 50	26.14	65 45	5 28 45	10 57 30	21 55 0	4.99	9.94	19.52
44 0	26.04	66 0	5 30 0	11 0 0	22 0 0	4.99	9.94	19.51
44 10	25.95	66 15	5 31 15	11 2 30	22 5 0	4.99	9.94	19.51
44 20	25.85	66 30	5 32 30	11 5 0	22 10 0	4.99	9.94	19.51
44 30	25.75	66 45	5 33 45	11 7 30	22 15 0	4.99	9.94	19.50
44 40	25.65	67 0	5 35 0	11 10 0	22 20 0	4.99	9.94	19.50
44 50	25.56	67 15	5 36 15	11 12 30	22 25 0	4.99	9.94	19.50
45 0	25.46	67 30	5 37 30	11 15 0	22 30 0	4.99	9.94	19.49
45 10	25.37	67 45	5 38 45	11 17 30	22 35 0	4.99	9.94	19.49
45 20	25.28	68 0	5 40 0	11 20 0	22 40 0	4.99	9.94	19.48
45 30	25.18	68 15	5 41 15	11 22 30	22 45 0	4.99	9.94	19.48
45 40	25.09	68 30	5 42 30	11 25 0	22 50 0	4.99	9.93	19.48
45 50	25.00	68 45	5 43 45	11 27 30	22 55 0	4.99	9.93	19.47
46 0	24.91	69 0	5 45 0	11 30 0	23 0 0	4.99	9.93	19.47
46 10	24.82	69 15	5 46 15	11 32 30	23 5 0	4.99	9.93	19.47
46 20	24.73	69 30	5 47 30	11 35 0	23 10 0	4.99	9.93	19.46
46 30	24.64	69 45	5 48 45	11 37 30	23 15 0	4.99	9.93	19.46
46 40	24.56	70 0	5 50 0	11 40 0	23 20 0	4.99	9.93	19.45
46 50	24.47	70 15	5 51 15	11 42 30	23 25 0	4.99	9.93	19.45
47 0	24.38	70 30	5 52 30	11 45 0	23 30 0	4.99	9.93	19.45
47 10	24.29	70 45	5 53 45	11 47 30	23 35 0	4.99	9.93	19.44
47 20	24.21	71 0	5 55 0	11 50 0	23 40 0	4.99	9.93	19.44
47 30	24.12	71 15	5 56 15	11 52 30	23 45 0	4.99	9.93	19.43
47 40	24.04	71 30	5 57 30	11 55 0	23 50 0	4.99	9.93	19.43
47 50	23.96	71 45	5 58 45	11 57 30	23 55 0	4.99	9.93	19.43
48 0	23.87	72 0	6 0 0	12 0 0	24 0 0	4.99	9.93	19.42
48 10	23.79	72 15	6 1 15	12 2 30	24 5 0	4.99	9.93	19.42
48 20	23.71	72 30	6 2 30	12 5 0	24 10 0	4.99	9.93	19.41
48 30	23.63	72 45	6 3 45	12 7 30	24 15 0	4.99	9.93	19.41
48 40	23.55	73 0	6 5 0	12 10 0	24 20 0	4.99	9.93	19.41
48 50	23.47	73 15	6 6 15	12 12 30	24 25 0	4.99	9.93	19.40
49 0	23.39	73 30	6 7 30	12 15 0	24 30 0	4.99	9.92	19.40
49 10	23.31	73 45	6 8 45	12 17 30	24 35 0	4.99	9.92	19.39
49 20	23.23	74 0	6 10 0	12 20 0	24 40 0	4.99	9.92	19.39
49 30	23.15	74 15	6 11 15	12 22 30	24 45 0	4.99	9.92	19.39
49 40	23.07	74 30	6 12 30	12 25 0	24 50 0	4.99	9.92	19.38
49 50	22.99	74 45	6 13 45	12 27 30	24 55 0	4.99	9.92	19.38
50° 0	22.92	75' 0"	6° 15' 0"	12° 30' 0"	25° 0' 0"	4.99	9.92	19.37

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION PARA METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
50° 10'	22.84	75' 15"	6° 16' 15"	12° 32' 30"	25° 5' 0"	4.99	9.92	19.37
50 20	22.77	75 30	6 17 30	12 35 0	25 10 0	4.99	9.92	19.36
50 30	22.69	75 45	6 18 45	12 37 30	25 15 0	4.99	9.92	19.36
50 40	22.62	76 0	6 20 0	12 40 0	25 20 0	4.99	9.92	19.36
50 50	22.54	76 15	6 21 15	12 42 30	25 25 0	4.99	9.92	19.35
51 0	22.47	76 30	6 22 30	12 45 0	25 30 0	4.99	9.92	19.35
51 10	22.40	76 45	6 23 45	12 47 30	25 35 0	4.99	9.92	19.34
51 20	22.32	77 0	6 25 0	12 50 0	25 40 0	4.99	9.92	19.34
51 30	22.25	77 15	6 26 15	12 52 30	25 45 0	4.99	9.92	19.34
51 40	22.18	77 30	6 27 30	12 55 0	25 50 0	4.99	9.92	19.33
51 50	22.11	77 45	6 28 45	12 57 30	25 55 0	4.99	9.92	19.33
52 0	22.04	78 0	6 30 0	13 0 0	26 0 0	4.99	9.92	19.32
52 10	21.97	78 15	6 31 15	13 2 30	26 5 0	4.99	9.91	19.32
52 20	21.90	78 30	6 32 30	13 5 0	26 10 0	4.99	9.91	19.31
52 30	21.83	78 45	6 33 45	13 7 30	26 15 0	4.99	9.91	19.31
52 40	21.76	79 0	6 35 0	13 10 0	26 20 0	4.99	9.91	19.31
52 50	21.69	79 15	6 36 15	13 12 30	26 25 0	4.99	9.91	19.30
53 0	21.62	79 30	6 37 30	13 15 0	26 30 0	4.99	9.91	19.30
53 10	21.55	79 45	6 38 45	13 17 30	26 35 0	4.99	9.91	19.29
53 20	21.49	80 0	6 40 0	13 20 0	26 40 0	4.99	9.91	19.29
53 30	21.42	80 15	6 41 15	13 22 30	26 45 0	4.99	9.91	19.28
53 40	21.35	80 30	6 42 30	13 25 0	26 50 0	4.99	9.91	19.28
53 50	21.29	80 45	6 43 45	13 27 30	26 55 0	4.99	9.91	19.27
54 0	21.22	81 0	6 45 0	13 30 0	27 0 0	4.99	9.91	19.27
54 10	21.16	81 15	6 46 15	13 32 30	27 5 0	4.99	9.91	19.27
54 20	21.09	81 30	6 47 30	13 35 0	27 10 0	4.99	9.91	19.26
54 30	21.03	81 45	6 48 45	13 37 30	27 15 0	4.99	9.91	19.26
54 40	20.96	82 0	6 50 0	13 40 0	27 20 0	4.99	9.91	19.25
54 50	20.90	82 15	6 51 15	13 42 30	27 25 0	4.99	9.91	19.25
55 0	20.83	82 30	6 52 30	13 45 0	27 30 0	4.99	9.91	19.24
55 10	20.77	82 45	6 53 45	13 47 30	27 35 0	4.99	9.90	19.24
55 20	20.71	83 0	6 55 0	13 50 0	27 40 0	4.99	9.90	19.23
55 30	20.65	83 15	6 56 15	13 52 30	27 45 0	4.99	9.90	19.23
55 40	20.59	83 30	6 57 30	13 55 0	27 50 0	4.99	9.90	19.22
55 50	20.52	83 45	6 58 45	13 57 30	27 55 0	4.99	9.90	19.22
56 0	20.46	84 0	7 0 0	14 0 0	28 0 0	4.99	9.90	19.22
56 10	20.40	84 15	7 1 15	14 2 30	28 5 0	4.99	9.90	19.21
56 20	20.34	84 30	7 2 30	14 5 0	28 10 0	4.99	9.90	19.21
56 30	20.28	84 45	7 3 45	14 7 30	28 15 0	4.99	9.90	19.20
56 40	20.22	85 0	7 5 0	14 10 0	28 20 0	4.99	9.90	19.20
56 50	20.16	85 15	7 6 15	14 12 30	28 25 0	4.99	9.90	19.19
57 0	20.10	85 30	7 7 30	14 15 0	28 30 0	4.99	9.90	19.19
57 10	20.05	85 45	7 8 45	14 17 30	28 35 0	4.99	9.90	19.18
57 20	19.99	86 0	7 10 0	14 20 0	28 40 0	4.99	9.90	19.18
57 30	19.93	86 15	7 11 15	14 22 30	28 45 0	4.99	9.90	19.17
57 40	19.87	86 30	7 12 30	14 25 0	28 50 0	4.99	9.90	19.17
57 50	19.81	86 45	7 13 45	14 27 30	28 55 0	4.99	9.90	19.16
58 0	19.76	87 0	7 15 0	14 30 0	29 0 0	4.99	9.89	19.16
58 10	19.70	87 15	7 16 15	14 32 30	29 5 0	4.99	9.89	19.15
58 20	19.64	87 30	7 17 30	14 35 0	29 10 0	4.99	9.89	19.15
58 30	19.59	87 45	7 18 45	14 37 30	29 15 0	4.99	9.89	19.14
58 40	19.53	88 0	7 20 0	14 40 0	29 20 0	4.99	9.89	19.14
58 50	19.48	88 15	7 21 15	14 42 30	29 25 0	4.99	9.89	19.13
59 0	19.42	88 30	7 22 30	14 45 0	29 30 0	4.99	9.89	19.13
59 10	19.37	88 45	7 23 45	14 47 30	29 35 0	4.99	9.89	19.12
59 20	19.31	89 0	7 25 0	14 50 0	29 40 0	4.99	9.89	19.12
59 30	19.26	89 15	7 26 15	14 52 30	29 45 0	4.99	9.89	19.12
59 40	19.21	89 30	7 27 30	14 55 0	29 50 0	4.99	9.89	19.11
59 50	19.15	89 45"	7 28 45"	14 57 30"	29 55 0"	4.99	9.89	19.11
60° 0	19.10	90 0"	7° 30 0"	15° 0 0"	30° 0 0"	4.99	9.89	19.10

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
0° 10	0.02	50.000	0.097	100.000	66.667	33.333	0° 3' 20.0"
0 20	0.05	50.000	0.194	100.000	66.667	33.333	0 6 40.0
0 30	0.07	50.000	0.291	99.999	66.667	33.334	0 10 0.0
0 40	0.10	50.000	0.388	99.999	66.667	33.334	0 13 20.0
0 50	0.12	50.000	0.485	99.998	66.667	33.334	0 16 40.0
1 0	0.15	49.999	0.582	99.997	66.667	33.335	0 20 0.0
1 10	0.17	49.999	0.679	99.996	66.668	33.335	0 23 20.0
1 20	0.19	49.999	0.776	99.995	66.669	33.335	0 26 40.0
1 30	0.22	49.999	0.873	99.993	66.669	33.335	0 29 60.0
1 40	0.24	49.999	0.970	99.992	66.670	33.336	0 33 20.0
1 50	0.27	49.998	1.067	99.990	66.670	33.336	0 36 40.0
2 0	0.29	49.998	1.163	99.988	66.671	33.337	0 39 60.0
2 10	0.32	49.998	1.260	99.986	66.672	33.338	0 43 20.0
2 20	0.34	49.997	1.357	99.983	66.673	33.339	0 46 40.0
2 30	0.36	49.997	1.454	99.981	66.673	33.339	0 49 60.0
2 40	0.39	49.996	1.551	99.978	66.674	33.340	0 53 19.9
2 50	0.41	49.996	1.648	99.976	66.675	33.341	0 56 39.9
3 0	0.44	49.995	1.745	99.973	66.676	33.342	0 59 59.9
3 10	0.46	49.995	1.842	99.969	66.677	33.343	1 3 19.9
3 20	0.48	49.994	1.939	99.966	66.679	33.344	1 6 39.9
3 30	0.51	49.994	2.036	99.963	66.680	33.345	1 9 59.9
3 40	0.53	49.993	2.133	99.959	66.681	33.346	1 13 19.8
3 50	0.56	49.993	2.229	99.955	66.682	33.347	1 16 39.8
4 0	0.58	49.992	2.326	99.951	66.684	33.349	1 19 59.8
4 10	0.61	49.991	2.423	99.947	66.685	33.350	1 23 19.8
4 20	0.63	49.990	2.520	99.943	66.687	33.351	1 26 39.8
4 30	0.65	49.990	2.617	99.938	66.688	33.353	1 29 59.7
4 40	0.68	49.989	2.714	99.934	66.690	33.354	1 33 19.7
4 50	0.70	49.988	2.810	99.929	66.692	33.356	1 36 39.7
5 0	0.73	49.987	2.907	99.924	66.693	33.357	1 39 59.6
5 10	0.75	49.986	3.004	99.919	66.695	33.359	1 43 19.6
5 20	0.78	49.986	3.101	99.913	66.697	33.361	1 46 39.5
5 30	0.80	49.985	3.198	99.908	66.699	33.363	1 49 59.5
5 40	0.82	49.984	3.294	99.902	66.701	33.364	1 53 19.4
5 50	0.85	49.983	3.391	99.896	66.703	33.366	1 56 39.4
6 0	0.87	49.982	3.488	99.890	66.705	33.368	1 59 59.3
6 10	0.90	49.981	3.585	99.884	66.707	33.370	2 3 19.3
6 20	0.92	49.980	3.681	99.878	66.709	33.372	2 6 39.2
6 30	0.94	49.979	3.778	99.871	66.712	33.374	2 9 59.2
6 40	0.97	49.977	3.875	99.865	66.714	33.376	2 13 19.1
6 50	0.99	49.976	3.971	99.858	66.716	33.378	2 16 39.0
7 0	1.02	49.975	4.068	99.851	66.719	33.381	2 19 58.9
7 10	1.04	49.974	4.165	99.844	66.721	33.383	2 23 18.9
7 20	1.07	49.973	4.261	99.836	66.724	33.385	2 26 38.8
7 30	1.09	49.971	4.358	99.829	66.727	33.388	2 29 58.7
7 40	1.11	49.970	4.455	99.821	66.729	33.390	2 33 18.6
7 50	1.14	49.969	4.551	99.813	66.732	33.393	2 36 38.5
8 0	1.16	49.968	4.648	99.805	66.735	33.395	2 39 58.4
8 10	1.19	49.966	4.744	99.797	66.738	33.398	2 43 18.3
8 20	1.21	49.965	4.841	99.789	66.741	33.401	2 46 38.2
8 30	1.24	49.963	4.937	99.780	66.744	33.403	2 49 58.1
8 40	1.26	49.962	5.034	99.771	66.747	33.406	2 53 18.0
8 50	1.28	49.960	5.130	99.763	66.750	33.409	2 56 37.9
9 0	1.31	49.959	5.227	99.754	66.753	33.412	2 59 57.7
9 10	1.33	49.957	5.323	99.744	66.756	33.415	3 3 17.6
9 20	1.36	49.956	5.420	99.735	66.760	33.418	3 6 37.5
9 30	1.38	49.954	5.516	99.725	66.763	33.421	3 9 57.3
9 40	1.40	49.953	5.612	99.716	66.766	33.424	3 13 17.2
9 50	1.43	49.951	5.709	99.706	66.770	33.427	3 16 37.1
10° 0'	1.45	49.949	5.805	99.696	66.773	33.430	3° 19' 56.9"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
10° 10'	1.48	49.948	5.961	99.686	66.777	33.434	3° 23' 16.8"
10 20	1.50	49.946	5.998	99.675	66.781	33.437	3 26 36.6
10 30	1.53	49.944	6.094	99.665	66.784	33.440	3 29 56.4
10 40	1.55	49.942	6.190	99.654	66.788	33.444	3 33 16.2
10 50	1.57	49.940	6.287	99.643	66.792	33.447	3 36 36.1
11 0	1.60	49.939	6.383	99.632	66.796	33.451	3 39 55.9
11 10	1.62	49.937	6.479	99.621	66.800	33.454	3 43 15.7
11 20	1.65	49.935	6.575	99.609	66.804	33.458	3 46 35.5
11 30	1.67	49.933	6.671	99.598	66.808	33.462	3 49 55.3
11 40	1.69	49.931	6.767	99.586	66.812	33.465	3 53 15.1
11 50	1.72	49.929	6.863	99.574	66.816	33.469	3 56 34.9
12 0	1.74	49.927	6.959	99.562	66.821	33.473	3 59 54.6
12 10	1.77	49.925	7.056	99.550	66.825	33.477	4 3 14.4
12 20	1.79	49.923	7.152	99.538	66.829	33.481	4 6 34.2
12 30	1.81	49.921	7.248	99.525	66.834	33.485	4 9 53.9
12 40	1.84	49.919	7.343	99.512	66.838	33.489	4 13 13.7
12 50	1.86	49.916	7.439	99.499	66.843	33.493	4 16 33.4
13 0	1.89	49.914	7.535	99.486	66.847	33.498	4 19 53.2
13 10	1.91	49.912	7.631	99.473	66.852	33.502	4 23 12.9
13 20	1.94	49.910	7.727	99.460	66.857	33.506	4 26 32.7
13 30	1.96	49.908	7.823	99.446	66.862	33.511	4 29 52.4
13 40	1.98	49.905	7.919	99.433	66.867	33.515	4 33 12.1
13 50	2.01	49.903	8.014	99.419	66.871	33.519	4 36 31.8
14 0	2.03	49.901	8.110	99.405	66.876	33.524	4 39 51.5
14 10	2.06	49.898	8.206	99.390	66.881	33.529	4 43 11.2
14 20	2.08	49.896	8.302	99.376	66.887	33.533	4 46 30.9
14 30	2.10	49.893	8.397	99.361	66.892	33.538	4 49 50.5
14 40	2.13	49.891	8.493	99.347	66.897	33.543	4 53 10.2
14 50	2.15	49.888	8.588	99.332	66.902	33.548	4 56 29.9
15 0	2.18	49.886	8.684	99.317	66.908	33.552	4 59 49.5
15 10	2.20	49.883	8.780	99.302	66.913	33.557	5 3 9.2
15 20	2.22	49.881	8.875	99.286	66.919	33.562	5 6 28.8
15 30	2.25	49.878	8.971	99.271	66.924	33.567	5 9 48.4
15 40	2.27	49.876	9.066	99.255	66.930	33.572	5 13 8.1
15 50	2.30	49.873	9.161	99.239	66.935	33.578	5 16 27.7
16 0	2.32	49.870	9.257	99.223	66.941	33.583	5 19 47.3
16 10	2.34	49.868	9.352	99.207	66.947	33.588	5 23 6.9
16 20	2.37	49.865	9.447	99.190	66.953	33.593	5 26 26.5
16 30	2.39	49.862	9.543	99.174	66.959	33.599	5 29 46.1
16 40	2.42	49.859	9.638	99.157	66.965	33.604	5 33 5.6
16 50	2.44	49.856	9.733	99.140	66.971	33.610	5 36 25.2
17 0	2.46	49.854	9.828	99.123	66.977	33.615	5 39 44.8
17 10	2.49	49.851	9.923	99.106	66.983	33.621	5 43 4.3
17 20	2.51	49.848	10.018	99.089	66.989	33.627	5 46 23.8
17 30	2.54	49.845	10.113	99.071	66.995	33.632	5 49 43.4
17 40	2.56	49.842	10.208	99.053	67.002	33.638	5 53 2.9
17 50	2.58	49.839	10.303	99.036	67.008	33.644	5 56 22.4
18 0	2.61	49.836	10.398	99.018	67.015	33.650	5 59 41.9
18 10	2.63	49.833	10.493	98.999	67.021	33.656	6 3 1.4
18 20	2.66	49.830	10.588	98.981	67.028	33.662	6 6 20.9
18 30	2.68	49.827	10.683	98.962	67.034	33.668	6 9 40.3
18 40	2.70	49.824	10.778	98.944	67.041	33.674	6 12 59.8
18 50	2.73	49.820	10.873	98.925	67.048	33.680	6 16 19.2
19 0	2.75	49.817	10.967	98.906	67.055	33.686	6 19 38.7
19 10	2.78	49.814	11.062	98.887	67.062	33.693	6 22 58.1
19 20	2.80	49.811	11.157	98.867	67.069	33.699	6 26 17.6
19 30	2.82	49.808	11.251	98.848	67.076	33.705	6 29 37.0
19 40	2.85	49.804	11.346	98.828	67.083	33.712	6 32 56.4
19 50	2.87	49.801	11.440	98.808	67.090	33.718	6 36 15.8
20° 0'	2.90	49.798	11.535	98.788	67.097	33.725	6° 39' 35.2"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
20° 10'	2.92	49.794	11.629	98.768	67.105	33.732	6° 42' 54.5"
20 20	2.94	49.791	11.723	98.748	67.112	33.738	6 46 13.9
20 30	2.97	49.787	11.818	98.727	67.119	33.745	6 49 33.3
20 40	2.99	49.784	11.912	98.707	67.127	33.752	6 52 52.6
20 50	3.02	49.780	12.006	98.686	67.134	33.759	6 56 11.9
21 0	3.04	49.777	12.101	98.665	67.142	33.766	6 59 31.3
21 10	3.06	49.773	12.195	98.644	67.150	33.773	7 2 50.5
21 20	3.09	49.770	12.289	98.623	67.157	33.780	7 6 9.8
21 30	3.11	49.766	12.383	98.601	67.165	33.787	7 9 29.1
21 40	3.14	49.763	12.477	98.579	67.173	33.794	7 12 48.4
21 50	3.16	49.759	12.571	98.558	67.181	33.801	7 16 7.7
22 0	3.18	49.755	12.665	98.536	67.189	33.809	7 19 26.9
22 10	3.21	49.752	12.759	98.514	67.197	33.816	7 22 46.1
22 20	3.23	49.748	12.853	98.491	67.205	33.823	7 26 5.4
22 30	3.25	49.744	12.946	98.469	67.213	33.831	7 29 24.6
22 40	3.28	49.740	13.040	98.446	67.222	33.838	7 32 43.8
22 50	3.30	49.736	13.134	98.424	67.230	33.846	7 36 3.0
23 0	3.33	49.733	13.228	98.401	67.238	33.853	7 39 22.2
23 10	3.35	49.729	13.321	98.377	67.247	33.861	7 42 41.4
23 20	3.37	49.725	13.415	98.354	67.255	33.869	7 46 0.5
23 30	3.40	49.721	13.508	98.331	67.264	33.877	7 49 19.6
23 40	3.42	49.717	13.602	98.307	67.272	33.885	7 52 38.8
23 50	3.45	49.713	13.695	98.284	67.281	33.893	7 55 57.9
24 0	3.47	49.709	13.789	98.260	67.290	33.901	7 59 17.0
24 10	3.49	49.705	13.882	98.236	67.299	33.909	8 2 36.1
24 20	3.52	49.701	13.975	98.211	67.308	33.917	8 5 55.2
24 30	3.54	49.697	14.068	98.187	67.317	33.925	8 9 14.3
24 40	3.56	49.693	14.162	98.162	67.326	33.933	8 12 33.3
24 50	3.59	49.689	14.255	98.138	67.335	33.941	8 15 52.4
25 0	3.61	49.684	14.348	98.113	67.344	33.950	8 19 11.4
25 10	3.64	49.680	14.441	98.088	67.353	33.958	8 22 30.4
25 20	3.66	49.676	14.534	98.063	67.363	33.967	8 25 49.4
25 30	3.68	49.672	14.627	98.037	67.372	33.975	8 29 8.4
25 40	3.71	49.667	14.720	98.012	67.381	33.984	8 32 27.4
25 50	3.73	49.663	14.812	97.986	67.391	33.992	8 35 46.4
26 0	3.75	49.659	14.905	97.960	67.400	34.001	8 39 5.3
26 10	3.78	49.654	14.998	97.934	67.410	34.010	8 42 24.2
26 20	3.80	49.650	15.091	97.908	67.420	34.019	8 45 43.2
26 30	3.82	49.646	15.183	97.882	67.429	34.028	8 49 2.1
26 40	3.85	49.641	15.276	97.856	67.439	34.037	8 52 21.0
26 50	3.87	49.637	15.368	97.829	67.449	34.046	8 55 39.9
27 0	3.90	49.632	15.461	97.802	67.459	34.055	8 58 58.7
27 10	3.92	49.628	15.553	97.775	67.469	34.064	9 2 17.6
27 20	3.94	49.623	15.645	97.748	67.479	34.073	9 5 36.4
27 30	3.97	49.618	15.738	97.721	67.489	34.082	9 8 55.3
27 40	3.99	49.614	15.830	97.693	67.500	34.092	9 12 14.0
27 50	4.01	49.609	15.922	97.666	67.510	34.101	9 15 32.9
28 0	4.04	49.605	16.014	97.638	67.520	34.111	9 18 51.6
28 10	4.06	49.600	16.106	97.610	67.531	34.120	9 22 10.4
28 20	4.09	49.595	16.198	97.582	67.541	34.130	9 25 29.1
28 30	4.11	49.590	16.290	97.554	67.552	34.139	9 28 47.9
28 40	4.13	49.586	16.382	97.526	67.563	34.149	9 32 6.6
28 50	4.16	49.581	16.474	97.497	67.573	34.159	9 35 25.3
29 0	4.18	49.576	16.565	97.469	67.584	34.169	9 38 44.0
29 10	4.20	49.571	16.657	97.440	67.595	34.178	9 42 2.6
29 20	4.23	49.566	16.749	97.411	67.606	34.188	9 45 21.3
29 30	4.25	49.561	16.840	97.382	67.617	34.198	9 48 40.0
29 40	4.27	49.556	16.932	97.352	67.628	34.209	9 51 58.6
29 50	4.30	49.552	17.023	97.323	67.639	34.219	9 55 17.2
30° 0'	4.32	49.547	17.114	97.293	67.650	34.229	9° 58' 35.8"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
30° 10'	4.34	49.542	17.206	97.263	67.661	34.239	10° 1' 54.4"
30 20	4.37	49.536	17.297	97.234	67.673	34.249	10 5 13.0
30 30	4.39	49.531	17.388	97.203	67.684	34.260	10 8 31.5
30 40	4.41	49.526	17.479	97.173	67.696	34.270	10 11 50.0
30 50	4.44	49.521	17.570	97.143	67.707	34.281	10 15 8.6
31 0	4.46	49.516	17.661	97.112	67.719	34.292	10 18 27.1
31 10	4.49	49.511	17.752	97.082	67.730	34.302	10 21 45.5
31 20	4.51	49.506	17.843	97.051	67.742	34.313	10 25 4.0
31 30	4.53	49.500	17.934	97.020	67.754	34.324	10 28 22.5
31 40	4.56	49.495	18.025	96.989	67.766	34.334	10 31 40.9
31 50	4.58	49.490	18.116	96.957	67.778	34.345	10 34 59.3
32 0	4.60	49.485	18.206	96.926	67.790	34.356	10 38 17.7
32 10	4.63	49.479	18.297	96.894	67.802	34.367	10 41 36.1
32 20	4.65	49.474	18.387	96.862	67.814	34.379	10 44 54.5
32 30	4.67	49.469	18.478	96.830	67.826	34.390	10 48 12.8
32 40	4.70	49.463	18.568	96.798	67.839	34.401	10 51 31.1
32 50	4.72	49.458	18.658	96.766	67.851	34.412	10 54 49.5
33 0	4.74	49.452	18.749	96.734	67.864	34.424	10 58 7.8
33 10	4.77	49.447	18.839	96.701	67.876	34.435	11 1 26.0
33 20	4.79	49.441	18.929	96.668	67.889	34.447	11 4 44.3
33 30	4.81	49.436	19.019	96.636	67.901	34.458	11 8 2.6
33 40	4.84	49.430	19.109	96.603	67.914	34.470	11 11 20.8
33 50	4.86	49.424	19.199	96.569	67.927	34.481	11 14 39.0
34 0	4.88	49.419	19.288	96.536	67.940	34.493	11 17 57.2
34 10	4.91	49.413	19.378	96.503	67.953	34.505	11 21 15.3
34 20	4.93	49.408	19.468	96.469	67.966	34.517	11 24 33.5
34 30	4.95	49.402	19.557	96.435	67.979	34.529	11 27 51.6
34 40	4.98	49.396	19.647	96.401	67.992	34.541	11 31 9.8
34 50	5.00	49.390	19.736	96.367	68.005	34.553	11 34 27.9
35 0	5.02	49.385	19.826	96.333	68.019	34.565	11 37 46.0
35 10	5.05	49.379	19.915	96.298	68.032	34.577	11 41 4.0
35 20	5.07	49.373	20.004	96.264	68.046	34.590	11 44 22.0
35 30	5.09	49.367	20.094	96.229	68.059	34.602	11 47 40.1
35 40	5.12	49.361	20.183	96.194	68.073	34.615	11 50 58.1
35 50	5.14	49.355	20.272	96.159	68.086	34.627	11 54 16.0
36 0	5.16	49.349	20.361	96.124	68.100	34.640	11 57 34.0
36 10	5.19	49.343	20.450	96.089	68.114	34.652	12 0 52.0
36 20	5.21	49.337	20.538	96.054	68.128	34.665	12 4 9.9
36 30	5.23	49.331	20.627	96.018	68.142	34.678	12 7 27.8
36 40	5.26	49.325	20.716	95.982	68.156	34.691	12 10 45.7
36 50	5.28	49.319	20.805	95.946	68.170	34.704	12 14 3.6
37 0	5.30	49.313	20.893	95.910	68.184	34.717	12 17 21.4
37 10	5.33	49.307	20.981	95.874	68.199	34.730	12 20 39.2
37 20	5.35	49.301	21.070	95.838	68.213	34.743	12 23 57.1
37 30	5.37	49.295	21.158	95.801	68.227	34.756	12 27 14.9
37 40	5.39	49.288	21.246	95.765	68.242	34.769	12 30 32.6
37 50	5.42	49.282	21.335	95.728	68.257	34.783	12 33 50.4
38 0	5.44	49.276	21.423	95.691	68.271	34.796	12 37 8.1
38 10	5.46	49.270	21.511	95.654	68.286	34.810	12 40 25.8
38 20	5.49	49.263	21.599	95.617	68.301	34.823	12 43 43.5
38 30	5.51	49.257	21.686	95.579	68.316	34.837	12 47 1.2
38 40	5.53	49.251	21.774	95.542	68.331	34.850	12 50 18.8
38 50	5.56	49.244	21.862	95.504	68.346	34.864	12 53 36.4
39 0	5.58	49.238	21.949	95.466	68.361	34.878	12 56 54.0
39 10	5.60	49.231	22.037	95.428	68.376	34.892	13 0 11.6
39 20	5.63	49.225	22.124	95.390	68.391	34.906	13 3 29.2
39 30	5.65	49.218	22.212	95.352	68.407	34.920	13 6 46.7
39 40	5.67	49.212	22.299	95.313	68.422	34.934	13 10 4.2
39 50	5.69	49.205	22.386	95.275	68.438	34.948	13 13 21.7

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
41° 00'	5.74	49.192	22.561	95.197	68.469	34.977	13° 19' 56.6"
41 20	5.76	49.185	22.648	95.158	68.485	34.991	13 23 14.1
41 30	5.79	49.179	22.734	95.119	68.501	35.006	13 26 31.5
41 40	5.81	49.172	22.821	95.080	68.517	35.020	13 29 48.9
41 50	5.83	49.165	22.908	95.041	68.533	35.035	13 33 6.2
42 00	5.86	49.159	22.995	95.001	68.549	35.050	13 36 23.6
42 10	5.88	49.152	23.081	94.961	68.565	35.064	13 39 40.9
42 20	5.90	49.145	23.168	94.921	68.581	35.079	13 42 58.2
42 30	5.92	49.138	23.254	94.881	68.597	35.094	13 46 15.5
42 40	5.95	49.132	23.340	94.841	68.614	35.109	13 49 32.7
42 50	5.97	49.125	23.427	94.801	68.630	35.124	13 52 50.0
43 00	5.99	49.118	23.513	94.760	68.647	35.139	13 56 7.2
43 10	6.02	49.111	23.599	94.720	68.663	35.154	13 59 24.3
43 20	6.04	49.104	23.685	94.679	68.680	35.170	14 2 41.5
43 30	6.06	49.097	23.771	94.638	68.697	35.185	14 5 58.7
43 40	6.08	49.090	23.857	94.597	68.714	35.201	14 9 15.8
43 50	6.11	49.083	23.942	94.556	68.731	35.216	14 12 32.9
44 00	6.13	49.076	24.028	94.514	68.748	35.232	14 15 49.9
44 10	6.15	49.069	24.114	94.473	68.765	35.247	14 19 7.0
44 20	6.18	49.062	24.199	94.431	68.782	35.263	14 22 24.0
44 30	6.20	49.055	24.284	94.390	68.799	35.279	14 25 41.0
44 40	6.22	49.048	24.370	94.348	68.817	35.295	14 28 58.0
44 50	6.24	49.040	24.455	94.306	68.834	35.311	14 32 14.9
45 00	6.27	49.033	24.540	94.264	68.852	35.327	14 35 31.8
45 10	6.29	49.026	24.625	94.221	68.869	35.343	14 38 48.7
45 20	6.31	49.019	24.710	94.179	68.887	35.359	14 42 5.6
45 30	6.33	49.011	24.795	94.136	68.905	35.375	14 45 22.5
45 40	6.36	49.004	24.880	94.094	68.923	35.392	14 48 39.3
45 50	6.38	48.997	24.964	94.051	68.941	35.408	14 51 56.1
46 00	6.40	48.990	25.049	94.008	68.959	35.425	14 55 12.8
46 10	6.43	48.982	25.134	93.964	68.977	35.441	14 58 29.6
46 20	6.45	48.975	25.219	93.921	68.995	35.458	15 1 46.3
46 30	6.47	48.967	25.302	93.878	69.013	35.475	15 5 3.0
46 40	6.49	48.960	25.387	93.834	69.032	35.491	15 8 19.7
46 50	6.52	48.952	25.471	93.790	69.050	35.508	15 11 36.4
47 00	6.54	48.945	25.555	93.747	69.069	35.525	15 14 53.0
47 10	6.56	48.937	25.639	93.703	69.087	35.542	15 18 9.6
47 20	6.58	48.930	25.723	93.659	69.106	35.560	15 21 26.1
47 30	6.61	48.922	25.807	93.614	69.125	35.577	15 24 42.7
47 40	6.63	48.915	25.890	93.570	69.144	35.594	15 27 59.2
47 50	6.65	48.907	25.974	93.525	69.163	35.611	15 31 15.7
48 00	6.67	48.899	26.057	93.481	69.182	35.629	15 34 32.2
48 10	6.70	48.892	26.141	93.436	69.201	35.646	15 37 48.7
48 20	6.72	48.884	26.224	93.391	69.220	35.664	15 41 5.1
48 30	6.74	48.876	26.307	93.346	69.240	35.682	15 44 21.5
48 40	6.76	48.869	26.391	93.301	69.259	35.700	15 47 37.8
48 50	6.79	48.861	26.474	93.255	69.278	35.717	15 50 54.2
49 00	6.81	48.853	26.557	93.210	69.298	35.735	15 54 10.5
49 10	6.83	48.845	26.639	93.164	69.318	35.753	15 57 26.8
49 20	6.85	48.837	26.722	93.118	69.338	35.771	16 0 43.0
49 30	6.88	48.830	26.805	93.072	69.357	35.790	16 3 59.2
49 40	6.90	48.822	26.888	93.026	69.377	35.808	16 7 15.4
49 50	6.92	48.814	26.970	92.980	69.397	35.826	16 10 31.6
50 00	6.94	48.806	27.052	92.934	69.418	35.845	16 13 47.8
50 10	6.97	48.798	27.135	92.887	69.438	35.863	16 17 3.9
50 20	6.99	48.790	27.217	92.841	69.458	35.882	16 20 20.0
50 30	7.01	48.782	27.299	92.794	69.479	35.901	16 23 36.0
50 40	7.03	48.774	27.381	92.747	69.499	35.919	16 26 52.1
50 50	7.06	48.766	27.463	92.700	69.520	35.938	16 30 8.1
51° 00'	7.08	48.758	27.545	92.653	69.540	35.957	16° 33' 24.1"

P \ J	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	—	1	4	9	16	25	36	49	64	81	100
1	2	—	4	10	18	28	40	54	70	88	108
2	8	5	—	7	16	27	40	55	72	91	112
3	18	14	8	—	10	22	36	52	70	90	112
4	32	27	20	11	—	13	28	45	64	85	108
5	50	44	36	26	14	—	16	34	54	76	100
6	72	65	56	45	32	17	—	19	40	63	88
7	98	90	80	68	54	38	20	—	22	46	72
8	128	119	108	95	80	63	44	23	—	25	52
9	162	152	140	126	110	92	72	50	26	—	28
10	200	189	176	161	144	125	104	81	56	29	—

TABLA 7-D. VALORES DEL COEFICIENTE $[3P \mid J\text{-}P \mid \pm (J\text{-}P)^3]$ PARA OBTENER LOS ANGULOS ϕ'_{AD} Y ϕ'_{AT}, QUE FORMAN UNA CUERDA DE LA ESPIRAL CON LA TANGENTE A UN PUNTO "P"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
50° 10'	7.10	48.749	27.627	92.606	69.561	35.976	16° 36' 40.0"
50 20	7.12	48.741	27.708	92.558	69.582	35.995	16 39 56.0
50 30	7.14	48.733	27.790	92.511	69.603	36.014	16 43 11.8
50 40	7.17	48.725	27.871	92.463	69.624	36.034	16 46 27.7
50 50	7.19	48.717	27.953	92.415	69.645	36.053	16 49 43.6
51 0	7.21	48.709	28.034	92.368	69.666	36.073	16 52 59.4
51 10	7.23	48.700	28.115	92.319	69.688	36.092	16 56 15.2
51 20	7.26	48.692	28.196	92.271	69.709	36.112	16 59 30.9
51 30	7.28	48.684	28.277	92.223	69.731	36.132	17 2 46.6
51 40	7.30	48.675	28.358	92.175	69.752	36.151	17 6 2.3
51 50	7.32	48.667	28.438	92.126	69.774	36.171	17 9 18.0
52 0	7.34	48.659	28.519	92.077	69.796	36.191	17 12 33.6
52 10	7.37	48.650	28.600	92.028	69.818	36.211	17 15 49.2
52 20	7.39	48.642	28.680	91.979	69.840	36.231	17 19 4.8
52 30	7.41	48.633	28.760	91.930	69.862	36.252	17 22 20.3
52 40	7.43	48.625	28.841	91.881	69.884	36.272	17 25 35.8
52 50	7.46	48.616	28.921	91.832	69.906	36.292	17 28 51.3
53 0	7.48	48.608	29.001	91.782	69.929	36.313	17 32 6.8
53 10	7.50	48.599	29.081	91.733	69.951	36.334	17 35 22.2
53 20	7.52	48.591	29.161	91.683	69.974	36.354	17 38 37.6
53 30	7.54	48.582	29.240	91.633	69.996	36.375	17 41 53.0
53 40	7.57	48.573	29.320	91.583	70.019	36.396	17 45 8.3
53 50	7.59	48.565	29.400	91.533	70.042	36.417	17 48 23.6
54 0	7.61	48.556	29.479	91.483	70.065	36.438	17 51 38.9
54 10	7.63	48.547	29.558	91.432	70.088	36.459	17 54 54.1
54 20	7.65	48.539	29.638	91.382	70.111	36.480	17 58 9.3
54 30	7.68	48.530	29.717	91.331	70.134	36.502	18 1 24.5
54 40	7.70	48.521	29.796	91.280	70.158	36.523	18 4 39.7
54 50	7.72	48.512	29.875	91.229	70.181	36.545	18 7 54.8
55 0	7.74	48.504	29.953	91.178	70.205	36.566	18 11 9.9
55 10	7.76	48.495	30.032	91.127	70.229	36.588	18 14 24.8
55 20	7.79	48.486	30.111	91.076	70.252	36.610	18 17 39.9
55 30	7.81	48.477	30.189	91.025	70.276	36.632	18 20 54.9
55 40	7.83	48.468	30.268	90.973	70.300	36.654	18 24 9.8
55 50	7.85	48.459	30.346	90.921	70.324	36.676	18 27 24.8
56 0	7.87	48.450	30.424	90.870	70.349	36.698	18 30 39.7
56 10	7.89	48.441	30.502	90.818	70.373	36.720	18 33 54.5
56 20	7.92	48.432	30.580	90.766	70.397	36.743	18 37 9.4
56 30	7.94	48.423	30.658	90.714	70.422	36.765	18 40 24.1
56 40	7.96	48.414	30.736	90.661	70.446	36.788	18 43 38.9
56 50	7.98	48.405	30.813	90.609	70.471	36.810	18 46 53.5
57 0	8.00	48.396	30.891	90.556	70.496	36.833	18 50 8.3
57 10	8.03	48.387	30.968	90.504	70.521	36.856	18 53 22.9
57 20	8.05	48.378	31.046	90.451	70.546	36.879	18 56 37.6
57 30	8.07	48.368	31.123	90.398	70.571	36.902	18 59 52.1
57 40	8.09	48.359	31.200	90.345	70.596	36.925	19 3 6.7
57 50	8.11	48.350	31.277	90.292	70.621	36.948	19 6 21.2
58 0	8.13	48.341	31.354	90.239	70.647	36.972	19 9 35.7
58 10	8.16	48.331	31.430	90.185	70.672	36.995	19 12 50.1
58 20	8.18	48.322	31.507	90.132	70.698	37.019	19 16 4.5
58 30	8.20	48.313	31.584	90.078	70.724	37.042	19 19 19.0
58 40	8.22	48.304	31.660	90.025	70.750	37.066	19 22 33.3
58 50	8.24	48.294	31.736	89.971	70.776	37.090	19 25 47.6
59 0	8.26	48.285	31.813	89.917	70.802	37.114	19 29 1.9
59 10	8.29	48.275	31.889	89.863	70.828	37.138	19 32 16.2
59 20	8.31	48.266	31.965	89.809	70.854	37.162	19 35 30.4
59 30	8.33	48.256	32.041	89.754	70.881	37.186	19 38 44.5
59 40	8.35	48.247	32.117	89.700	70.907	37.211	19 41 58.7
59 50	8.37	48.237	32.192	89.645	70.934	37.235	19 45 12.7
60° 0'	8.39	48.228	32.268	89.591	70.961	37.260	19° 48' 26.8"

TABLA 7-E. VALORES DE LA CORRECCION (Z) DEL ANGULO DE DEFLEXION θe

GRADOS \ MINUTOS	00′	10′	20′	30′	40′	50′
16°	0′ 12.72″	0′ 13.12″	0′ 13.53″	0′ 13.95″	0′ 14.38″	0′ 14.82″
17	0 15.26	0 15.72	0 16.18	0 16.65	0 17.13	0 17.62
18	0 18.12	0 18.63	0 19.15	0 19.68	0 20.22	0 20.76
19	0 21.32	0 21.89	0 22.46	0 23.05	0 23.65	0 24.26
20	0 24.87	0 25.50	0 26.14	0 26.79	0 27.45	0 28.12
21	0 28.80	0 29.50	0 30.20	0 30.91	0 31.64	0 32.38
22	0 33.13	0 33.89	0 34.66	0 35.44	0 36.24	0 37.05
23	0 37.87	0 38.70	0 39.54	0 40.40	0 41.26	0 42.14
24	0 43.04	0 43.94	0 44.86	0 45.79	0 46.74	0 47.69
25	0 48.66	0 49.64	0 50.64	0 51.65	0 52.67	0 53.71
26	0 54.76	0 55.82	0 56.90	0 57.99	0 59.10	1 0.21
27	1 1.35	1 2.49	1 3.66	1 4.83	1 6.02	1 7.23
28	1 8.45	1 9.68	1 10.93	1 12.19	1 13.47	1 14.77
29	1 16.08	1 17.40	1 18.74	1 20.10	1 21.47	1 22.86
30	1 24.26	1 25.68	1 27.11	1 28.56	1 30.03	1 31.51
31	1 33.01	1 34.53	1 36.06	1 37.61	1 39.17	1 40.75
32	1 42.35	1 43.97	1 45.60	1 47.25	1 48.92	1 50.60
33	1 52.30	1 54.02	1 55.76	1 57.52	1 59.29	2 1.08
34	2 2.89	2 4.71	2 6.56	2 8.42	2 10.30	2 12.20
35	2 14.12	2 16.06	2 18.01	2 19.99	2 21.98	2 23.99
36	2 26.02	2 28.07	2 30.14	2 32.23	2 34.34	2 36.47
37	2 38.62	2 40.79	2 42.97	2 45.18	2 47.41	2 49.66
38	2 51.93	2 54.21	2 56.52	2 58.85	3 1.20	3 3.57
39	3 5.96	3 8.38	3 10.81	3 13.26	3 15.74	3 18.24
40	3 20.76	3 23.29	3 25.86	3 28.44	3 31.04	3 33.67
41	3 36.32	3 38.99	3 41.68	3 44.40	3 47.14	3 49.90
42	3 52.68	3 55.48	3 58.31	4 1.16	4 4.04	4 6.93
43	4 9.85	4 12.80	4 15.76	4 18.75	4 21.77	4 24.80
44	4 27.86	4 30.95	4 34.06	4 37.19	4 40.34	4 43.53
45	4 46.73	4 49.96	4 53.21	4 56.49	4 59.80	5 3.13
46	5 6.48	5 9.86	5 13.26	5 16.69	5 20.14	5 23.62
47	5 27.13	5 30.66	5 34.21	5 37.79	5 41.40	5 45.04
48	5 48.70	5 52.38	5 56.09	5 59.83	6 3.60	6 7.39
49	6 11.21	6 15.05	6 18.93	6 22.83	6 26.75	6 30.71
50	6 34.69	6 38.70	6 42.73	6 46.80	6 50.89	6 55.01
51	6 59.15	7 3.33	7 7.53	7 11.76	7 16.02	7 20.31
52	7 24.63	7 28.97	7 33.35	7 37.75	7 42.18	7 46.65
53	7 51.14	7 55.66	8 0.21	8 4.78	8 9.39	8 14.03
54	8 18.70	8 23.40	8 28.12	8 32.88	8 37.67	8 42.49
55	8 47.34	8 52.22	8 57.13	9 2.07	9 7.04	9 12.04
56	9 17.08	9 22.14	9 27.24	9 32.36	9 37.52	9 42.71
57	9 47.94	9 53.19	9 58.48	10 3.80	10 9.15	10 14.53
58	10 19.94	10 25.39	10 30.87	10 36.38	10 41.93	10 47.51
59	10 53.12	10 58.76	11 4.44	11 10.15	11 15.89	11 21.67
60	11 27.48					

CAPITULO VIII

ALINEAMIENTO VERTICAL

8.1 DEFINICION

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. Al eje de la subcorona en alineamiento vertical se le llama línea subrasante.

8.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

El alineamiento vertical se compone de tangentes y curvas.

8.2.1 Tangentes

Las tangentes se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de una tangente es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente, se representa como T_v. La pendiente de la tangente es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

Al punto de intersección de dos tangentes consecutivas se le denomina *PIV*, y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa por la letra *A*.

A) Pendiente gobernadora. Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para dominar un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora para cada caso, será aquella que al conjugar esos conceptos, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

B) Pendiente máxima. Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto. Queda determinada por el volumen y la composición del tránsito previsto y la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleará, cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos locales tales como cantiles, fallas y zonas inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

La AASHO recomienda que para caminos principales las pendientes máximas no excedan a las dadas en la tabla 8-A. Para caminos secundarios, con escaso volumen de tránsito, las pendientes dadas en la tabla pueden incrementarse hasta en dos por ciento.

TIPO DE TERRENO	PORCIENTO EN PENDIENTE MAXIMA PARA DIVERSAS VELOCIDADES DE PROYECTO, EN Km/h.						
	50	60	70	80	90	100	110
Plano.....	6	5	4	4	3	3	3
Lomerío.....	7	6	5	5	4	4	4
Montañoso.....	9	8	7	7	6	5	5

TABLA 8-A. RELACION ENTRE PENDIENTE MAXIMA Y VELOCIDAD DE PROYECTO (CAMINOS PRINCIPALES)

C) Pendiente mínima. La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula; en los cortes se recomienda 0.5% mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones la longitud de los cortes y la precipitación pluvial en la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

D) Longitud crítica de una tangente del alineamiento vertical. Es la longitud máxima en la que un camión cargado puede ascender sin reducir su velocidad más allá de un límite previamente establecido.

Los elementos que intervienen para la determinación de la longitud crítica de una tangente son fundamentalmente el vehículo de proyecto, la configuración del terreno, el volumen y la composición del tránsito.

El vehículo con su relación peso/potencia, define características de operación que determinan la velocidad con que es capaz de recorrer una pendiente dada. La configuración del terreno impone condiciones al proyecto que, desde el punto de vista económico, obligan a la utilización de pendientes que reducen la velocidad de los vehículos pesados y hacen que éstos interfieran con los vehículos ligeros. El volumen y la composición del tránsito son elementos primordiales para el estudio económico del tramo, ya que los costos de operación dependen básicamente de ellos.

Las gráficas del estudio de Firey y Peterson [55] permiten, para una relación dada de peso/potencia del vehículo, obtener su velocidad de marcha para diferentes pendientes y longitudes de las mismas.

En las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran las gráficas para relaciones de peso/potencia de 90 kg/HP, 120 kg/HP y 180 kg/HP, respectivamente; con base en ellas, se han desarrollado dos criterios para determinar la longitud crítica de una tangente vertical, los cuales se detallan a continuación.

1. Cuando se trata de caminos con volúmenes de tránsito alto en cualquier tipo de terreno o bien, con cualquier volumen de tránsito en terreno sensiblemente plano o en lomerío suave, se ha considerado que la longitud crítica de cualquier pendiente es aquella que ocasiona una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha del vehículo de proyecto.

Conforme a este criterio y para ilustrar el procedimiento de cálculo con base en las gráficas de las Figuras 5.6 a 5.8, se tiene que para un camino que tenga una velocidad de proyecto de 110 km/h, que corresponde a una

[55] Joseph C. Firey y Edward W. Peterson: *An analysis of Speed Changes for Large Transport Trucks*. Highway Research Board, Bulletin 334, Vehicle Characteristics, 1962, págs. 1-26.

velocidad de marcha a la entrada de una tangente vertical de $V = 92$ km/h y en el que se prevean vehículos con relación peso/potencia de 180 kg/HP; se desea saber las longitudes críticas para pendientes de 5%, 4%, 3%, 2% y 1%. Haciendo uso de la gráfica de la Figura 5.8 se tiene que las longitudes críticas serán aquellas comprendidas entre las ordenadas que marcan la velocidad de entrada de 92 km/h y la de 67 km/h, que es el resultado de aceptar una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha durante su recorrido.

Estos valores son:

para 5%	–	313 m
para 4%	–	420 m
para 3%	–	595 m
para 2%	–	1 033 m
para 1%	–	—

Para un caso en que la velocidad de marcha a la entrada fuera de 68 km/h, se tendría con la reducción especificada, una velocidad con la cual al término de la tangente y usando la misma gráfica de la Figura 5.8, que las longitudes críticas serían:

para 5%	–	300 m
para 4%	–	400 m
para 3%	–	627 m
para 2%	–	1 853 m
para 1%	–	—

Para 2% el valor es resultado de una extrapolación y para 1% se considera una distancia infinita, pues se puede sostener indefinidamente la pendiente, ya que la velocidad de régimen es superior al valor de la velocidad reducida.

Por velocidad de régimen se entiende la máxima que puede desarrollar un vehículo sobre una pendiente determinada, indefinidamente.

En los dos ejemplos anteriores, se puede observar que la velocidad de entrada tiene influencia directa en la determinación de las longitudes críticas de las tangentes verticales, lo que hace evidente la necesidad de que la obtención del dato velocidad de entrada sea lo más cercano a la realidad, para lo cual se deben considerar los tres siguientes casos:

a) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente horizontal, la velocidad de entrada será igual a la velocidad de marcha, obteniéndose ésta de su relación con la velocidad de proyecto (Capítulo V).

b) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en descenso, aun cuando la velocidad de entrada sea mayor a la velocidad de marcha en una magnitud que se estima del orden de 10 a 15 km/h, la velocidad de salida será la de marcha menos 25 km/h.

c) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en ascenso, la velocidad de entrada será

menor a la velocidad de marcha y la velocidad de salida deberá ser la de marcha menos 25 km/h.

Es importante aclarar que para que estas consideraciones sean aplicables, se requiere que las condiciones del alineamiento vertical en el tramo que antecede al punto en que se desea obtener la velocidad de entrada, permitan que el vehículo transite con velocidades que no varíen en más de 15 km/h con respecto a la de marcha.

2. La Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado otro criterio basado en el tiempo de recorrido, el cual se aplica a caminos con bajos volúmenes de tránsito y alojados en terrenos clasificados como lomerío fuerte o montañoso, en donde por razones de configuración, es necesario considerar una pendiente gobernadora con valor previamente especificado, como resultado de un estudio económico.

Cuando interviene la pendiente gobernadora, la longitud crítica de tangente para las diferentes pendientes no debe considerarse con valores rígidos y fijos como en el primer caso, su valor puede tener pequeñas variaciones para diferentes tramos, en función del efecto que el conjunto de las tangentes tenga en la velocidad de marcha y por ende en el tiempo de recorrido para el tramo.

Lo anterior se ilustrará con el ejemplo de un camino para el que se ha proyectado un alineamiento vertical con diferentes tangentes y otro alineamiento con una sola tangente cuya pendiente es la gobernadora; véase Figura 8.1.

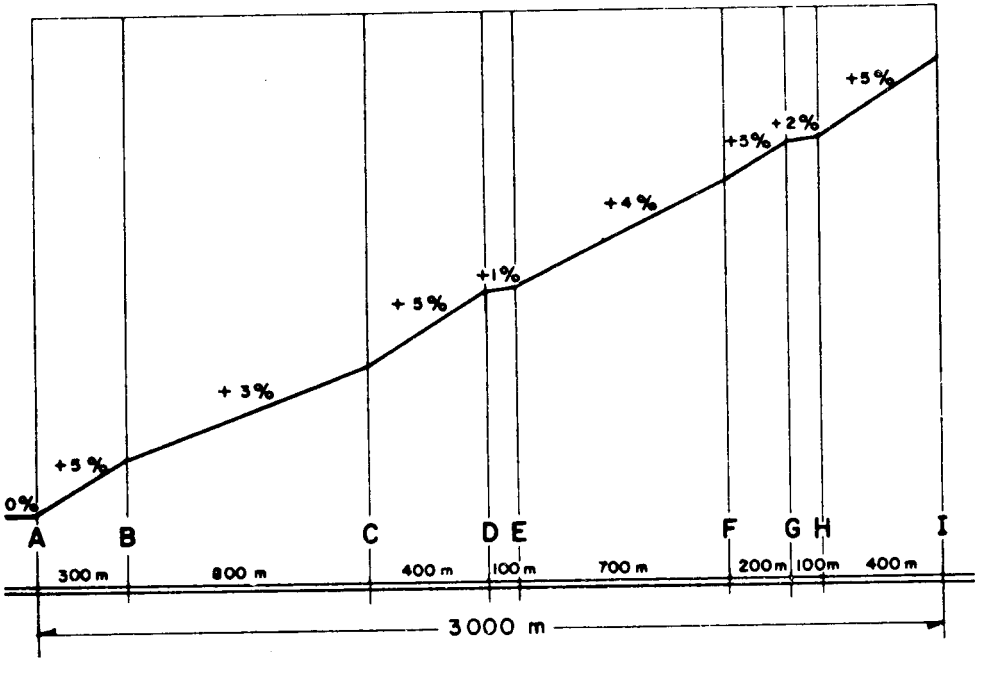


FIGURA 8.1. ALINEAMIENTO VERTICAL DE UN TRAMO DE CAMINO CON TANGENTES DE DIFERENTE PENDIENTE

Se supone que la velocidad, en el punto *A* de entrada al principio del tramo es 79 km/h; con este dato se entra a la gráfica de la Figura 5.8 para determinar la velocidad de 55.5 km/h en el punto *B*, como resultado de buscar la abscisa que corresponde a la distancia de 300 m en su intersección con la curva de pendiente + 5% y leyendo el valor de la velocidad en el eje de las ordenadas.

El valor de la velocidad en el punto *C* se determina buscando la intersección de la velocidad de entrada al tramo *BC* o sea 55.5 km/h con la curva de pendiente + 3%; al valor de la abscisa de este punto que es 880 m se le agrega la distancia *BC* de 800 m y en la abscisa 1680 m se busca la intersección con la curva de pendiente + 3%, leyéndose a continuación la ordenada correspondiente, resultando una velocidad de 33 km/h para el punto *C*.

Para determinar la velocidad en el punto *D* se emplean directamente los valores de la gráfica entrando en el punto donde la ordenada de 33 km/h corta a la curva de pendiente + 5%, o sea 713 m, considerando que la longitud del tramo es 400 m + 713 m = 1113 m, obteniéndose así una velocidad de salida de 20 km/h.

Para determinar el tiempo de recorrido en cualquier tramo donde la velocidad de salida sea igual a la de régimen, es necesario fijar un punto auxiliar donde la curva cambia de pendiente, pues no sería válido tomar un promedio de las velocidades extremas.

Para el tramo *DE*, tenemos en el punto *D* una velocidad de entrada de 20 km/h, valor que fijamos en el eje de las ordenadas para buscar su intersección con la curva punteada de pendiente + 1%, dándonos en la abscisa un valor de 20 m al que agregamos la distancia *DE* de 100 m y en la abscisa de 120 m buscamos la intersección con la curva punteada de + 1% y obtenemos en el eje de las ordenadas la velocidad de 31.5 km/h para el punto *E*.

Las líneas punteadas que indican aceleración, se emplean cuando la velocidad de entrada es inferior a la velocidad de régimen correspondiente a la pendiente a que se entra.

TRAMO	PENDIENTE — %	LONGITUD — m.	VELOCIDAD			TIEMPO DE RECORRIDO — Horas
			Entrada	Salida	Media	
AB	5	300	79.0	55.5	67.25	0.00446
BC	3	800	55.5	33.0	44.25	0.01807
CD	5	400	33.0	20.0	26.50	0.01509
DE	1	100	20.0	31.5	25.75	0.00388
EF'	4	400	31.5	24.0	27.75	0.01441
F'F	4	300	24.0	24.0	24.00	0.00125
FG	5	200	24.0	20.5	22.25	0.00898
GH	2	100	20.5	28.0	24.25	0.00412
HI	5	400	28.0	20.0	24.00	0.01660
SUMA:						0.08686

En forma similar a la descrita, se determinan las velocidades en los puntos *E, F', F, G, H, I;* para formar una tabla como la anterior y en

la cual se identifica el tramo, su pendiente, su longitud, la velocidad de entrada, la velocidad de salida y la velocidad media de esas dos, para finalmente anotar el tiempo de recorrido de ese tramo a partir de la expresión tiempo = distancia/velocidad.

El cálculo de tiempo de recorrido en la pendiente gobernadora, se lleva a cabo siguiendo la misma metodología que para las determinaciones de velocidades a partir de las gráficas velocidad-distancia-pendiente, haciéndose una tabla similar. El tramo se subdividió en dos partes, correspondientes a longitudes en las que la curva distancia-velocidad puede tomarse como recta sin cometer un error apreciable.

TRAMO	PENDIENTE — %	LONGITUD — m.	VELOCIDAD			TIEMPO DE RECORRIDO — Horas
			Entrada	Salida	Media	
A 1	4	1200	79.0	24.0	51.5	0.02310
1 I	4	1800	24.0	24.0	24.0	0.00750
SUMA:						0.03060

En este caso se verifica que, el tiempo de recorrido en varias tangentes es menor que el tiempo de recorrido en una sola con la pendiente gobernadora, por lo cual se acepta el alineamiento vertical propuesto.

Se recomienda que los análisis de alineamiento vertical bajo este criterio, se verifiquen en tramos del orden de 4 km como máximo.

8.2.2 Curvas verticales

Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la de la tangente de salida. Deben dar por resultado un camino de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas. El punto común de una tangente y una curva vertical en el inicio de ésta, se representa como *PCV* y como *PTV* el punto común de la tangente y la curva al final de ésta.

A) Forma de la curva. La condición que se considera óptima para la conducción de un vehículo, corresponde a un movimiento cuya componente horizontal de la velocidad sea constante. Esto es:

$$V_x = \frac{dx}{dt} = C_1$$

por lo que la componente horizontal de la aceleración:

$$a_x = \frac{dV_x}{dt} = \frac{d^2x}{dt^2} = 0$$

Si llamamos U a la velocidad del vehículo al entrar a la curva, se tendrá que para $t = 0$, $V_x = U_x$, por lo que:

$$U_x = \frac{dx}{dt}$$

integrando: $x = U_x t + C_2$

Si $t = 0$, $x = 0$ y $C_2 = 0$; por lo que $t = \frac{x}{U_x}$

Por otra parte: $a_y = \frac{dV_y}{dt} = -g$

despejando dV_y e integrando: $V_y = -gt + C_3$

Si $t = 0$, $V_y = U_y$ y $C_3 = U_y$, por lo que:

$$V_y = \frac{dy}{dt} = -gt + U_y$$

integrando:

$$y = -\frac{gt^2}{2} + U_y t ;$$

como

$$t = \frac{x}{U_x}$$

$$y = -\frac{gx^2}{2U_x^2} + \frac{U_y x}{U_x}$$

pero:

$$\frac{U_y}{U_x} = P$$

En donde P es la pendiente de la tangente de entrada y:

$$-\frac{g}{2U_x^2} = K$$ en donde K es una constante.

por lo que: $y = Kx^2 + Px$

La expresión anterior corresponde a la ecuación de una parábola que es la recomendada para emplearse en las curvas verticales. Las curvas verticales pueden tener concavidad hacia arriba o hacia abajo, recibiendo el nombre de curvas en columpio o en cresta respectivamente. En la Figura 8.2 se ilustran los tipos representativos de curvas verticales en cresta y en

columpio; en los tipos I y III las pendientes de las tangentes de entrada y salida tienen signos contrarios, en los tipos II y IV tienen el mismo signo.

B) Cálculo de los elementos de la curva parabólica. Los elementos de una curva vertical son los mostrados en la Figura 8.3 y se calculan como sigue:

1. Longitud. Es la distancia medida horizontalmente entre el *PCV* y el *PTV*. Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas, que son:

a) Criterio de comodidad. Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio del vehículo. Se recomienda que en la curva la aceleración centrífuga no exceda a 0.305 m/seg², o sea que:

$$a_c = \frac{V^2}{R} \leq 0.305 \text{ m/seg}^2 \quad \therefore \quad R \geq 3.28\, V^2$$

Si se asimila la parábola a un círculo, se tendrá:

$$L = R\Delta \qquad \text{y} \qquad \Delta = A$$

por lo que:

$$L \geq 3.28\, V^2 \Delta$$

y también:

$$L \geq 3.28\, V^2\, A$$

y si se expresa V en km/h y A en por ciento:

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

siendo K el recíproco de la variación de pendiente por unidad de longitud.

b) Criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente. Empíricamente la AASHO ha determinado que:

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

c) Criterio de drenaje. Se aplica al proyecto de curvas verticales en cresta o en columpio, cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva, debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. La AASHO ha encontrado que para que esto ocurra debe cumplirse:

$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

d) Criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio. La longitud de curva debe ser tal, que en toda la curva la distancia de visi-

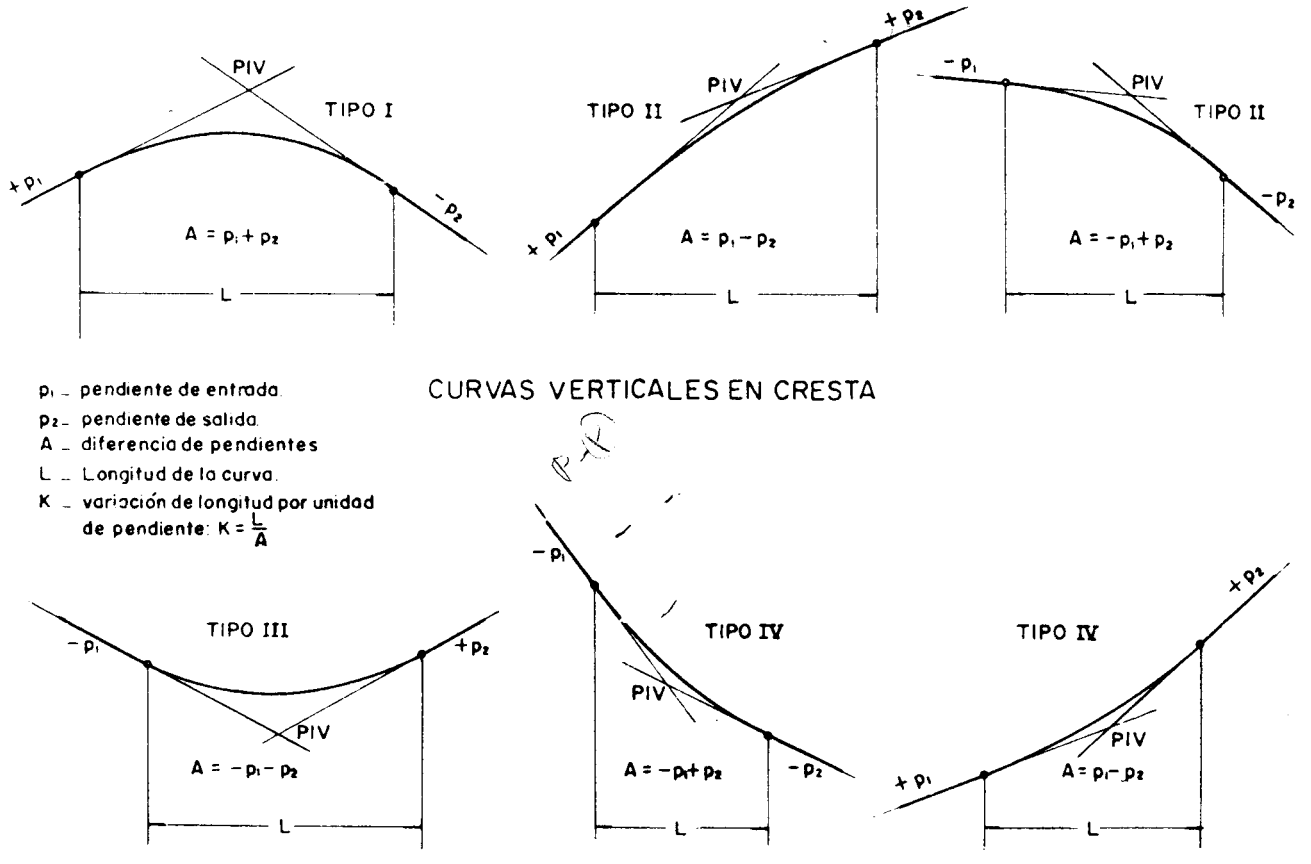
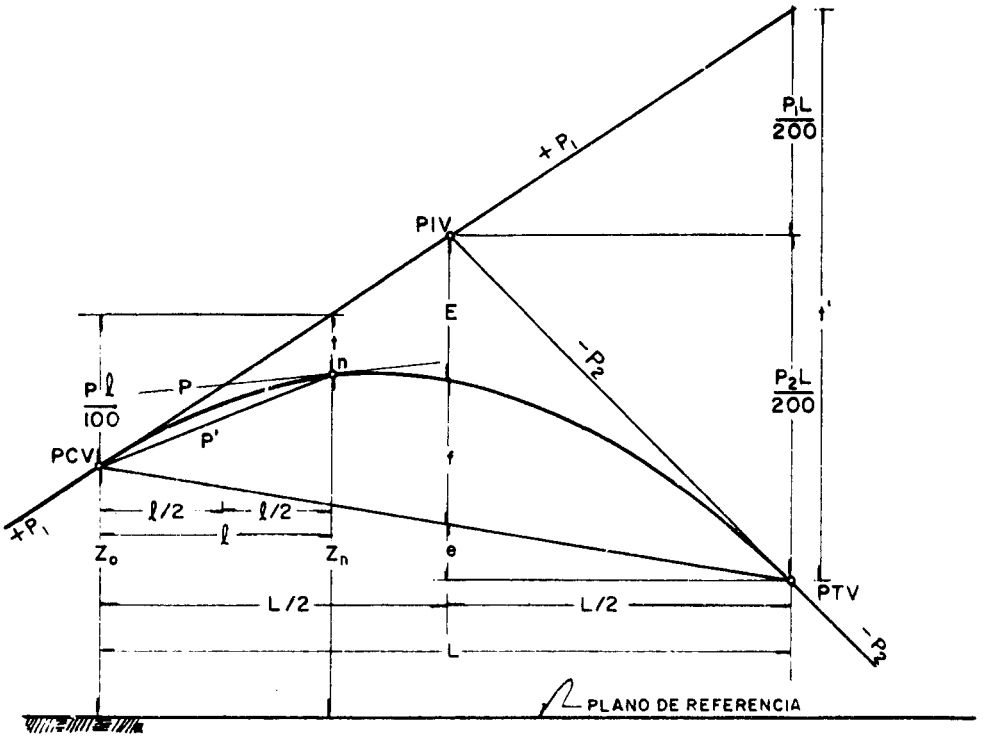


FIGURA 8.2. TIPOS DE CURVAS VERTICALES



PIV — Punto de intersección de las tangentes.
PCV — Punto en donde comienza la curva vertical.
PTV — Punto en donde termina la curva vertical
n — Punto cualquiera sobre la curva.
P_1 — Pendiente de la tangente de entrada en porciento.
P_2 — Pendiente de la tangente de salida en porciento.
P — Pendiente en un punto cualquiera de la curva en porciento.
P' — Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en porciento.
A — Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida.
L — Longitud de la curva.
E — Externa
f — Flecha
ℓ — Longitud de curva a un punto cualquiera
t — Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera.
K — Variación de longitud por unidad de pendiente, $K = L/A$
Z_0 — Elevación del PCV.
Z_n — Elevacion de un punto cualquiera.

FIGURA 8.3. ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

en donde L es la longitud mínima de la curva en m y V la velocidad de proyecto en km/h.

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe emplearse en caminos de tipo muy especial. Por otra parte, el drenaje siempre debe resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas. En las gráficas de las Figuras 8.4 y 8.5 se obtienen las longitudes de curvas según el criterio de seguridad para satisfacer el requisito de distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva, empleando las fórmulas correspondientes a la condición $D<L$, que representa el caso más crítico. La longitud obtenida en las gráficas debe redondearse al número de estaciones de veinte metros inmediato superior.

2. Pendiente en un punto cualquiera de la curva. Para determinar esta pendiente P, se parte de la propiedad de la parábola de que la variación de pendiente a lo largo de ella respecto a su longitud, es uniforme. Puede establecerse la siguiente proporción:

$$\frac{P_1 - P_2}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore \quad \frac{A}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore$$

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

En donde:

P, P_1, P_2 y A están expresados en por ciento y l y L en metros.

3. Pendiente de la cuerda a un punto cualquiera. Para determinar esta pendiente simbolizada como P' se hace uso de la propiedad de la parábola de que la pendiente de una cuerda es el promedio de las pendientes de las tangentes a la parábola en los puntos extremos de la cuerda.

Esto es:

$$P' = \frac{P_1 + P}{2}$$

y teniendo en cuenta que:

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

$$P' = \frac{P_1}{2} + \frac{1}{2}\left(P_1 - \frac{Al}{L}\right)$$

de donde:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

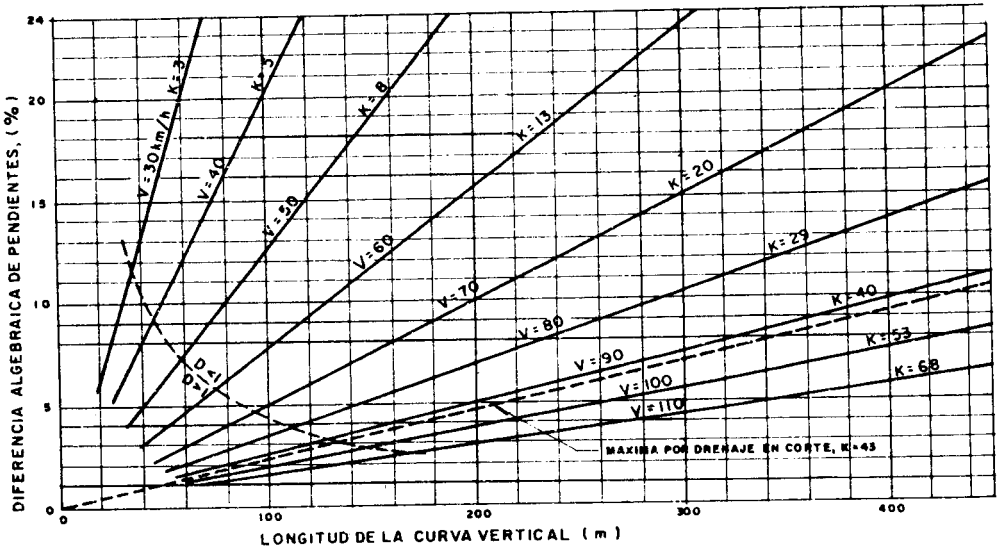


FIGURA 8.4. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN CRESTA PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

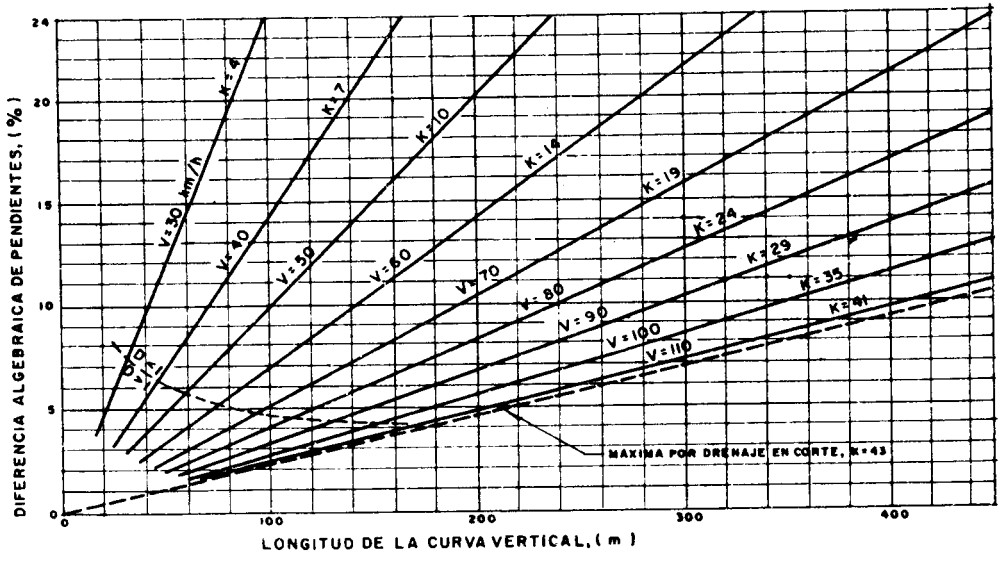


FIGURA 8.5. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

4. Desviación respecto a la tangente. Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada *t;* para determinarla se aprovecha la propiedad de la parábola que establece:

$$t = al^2$$

pero en el *PTV:*

$$t' = aL^2$$

y:

$$t' = \frac{P_1 L}{200} + \frac{P_2 L}{200} = \frac{L}{200}(P_1 + P_2) = \frac{AL}{200}$$

$$\frac{AL}{200} = aL^2 \qquad \text{de donde} \qquad a = \frac{A}{200L}$$

y finalmente:

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

5. Externa. Es la distancia entre el *PIV* y la curva, medida verticalmente; se le representa como *E.*

De la ecuación anterior:

$$E = \frac{A}{200L}\left(\frac{L}{2}\right)^2$$

$$E = \frac{AL}{800}$$

6. Flecha. Es la distancia entre la curva y la cuerda *PCV-PTV,* medida verticalmente; se representa como *f.*

De la Figura 8.3

$$f = \frac{P_2 L}{200} - E - e = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} - e$$

Siendo la distancia *e* la pendiente de la cuerda *PTV-PCV* multiplicada por $\frac{L}{2}$, o sea que aplicando la ecuación

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

Se tendrá:

$$e = -\left(\frac{P_1}{100} - \frac{A}{200L}L\right)\frac{L}{2} = -\frac{P_1 L}{200} + \frac{AL}{400}$$

de donde:

$$f = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} + \frac{P_1 L}{200} - \frac{AL}{400} = \frac{P_1 + P_2}{200}L - \frac{3AL}{800} = \left(\frac{1}{200} - \frac{3}{800}\right)AL$$

$$f = \frac{AL}{800}$$

Puede observarse que $f = E$

7. Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n. De la Figura 8.3

$$Z_n = Z_0 + \frac{P_1 l}{100} - t$$

Substituyendo el valor de t y agrupando:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{100} - \frac{Al}{200L}\right)l$$

y expresando a l y L en estaciones de 20 m, y llamando n y N a las longitudes l y L en estaciones, se tendrá:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}n\right)n$$

Esta expresión se emplea para calcular las elevaciones de la curva vertical. El cálculo con esta fórmula tiene la ventaja de su simplicidad, pero la desventaja de que no es autocomprobante, puesto que un error en una elevación intermedia no se refleja en la elevación del punto final. Un artificio para hacer el cálculo comprobable es el siguiente:

Puede establecerse:

$$Z_{n-1} = Z_0 + \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}(n-1)\right](n-1)$$

restando esta ecuación de la ecuación para el punto n:

$$Z_n - Z_{n-1} = \left(\frac{P_1}{5} - \frac{An}{10N}\right)n - \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A(n-1)}{10N}\right](n-1)$$

y efectuando operaciones y simplificando:

$$Z_n = Z_{n-1} + \frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}(2n-1)$$

Expresión que permite hacer un cálculo autocomprobante, si bien algo más elaborado que con la expresión anterior.

CAPITULO IX

SECCION TRANSVERSAL

9.1 DEFINICION

La sección transversal de un camino en un punto cualquiera de éste es un corte vertical normal al alineamiento horizontal. Permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

9.2 ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN

Los elementos que integran y definen la sección transversal son: la corona, la subcorona, las cunetas y contracunetas, los taludes y las partes complementarias. En la Figura 9.1 se muestra una sección transversal típica de un camino en una tangente del alineamiento horizontal.

9.2.1 Corona

La corona es la superficie del camino terminado que queda comprendida entre los hombros del camino, o sean las aristas superiores de los taludes del terraplén y/o las interiores de las cunetas. En la sección transversal está representada por una línea. Los elementos que definen la corona son la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.

A) Rasante. La rasante es la línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto.

B) Pendiente transversal. Es la pendiente que se da a la corona normal a su eje. Según su relación con los elementos del alineamiento horizontal se presentan tres casos:

1. Bombeo.
2. Sobreelevación.
3. Transición del bombeo a la sobreelevación.

1. Bombeo. El bombeo es la pendiente que se da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fin de que el conductor no tenga sensaciones de incomodidad o inseguridad. En la tabla 9-A se dan valores guía para emplearse en el proyecto en función del tipo de superficie de rodamiento.

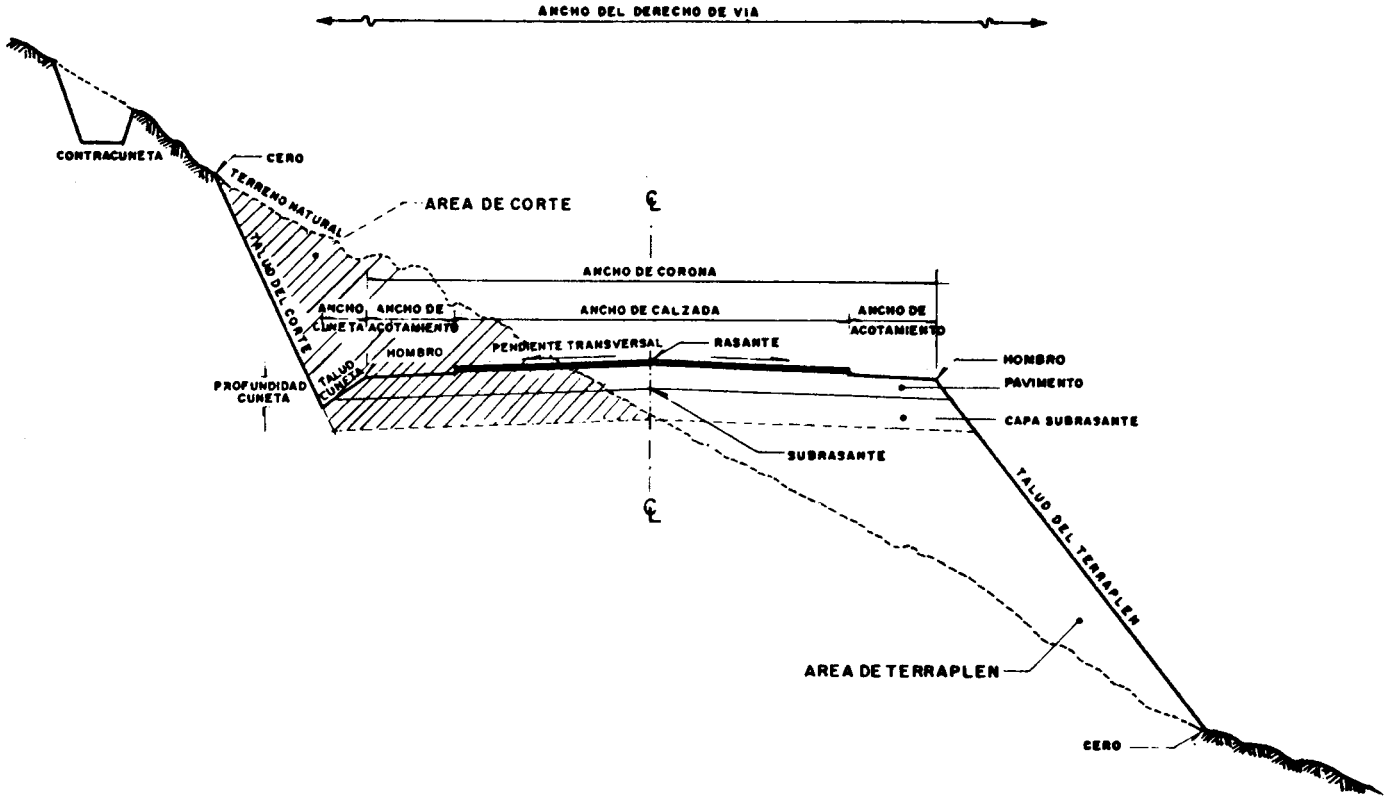


FIGURA 9.1. SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN UNA TANGENTE DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO		BOMBEO
MUY BUENA	Superficie de concreto hidráulico o asfáltico, tendido con extendedoras mecánicas.	0.010 a 0.020
BUENA	Superficie de mezcla asfáltica tendida con motoconformadoras. Carpeta de riegos.	0.015 a 0.030
REGULAR A MALA	Superficie de tierra o grava.	0.020 a 0.040

TABLA 9-A. BOMBEO DE LA CORONA

2. Sobreelevación. La sobreelevación es la pendiente que se da a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo en las curvas del alineamiento horizontal.

En el apartado E) del inciso 5.2.2, se dedujo la expresión para calcular la sobreelevación necesaria en una curva circular, esta expresión es:

$$S = 0.00785 \frac{V^2}{R} - \mu$$

en donde:

S = Sobreelevación, en valor absoluto.
V = Velocidad del vehículo, en km/h.
R = Radio de la curva, en m.
μ = Coeficiente de fricción lateral.

Con la expresión anterior puede calcularse la sobreelevación necesaria para que no deslice un vehículo que circule por la curva a una velocidad dada; sin embargo, algunos problemas relacionados con la construcción, operación y conservación de la carretera, han mostrado la necesidad de fijar una sobreelevación máxima, admitiéndose cuatro valores. Se usa una sobreelevación máxima de 12% en aquellos lugares en donde no existen heladas ni nevadas y el porcentaje de vehículos pesados en la corriente de tránsito es mínimo; se usa 10% en los lugares en donde sin haber nieve o hielo se tiene un gran porcentaje de vehículos pesados; se usa 8% en zonas en donde las heladas o nevadas son frecuentes y, finalmente, se usa 6% en zonas urbanas.

Una vez fijada la sobreelevación máxima, el grado máximo de curvatura queda definido para cada velocidad mediante la aplicación de la expresión anterior; de ella, expresando el radio en función del grado, se tendrá:

$$G_{máx} = \frac{146\,000\,(\mu + S_{máx})}{V^2}$$

Substituyendo en esta expresión los valores del coeficiente de fricción lateral (μ) dados en la Figura 5.10 y con la sobreelevación máxima que se considere, pueden encontrarse los grados máximos de curvatura para cada velocidad de proyecto. En la tabla 9-B se indican esos grados máximos.

Velocidad de proyecto	Coeficiente de friccion lateral	Grado maximo calculado para sobreelevacion de				Valores para proyecto							
						S = 0.12		S = 0.10		S = 0.08		S = 0.06	
		0.12	0.10	0.08	0.06	G	R	G	R	G	R	G	R
30	0.280	64.89	61.64	58.40	55.16	65	17.63	62	18.48	58	19.76	55	20.83
40	0.230	31.90	30.11	28.29	26.46	32	35.81	30	38.20	28	40.93	26	44.07
50	0.190	18.10	16.94	15.77	14.60	18	63.66	17	67.41	16	71.62	15	76.39
60	0.165	11.56	10.75	9.94	9.12	12	95.49	11	104.17	10	114.59	9	127.32
70	0.150	8.04	7.45	6.85	6.26	8	143.24	7.5	152.79	7	163.70	6.5	183.34
80	0.140	5.93	5.48	5.02	4.56	6	190.99	5.5	208.35	5	229.18	4.5	254.65
90	0.135	4.60	4.24	3.88	3.51	4.5	259.65	4.25	246.10	4	286.48	3.5	327.40
100	0.130	3.65	3.36	3.07	2.77	3.5	327.40	3.25	352.59	3	381.97	2.75	416.69
110	0.125	2.96	2.72	2.47	2.23	3.0	381.97	2.75	416.89	2.5	458.37	2.25	509.29

TABLA 9-B. GRADOS MAXIMOS DE CURVATURA

A las curvas que tienen el grado de curvatura máximo, corresponderá la sobreelevación máxima. En las curvas con grado menor al máximo, se puede proporcionar la sobreelevación necesaria considerando el máximo coeficiente de fricción correspondiente a la velocidad de proyecto, lo que sólo sería correcto para los vehículos que circularan a la velocidad de proyecto.

Para tener en cuenta las distintas combinaciones de grado y velocidad se han planteado cuatro procedimientos para calcular la sobreelevación en curvas de grado menor al máximo; estos procedimientos son:

a) Calcular la sobreelevación proporcionalmente al grado de curvatura de manera que $S = 0$ para $G = 0$ y $S = S\text{máx}$ para $G = G\text{máx}$; o sea que para un grado G cualquiera: $S = (S\text{máx}/G\text{máx})\ G$.

b) Calcular la sobreelevación de manera que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tenga toda la fuerza centrífuga contrarrestada por la sobreelevación; esto se hará hasta que se llegue a la sobreelevación máxima con un grado menor al máximo. Para curvas más agudas, o sea con un grado comprendido entre el acabado de citar y el máximo, se utilizará el coeficiente de fricción para que, junto con la sobreelevación máxima, contrarresten la fuerza centrífuga.

c) Calcular la sobreelevación en la misma forma que en el procedimiento anterior, pero considerando la velocidad de marcha en vez de la velocidad de proyecto.

d) Calcular la sobreelevación a través de una relación parabólica con valores comprendidos entre los obtenidos con el procedimiento *a)* y el procedimiento *c)*

En la Figura 9.2 se ilustra la variación de la sobreelevación y el coeficiente de fricción con el grado de curvatura en un caso particular, según los procedimientos descritos. La AASHO recomienda el procedimiento *d)*, que reduce el coeficiente de fricción sin que llegue a tener valores negativos o nulos. En la Secretaría de Obras Públicas se emplea el procedimiento *a)* que distribuye uniformemente el coeficiente de fricción y la sobreelevación, de lo que resulta que las sobreelevaciones calculadas con este método, son menores que las calculadas con el método AASHO, puesto que los coeficientes de fricción son mayores, pero siempre abajo de su valor máximo.

La Figura 9.3 corresponde a la gráfica para calcular la sobreelevación para cada grado de curvatura y velocidad de proyecto, así como las longitudes de transición de la sobreelevación y los valores de N, para una sobreelevación máxima de 10%.

Para ilustrar el uso de la gráfica, se supone que se tiene una curvatura de diecisiete grados y una velocidad de proyecto de 40 km/h. Se entra a la gráfica con el valor del grado de curvatura (17°) hasta intersectar la línea que corresponde a la velocidad del proyecto (40 km/h) en la familia de rectas de la parte inferior de la gráfica, determinándose el valor de la sobreelevación (5.7%). A partir de este punto e intersectando la línea que le corresponde una velocidad de proyecto de 40 km/h en la familia de rectas superior, se obtendrá la longitud mínima de transición de dieciocho metros. Si el bombeo es de 2%, el valor de N para la velocidad de 40 km/h será igual a 6.40 m.

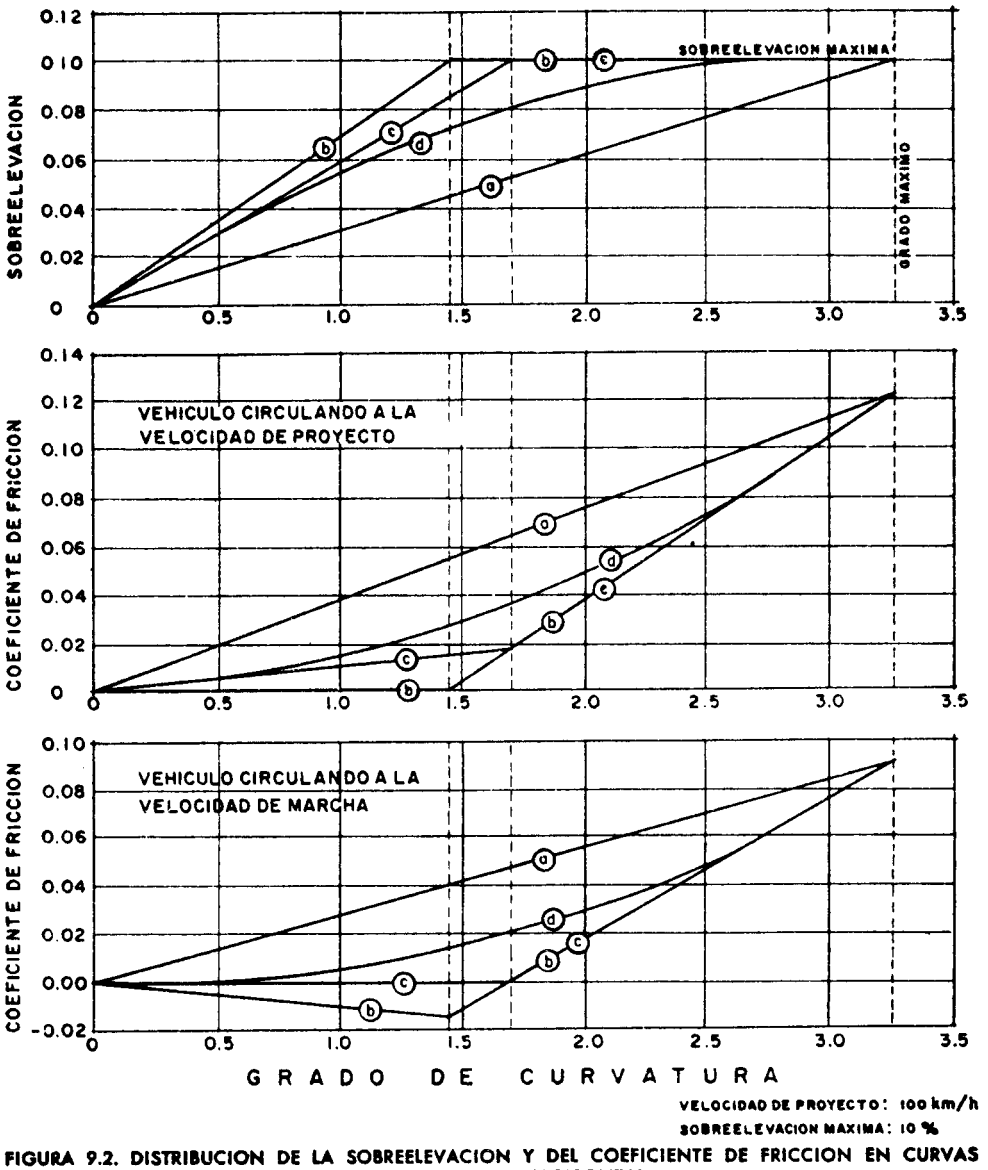


FIGURA 9.2. DISTRIBUCION DE LA SOBREELEVACION Y DEL COEFICIENTE DE FRICCION EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

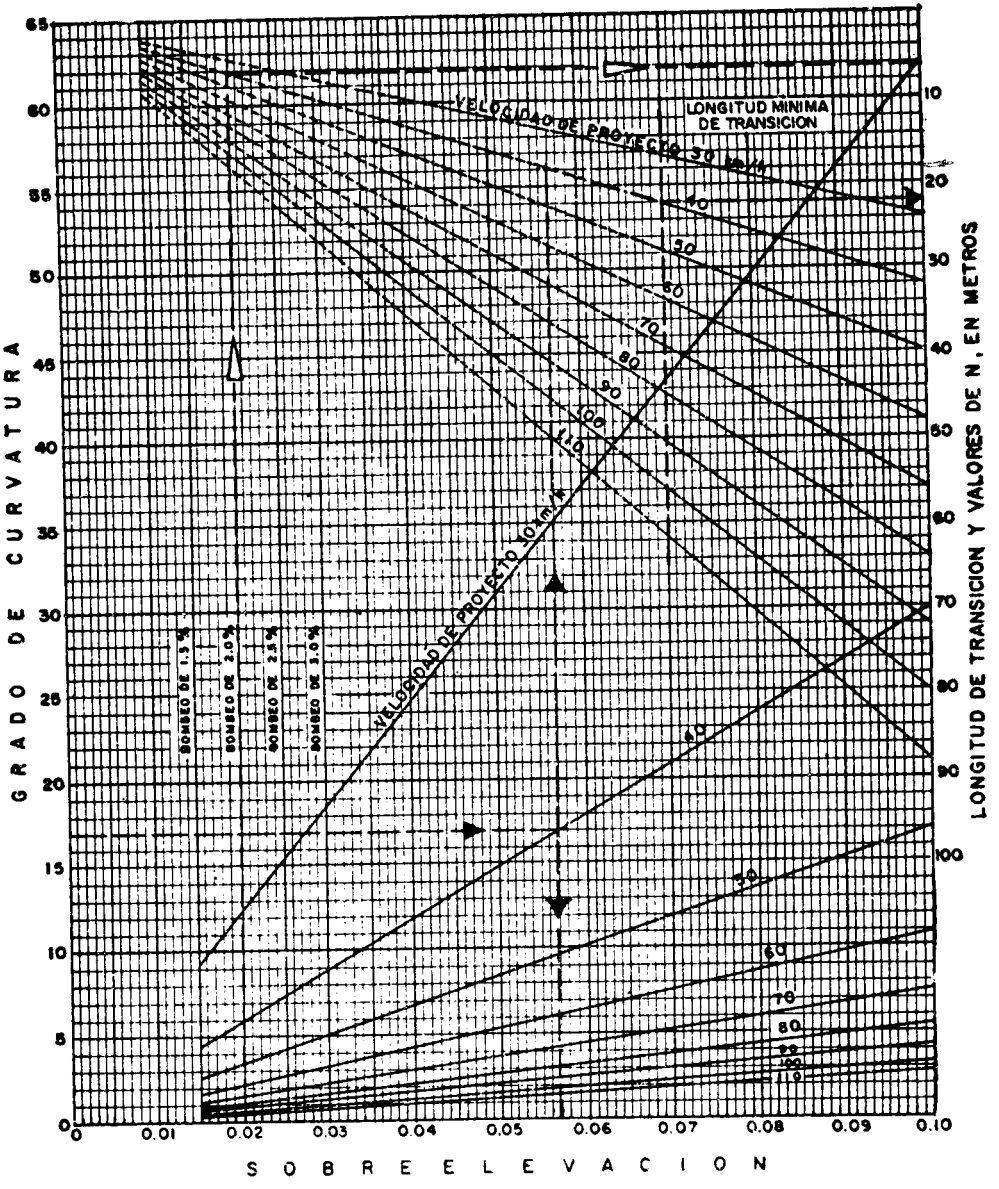


FIGURA 9.3. SOBREELEVACIONES Y LONGITUDES DE TRANSICION PARA SOBREELEVACION MAXIMA DE 10%

3. Transición del bombeo a la sobreelevación. En el alineamiento horizontal, al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se requiere cambiar la pendiente de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva; este cambio se hace gradualmente en toda la longitud de la espiral de transición. En el capítulo VIII se indicó que la longitud de la espiral debe ser tal, que permita hacer adecuadamente el cambio de pendientes transversales. Cuando la curva circular no tiene espirales de transición, la transición de la sobreelevación puede efectuarse sobre las tangentes contiguas a la curva; sin embargo, esta solución tiene el defecto de que al dar la sobreelevación en las tangentes, se obliga al conductor a mover el volante de su vehículo en sentido contrario al de la curva para no salirse del camino; esta maniobra puede ser molesta y peligrosa, por lo cual se recomienda para este caso, dar parte de la transición en las tangentes y parte sobre la curva circular. Se ha determinado empíricamente que las transiciones pueden introducirse dentro de la curva circular hasta en un cincuenta por ciento, siempre que por lo menos la tercera parte de la longitud de la curva quede con sobreelevación completa.

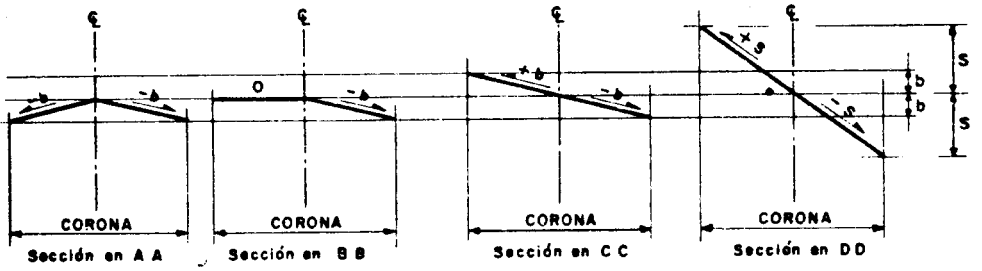
La consideración anterior limita la longitud mínima de la tangente entre dos curvas circulares consecutivas de sentido contrario que no tengan espirales de transición; esa longitud debe ser igual a la semisuma de las longitudes de transición de las dos curvas.

La longitud mínima de transición para dar la sobreelevación puede calcularse de la misma manera que una espiral de transición y numéricamente sus valores son iguales.

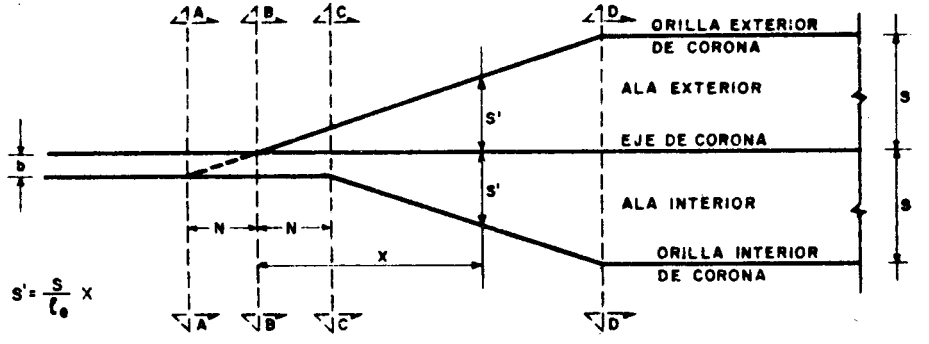
Para pasar del bombeo a la sobreelevación, se tienen tres procedimientos. El primero consiste en girar la sección sobre el eje de la corona; el segundo en girar la sección sobre la orilla interior de la corona y el tercero en girar la sección sobre la orilla exterior de la corona. El primer procedimiento es el más conveniente, ya que requiere menor longitud de transición y los desniveles relativos de los hombros son uniformes; los otros dos métodos tienen desventajas y sólo se emplean en casos especiales.

En la Figura 9.4 se ilustra el primer procedimiento, indicando la variación de la sobreelevación y las secciones transversales en la mitad de la curva; la otra mitad es simétrica. En la sección A, a una distancia *N* antes del punto donde comienza la transición, se tiene la sección normal en tangente; en esa sección se empieza a girar el ala exterior con centro en el eje de la corona, a fin de que en el *TE* esté a nivel como se muestra en la sección B y el ala interior conserve su pendiente original de bombeo *b;* a partir de ese punto se sigue girando el ala exterior hasta que se hace colineal con el ala interior, como se muestra en la sección C, a partir de la cual, se gira la sección completa hasta obtener la sobreelevación *S* de la curva en el *EC.* Se hace notar que cuando la curva no tiene espirales de transición y se introduce la transición de la sobreelevación dentro de la curva circular, la sobreelevación en el *PC* es menor que la requerida teóricamente; este aparente defecto se elimina al considerar que el vehículo no puede cambiar de radio de giro instantáneamente, por lo que en el *PC* tendrá necesariamente un radio de giro mayor y por tanto se requiere una sobreelevación menor.

SECCIONES TRANSVERSALES



VARIACION DE LA SOBREELEVACION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

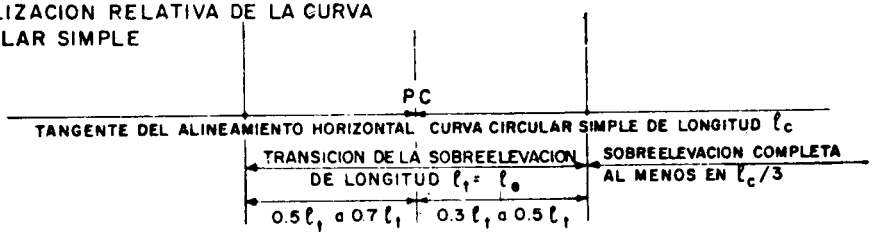


FIGURA 9.4. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION. EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE CORONA

El segundo y tercer procedimientos se ilustran en la Figura 9.5; en ella se muestra la manera como se giran las alas del camino alrededor de una orilla de la corona.

En caminos divididos por una faja separadora central, el procedimiento para dar la sobreelevación depende de los anchos de la corona y de la faja; en general, pueden considerarse los siguientes procedimientos:

a) La sección total del camino se sobreeleva girando sobre el eje de simetría, girando también la faja separadora central.

b) La faja separadora central se mantiene horizontal y cada ala se gira sobre la orilla contigua a la faja.

c) Las dos alas se giran independientemente, en torno al eje de cada una.

C) Calzada. La calzada es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

El ancho de calzada es variable a lo largo del camino y depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y excepcionalmente en el vertical. Normalmente el ancho de calzada se refiere al ancho en tangente del alineamiento horizontal.

1. Ancho de calzada en tangente. Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivel de servicio deseado al final del plazo de previsión o en un determinado año de la vida del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse el ancho y número de carriles, de manera que el volumen de tránsito en ese año no exceda el volumen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril usuales son: 2.75 m, 3.05 m, 3.35 m y 3.65 m y normalmente se proyectan dos, cuatro o más carriles; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es muy bajo, de 75 vehículos por día o menos, pueden proyectarse caminos de un carril para las dos direcciones de tránsito, con un ancho de 4.50 m.

En tangentes del alineamiento vertical con fuerte pendiente longitudinal, puede ser necesario ampliar la calzada mediante la adición de un carril para que por él transiten los vehículos lentos, mejorando así la capacidad y el nivel de servicio. El ancho y la longitud de ese carril se determina mediante un análisis de operación de los vehículos.

2. Ancho de calzada en curvas del alineamiento horizontal. Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobreancho se le llama ampliación, la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

Para caminos de dos carriles, el ancho de calzada en curva se calcula, sumando el ancho definido por la distancia entre huellas externas U de dos vehículos que circulan por la curva; la distancia libre lateral C entre los vehículos y entre éstos y la orilla de la calzada; el sobreancho F_A debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva; y un ancho adicional Z que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva. En la Figura 9.6 se ilustra la forma

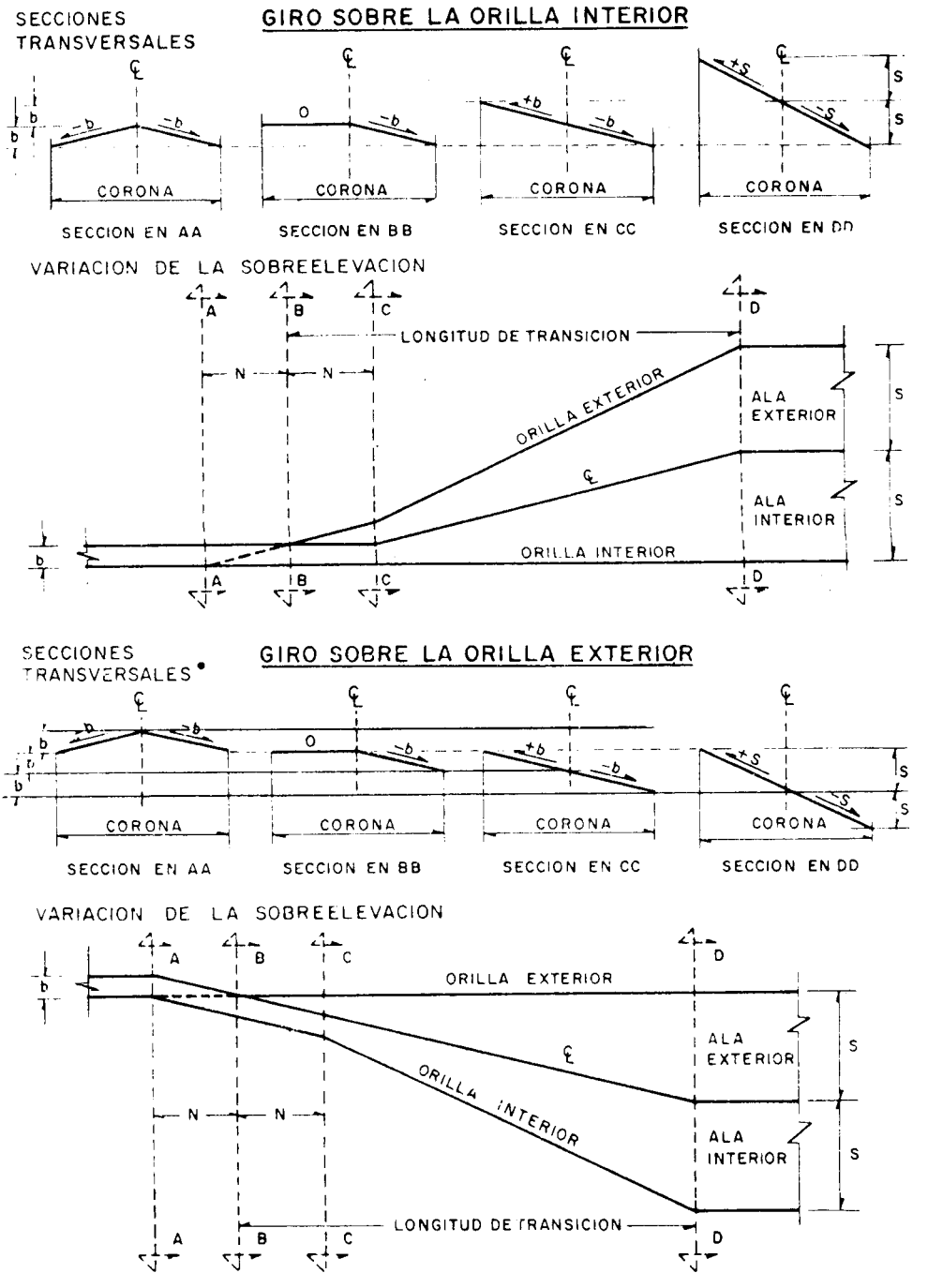
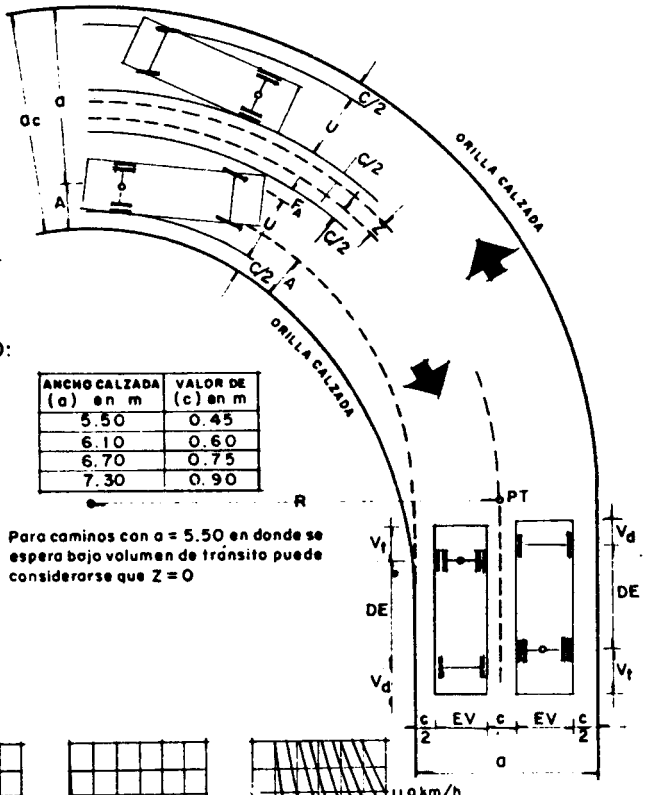


FIGURA 9.5. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

SIMBOLOS:

- a – Ancho de calzada en tangente
- a_c – Ancho de calzada en curva
- A – Ampliación en curva
- V_t – Vuelo trasero
- V_d – Vuelo delantero
- DE – Distancia entre ejes
- EV – Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)
- C – Distancia libre entre vehículos
- U – Distancia entre huellas externas
- F_A – Proyección del vuelo delantero
- Z – Sobreancho por dificultad de maniobra

NOTA: Todas las medidas en metros y normales al alineamiento horizontal.



EXPRESIONES PARA EL CALCULO:

$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2C + F_A + Z$$

$$U = \overline{EV} + R - \sqrt{R^2 - \overline{DE}^2}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + V_d(2\overline{DE} + V_d)} - R$$

$$Z = 0.1\,\frac{V}{\sqrt{R}}$$

ANCHO CALZADA (a) en m	VALOR DE (c) en m
5.50	0.45
6.10	0.60
6.70	0.75
7.30	0.90

R

Para caminos con a = 5.50 en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que Z = 0

GRAFICAS PARA EL CALCULO:

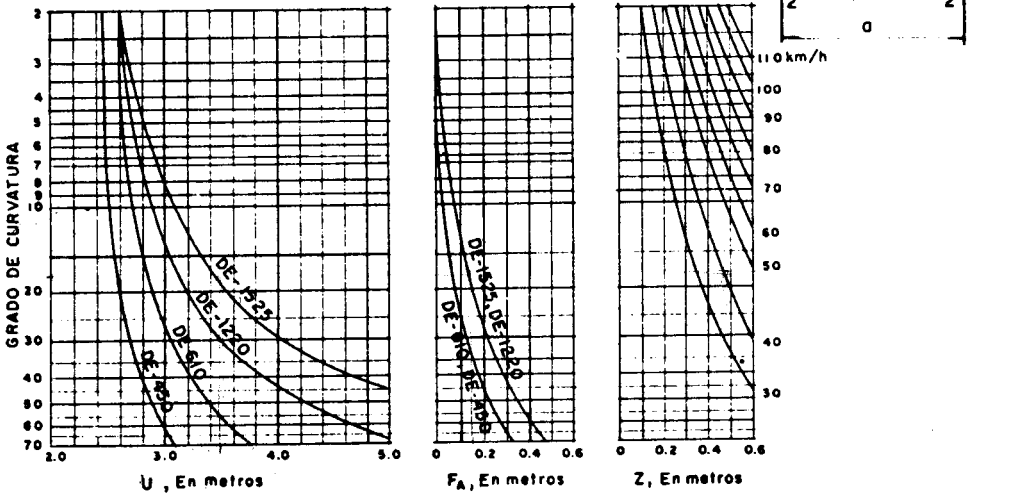


FIGURA 9.6. AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

en que intervienen cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para caminos de dos carriles. Si están divididos, a cada calzada le corresponde la ampliación calculada.

Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm; si la ampliación resultase mayor deberá redondearse al decímetro próximo superior.

La ampliación de la calzada en las curvas, se da en el lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobreelevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

en donde A' es la ampliación en una sección que está a l metros del TE, l_e es la longitud de la espiral y A es la ampliación total en curva. Procediendo de esta manera se tendrá ampliación nula en el TE, ampliación total en el EC, y la orilla inferior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

En curvas circulares sin espirales puede seguirse el mismo criterio, pero resultarán quiebres que pueden eliminarse durante la construcción.

D) Acotamientos. Los acotamientos son las fajas contiguas a la calzada, comprendidas entre sus orillas y las líneas definidas por los hombros del camino. Tienen como ventajas principales las siguientes:

1. Dar seguridad al usuario del camino al proporcionarle un ancho adicional fuera de la calzada, en el que puede eludir accidentes potenciales o reducir su severidad, pudiendo también estacionarse en ellos en caso obligado.

2. Proteger contra la humedad y posibles erosiones a la calzada, así como dar confinamiento al pavimento.

3. Mejorar la visibilidad en los tramos en curva, sobre todo cuando el camino va en corte.

4. Facilitar los trabajos de conservación.

5. Dar mejor apariencia al camino.

El ancho de los acotamientos depende principalmente del volumen de tránsito y del nivel de servicio a que el camino vaya a funcionar.

El color, textura y espesor de los acotamientos, dependerá de los objetivos que se quiera lograr con ellos y su pendiente transversal será la misma que la de la calzada.

9.2.2 Subcorona

La subcorona es la superficie que limita a las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En sección transversal es una línea.

Se entiende por terracerías, el volumen de material que hay que cortar o terraplenar para formar el camino hasta la subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la subcorona, define los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección. A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula, se les llama puntos de paso y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros.

Se entiende por pavimento, a la capa o capas de material seleccionado y/o tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino.

Los elementos que definen la subcorona y que son básicos para el proyecto de las secciones de construcción del camino, son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

A) Subrasante. La subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén.

B) Pendiente transversal. La pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobreelevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

C) Ancho. El ancho de subcorona es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche.

La expresión general para calcular el ancho As de la subcorona es la siguiente:

$$As = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

As = Ancho de la subcorona, en m.
C = Ancho de la corona en tangente, en m.
e_1 y e_2 = Ensanche, a cada lado del camino, en m.
A = Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada lado de la subcorona para que, con los taludes de proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes.

Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo (ver Figura 9.8); pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construidas las terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (Figura 9.7). En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

De la Figura 9.7-A $A = B + C \; ; \; B = A - C$

como $A = e \tan \alpha \; ; \; C = e \tan \theta$

se tiene que $B = e \, (\tan \alpha - \tan \theta)$

por convención $\tan \alpha = \dfrac{1}{t} \; ; \; \tan \theta = -S$

queda $B = e \left[\dfrac{1}{t} - (-S) \right]$

Por lo cual $e = \dfrac{B}{\dfrac{1}{t} + S}$

En donde:

e = Ensanche, en m.

B = Espesor de base y sub-base, en m.

t = Talud de la cuneta.

S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

Cuando el espesor del pavimento y/o la pendiente transversal tienen valores altos, la subcorona corta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, como se muestra en la Figura 9.7-B. En este caso, la aplicación de la expresión anterior daría como resultado la magnitud E, que es mayor que 1 m, lo que indica que el ensanche debe calcularse con otra expresión. Esta expresión se deduce como sigue:

$$(E - 1) \tan \alpha = a + b + c = d \tan \gamma + d \tan \theta + (E - 1) \tan \theta$$

como

$$\tan \alpha = \frac{1}{t} \; ; \; \tan \gamma = \frac{1}{T} \; ; \; \tan \theta = -S.$$

Se entiende por terracerías, el volumen de material que hay que cortar o terraplenar para formar el camino hasta la subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la subcorona, define los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección. A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula, se les llama puntos de paso y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros.

Se entiende por pavimento, a la capa o capas de material seleccionado y/o tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino.

Los elementos que definen la subcorona y que son básicos para el proyecto de las secciones de construcción del camino, son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

A) Subrasante. La subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén.

B) Pendiente transversal. La pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobreelevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

C) Ancho. El ancho de subcorona es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche.

La expresión general para calcular el ancho As de la subcorona es la siguiente:

$$As = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

As = Ancho de la subcorona, en m.
C = Ancho de la corona en tangente, en m.
e_1 y e_2 = Ensanche, a cada lado del camino, en m.
A = Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada lado de la subcorona para que, con los taludes de proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes.

Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo (ver Figura 9.8); pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construidas las terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (Figura 9.7). En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

De la Figura 9.7-A $A = B + C \; ; \; B = A - C$

como $A = e \tan \alpha \; ; \; C = e \tan \theta$

se tiene que $B = e (\tan \alpha - \tan \theta)$

por convención $\tan \alpha = \dfrac{1}{t} \; ; \; \tan \theta = -S$

queda $B = e \left[\dfrac{1}{t} - (-S) \right]$

Por lo cual $e = \dfrac{B}{\dfrac{1}{t} + S}$

En donde:

e = Ensanche, en m.

B = Espesor de base y sub-base, en m.

t = Talud de la cuneta.

S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

Cuando el espesor del pavimento y/o la pendiente transversal tienen valores altos, la subcorona corta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, como se muestra en la Figura 9.7-B. En este caso, la aplicación de la expresión anterior daría como resultado la magnitud E, que es mayor que 1 m, lo que indica que el ensanche debe calcularse con otra expresión. Esta expresión se deduce como sigue:

$$(E - 1) \tan \alpha = a + b + c = d \tan \gamma + d \tan \theta + (E - 1) \tan \theta$$

como

$$\tan \alpha = \frac{1}{t} \; ; \; \tan \gamma = \frac{1}{T} \; ; \; \tan \theta = -S.$$

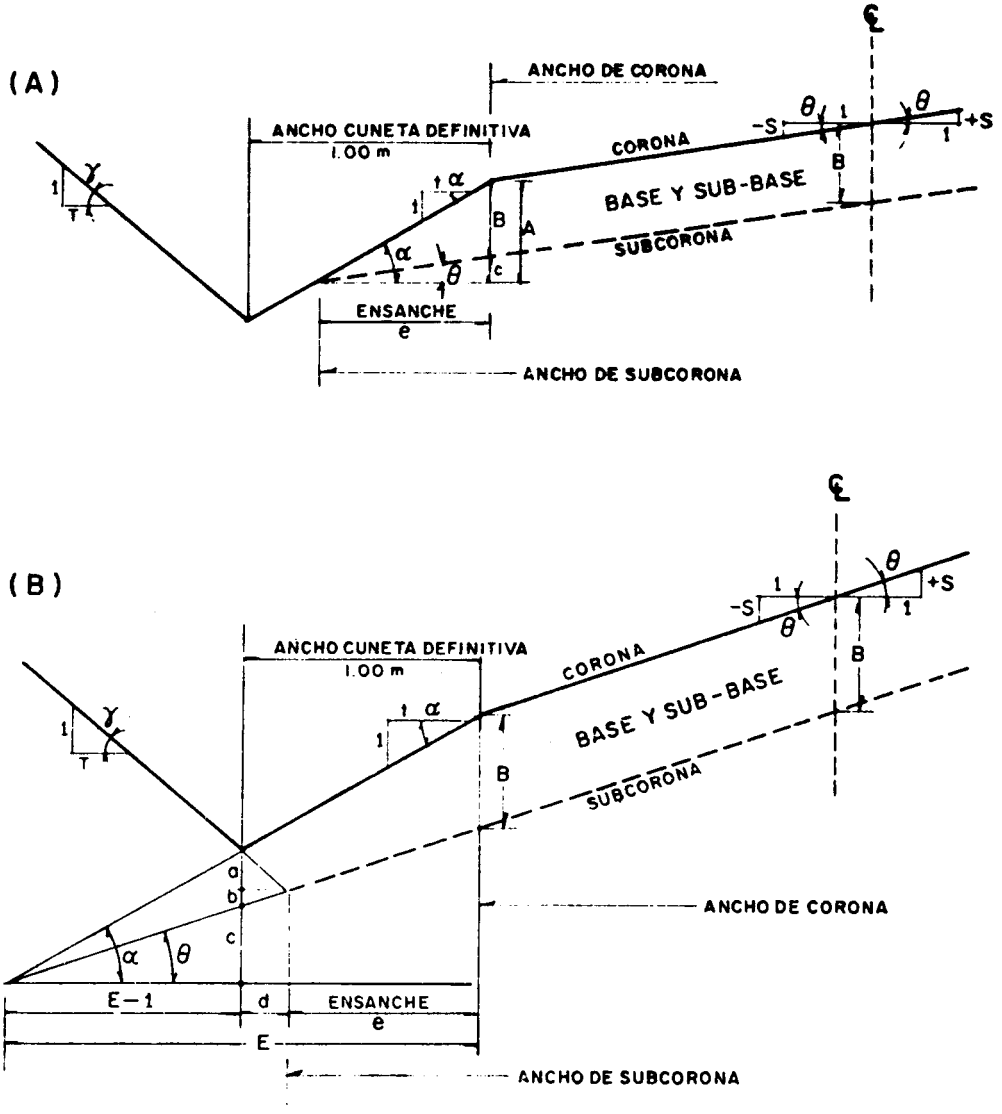


FIGURA 9.7. ENSANCHE DE LA SUBCORONA

entonces:

$$\frac{E-1}{t} = d\left[\frac{1}{T} + (-S)\right] + [(E-1)(-S)]$$

$$d\left[\frac{1}{T} + (-S)\right] = \frac{E-1}{t} - [(E-1)(-S)] = (E-1)\left(\frac{1}{t} + S\right)$$

$$d = \frac{(E-1)\left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)}$$

por otra parte:

$$B = E \tan \alpha - E \tan \Theta$$
$$B = E (\tan \alpha - \tan \Theta)$$

substituyendo valores y despejando E se tiene:

$$E = \frac{B}{\frac{1}{t} + S}$$

substituyendo el valor de E en el valor de d:

$$d = \frac{\left[\left(\frac{B}{\frac{1}{t} + S} - 1\right)\right]\left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)} = \frac{B - \left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)}$$

y el ensanche valdrá:

$$e = 1 - d$$

por lo cual:

$$e = 1 - \frac{B - \frac{1}{t} - S}{\frac{1}{T} - S} = \frac{\left(\frac{1}{T} - S\right) - \left(B - \frac{1}{t} - S\right)}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} - S - B + \frac{1}{t} + S}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - S}$$

En donde:

e = Ensanche, en m.
B = Espesor de base y sub-base, en m.
T = Talud del corte.
t = Talud de la cuneta.
S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

D) Ampliación y sobreelevación en transiciones. Para calcular las ampliaciones y sobreelevaciones de la subcorona en las curvas y transiciones del alineamiento horizontal, se hace uso de los principios y recomendaciones establecidos en este capítulo; sin embargo, dada su importancia en el proyecto de las secciones de construcción, se establecerá la metodología de cálculo, que puede facilitarse mediante el empleo de una tabla similar a la 9-C.

En la parte superior, hay cinco columnas de datos. En la primera, se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva; en la segunda columna se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes, tales como la velocidad de proyecto V, la sobreelevación máxima (Smáx), el grado máximo de curvatura (Gmáx), el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b; en la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y el sentido de la deflexión ($G = 2^{\circ}$ Der.), la sobreelevación de la curva S, la longitud de la transición l_e, la distancia N y la ampliación de la curva A. Cada uno de estos elementos se calcula a través de las expresiones ya citadas.

En la cuarta columna se anota el cadenamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.

En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobreelevación DS y de la ampliación DA. Como esta variación es lineal, se tendrá:

$$DS = \frac{S}{l_e} \quad \text{y} \quad DA = \frac{A}{l_e}$$

Una vez completa la parte superior de la forma, se procede a llenar las columnas y renglones de la tabla propiamente dicha.

En la columna (1) se anota el cadenamiento de los puntos en donde se van a calcular sobreelevaciones y ampliaciones. Estos puntos son las estaciones cerradas de 20 m, los puntos que definen la curva y sus transiciones y los puntos que se encuentren a una distancia N del principio o fin de la transición.

En la columna (2) se anotan las distancias d entre el principio o final de la transición y la sección en donde se quiere calcular la ampliación o la sobreelevación.

En las columnas (3) se anotan las sobreelevaciones de las alas del camino. Se anotan primero las sobreelevaciones conocidas, que son las de aquellos puntos que definen a la curva y sus transiciones. Las sobreeleva-

CAMINO.....
TRAMO.....
SUBTRAMO.....

V .....100 km/m
Smáx.....10 %
Gmáx.....3.25°
C .....9.0 m
b .....2 %
B .....0.3 m
a .....7.30 m

G .....2° Der.
S .....6.2 %
le .....50 m
N .....16.12 m
A .....0.16 m

TE — 20 + 530.45
EC — 20 + 580.45
CE — 20 + 630.45
ET — 20 + 680.45

D S = 0.124
D A = 0.0032

ESTACION	d	Sobreelevacion		Ampliacion	Taludes		Ensanches		Semianchos para proyecto	
		Izquierdo	Derecho		Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
(1)	(2)	(3)		(4)	(5)		(6)		(7)	
20 + 514.33 TE — N		— 2.0	— 2.0	0.00	3	3	0.97	0.97	5.47	5.47
20 + 520	10.45	— 1.2	— 2.0	0.00	3	3	0.95	0.97	5.45	5.47
20 + 530.45 TE	0	0	— 2.0	0.00	3	3	0.91	0.97	5.41	5.47
20 + 540	9.55	+ 1.2	— 2.0	0.03	3	3	0.87	0.97	5.37	5.56
20 + 546.57 TE + N	16.12	+ 2.0	— 2.0	0.05	3	3	0.85	0.97	5.35	5.63
20 + 560	29.55	+ 3.7	— 3.7	0.10	3	0.25/1	0.81	1.00	5.31	5.80
20 + 580	49.55	+ 6.1	— 6.1	0.16	1.5	0.25/1	0.41	0.99	4.91	5.99
20 + 580.45 EC		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	0.25/1	0.41	0.99	4.91	5.99
20 + 600		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 620		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 630.45 CE		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 640	40.45	+ 5.0	— 5.0	0.13	1.5	1.5	0.42	0.48	4.92	5.38
20 + 660	20.45	+ 2.5	— 2.5	0.07	3	1.5	0.84	0.48	5.34	5.18
20 + 664.33 ET — N	16.12	+ 2.0	— 2.0	0.05	3	1.5	0.85	0.46	5.35	5.12
20 + 680	0.45	+ 0.1	— 2.0	0.00	3	1.5	0.90	0.46	5.40	4.96
20 + 680.45 ET	0	0	— 2.0	0.00	3	1.5	0.90	0.46	5.41	4.96
20 + 696.57 ET + N		— 2.0	— 2.0	0.00	3	1.5	0.96	0.46	5.47	4.96

CALCULO_____ REVISO_____ FECHA_____

TABLA 9-C. SOBREELEVACIONES, AMPLIACIONES Y ENSANCHES DE LA SUBCORONA

ciones restantes se calculan multiplicando la distancia d por el parámetro *DS*.

En las columnas (4) se anotan las ampliaciones de la curva y se complementa con la anotación Izq. o Der., según sea el sentido.

En la columna (5) se anotan los valores recomendados para los taludes del corte y de la cuneta o terraplén en cada estación. Si los taludes son de corte, se acostumbra escribirlos como quebrado, siendo la unidad el denominador y si son de terraplén o cuneta, se escribe el valor del talud.

En las columnas (6) se anotan los ensanches calculados, limitados por los taludes del corte, cuneta o terraplén. Cuando se tengan cunetas provisionales, el ensanche será nulo.

En las columnas (7) se anotan los semianchos de la subcorona para proyecto, que están integrados por la suma de la semicorona en tangente horizontal, el ensanche y la ampliación.

9.2.3 Cunetas y contracunetas

Las cunetas y contracunetas son obras de drenaje que por su naturaleza quedan incluidas en la sección transversal.

A) Cunetas. Las cunetas son zanjas que se construyen en los tramos en corte a uno o a ambos lados de la corona, contiguas a los hombros, con el objeto de recibir en ellas el agua que escurre por la corona y los taludes del corte.

Normalmente, la cuneta tiene sección triangular con un ancho de 1.00 m, medido horizontalmente del hombro de la corona al fondo de la cuneta; su talud es generalmente de 3:1; del fondo de la cuneta parte el talud del corte. La capacidad hidráulica de esta sección puede calcularse con los métodos establecidos y debe estar de acuerdo con la precipitación pluvial de la zona y el área drenada.

Cuando los caminos no se pavimentan inmediatamente después de construidas las terracerías, es necesario proyectar una cuneta provisional para drenar la subcorona. El ancho de esta cuneta provisional debe diferir en una cantidad d al ancho de la cuneta definitiva, para que cuando se pavimente o se recubra el camino, la cuneta definitiva quede con su ancho de proyecto. En la Figura 9.8 se ilustra la forma y dimensiones de la cuneta provisional y su relación con la cuneta definitiva.

$$B = a + c = d \tan \gamma + d \tan \alpha$$

como:

$$\tan \gamma = \frac{1}{T} \quad \text{y} \quad \tan \alpha = \frac{1}{t}$$

se tiene:

$$B = d\left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t}\right)$$

de donde:

$$d = \frac{B}{\left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t}\right)}$$

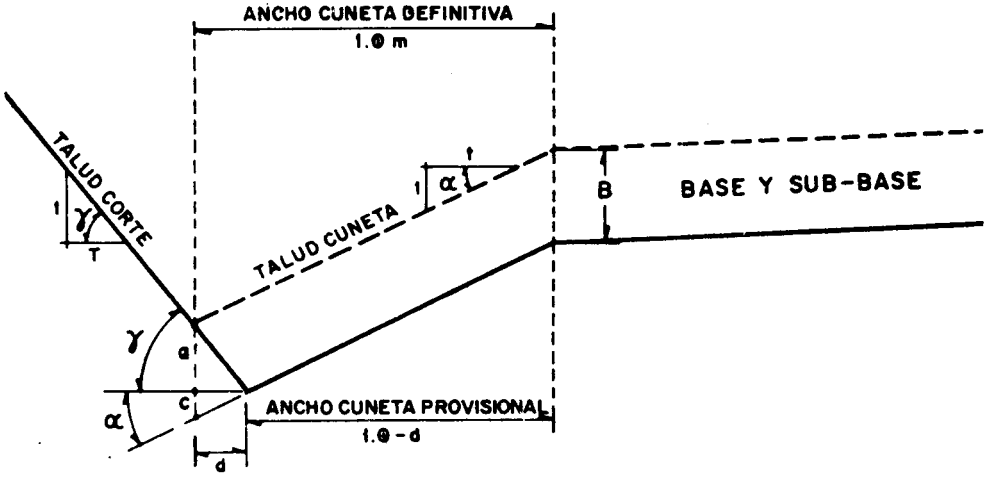


FIGURA 9.8. CUNETA PROVISIONAL

en donde B es el espesor de base y sub-base, en m; T y t son los taludes del corte y de la cuneta, respectivamente, y d es la reducción que hay que hacer al ancho de la cuneta definitiva para tener el ancho de la cuneta provisional, en m.

La pendiente longitudinal de las cunetas generalmente es la misma que la del camino, pero puede aumentarse si las condiciones del drenaje lo requieren y la comparación con otra solución indica que es conveniente.

La longitud de una cuneta está limitada por su capacidad hidráulica, pues no debe permitirse que el agua rebase su sección y se extienda por el acotamiento, por lo que deberá limitarse esta longitud colocando alcantarillas de alivio o proyectando las canalizaciones convenientes

Cuando la velocidad del agua es fuerte puede causar erosiones en la cuneta; para evitarlas habrá que disminuir esa velocidad o proteger las cunetas con materiales resistentes a la erosión.

B) Contracunetas. Generalmente son zanjas de sección trapezoidal, que se excavan arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural. Se construyen perpendiculares a la pendiente máxima del terreno con el fin de lograr una interceptación eficiente del escurrimiento laminar. Su proyecto en dimensiones y localización está determinado por el escurrimiento posible, por la configuración del terreno y por las características geotécnicas de los materiales que lo forman, pues a veces las contracunetas son perjudiciales si en su longitud ocurren filtraciones que redunden en la inestabilidad de los taludes del corte; en estos casos debe estudiarse la conveniencia de impermeabilizarlas, substituirlas por bordos o buscar otra solución.

9.2.4 Taludes

El talud es la inclinación del paramento de los cortes o de los terraplenes, expresado numéricamente por el recíproco de la pendiente. Por

extensión, en caminos, se le llama también talud a la superficie que en cortes queda comprendida entre la línea de ceros y el fondo de la cuneta; y en terraplenes, la que queda comprendida entre la línea de ceros y el hombro correspondiente.

Los taludes de los cortes y terraplenes se fijan de acuerdo con su altura y la naturaleza del material que los forman.

En terraplenes, dado el control que se tiene en la extracción y colocación del material que forma el talud, el valor comúnmente empleado para éste es de 1.5. En los cortes, debido a la gran variedad en el tipo y disposición de los materiales, es indispensable un estudio, por somero que sea, para definir los taludes en cada caso. La tabla 9-D resume la experiencia de la Secretaría de Obras Públicas respecto a las recomendaciones de los taludes en cortes. Se tiene como norma para los cortes de más de siete metros de altura, realizar estudios con el detalle suficiente, a fin de fijar de un modo racional, los taludes y los procedimientos de construcción.

9.2.5 Partes complementarias

Bajo esta denominación se incluyen aquellos elementos de la sección transversal que concurren ocasionalmente y con los cuales se trata de mejorar la operación y conservación del camino. Tales elementos son las guarniciones, bordillos, banquetas y fajas separadoras. Las defensas y los dispositivos para el control del tránsito también pueden considerarse como parte de la sección transversal; su aplicación, diseño y descripción, están tratados en el Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito, editado por la Secretaría de Obras Públicas.

A) Guarniciones y bordillos. Las guarniciones son elementos parcialmente enterrados, comúnmente de concreto hidráulico que se emplean principalmente para limitar las banquetas, camellones, isletas y delinear la orilla del pavimento. El tipo y ubicación de las guarniciones influye en las reacciones del conductor y, por tanto, en la seguridad y utilidad del camino.

TABLA 9-D. TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	*TALUD RECOMENDABLE*		*OBSERVACIONES*
	Hasta ≐ 8 m	*De ≒ 8 m a 16 m ≐*	
Granito sano y masivo	¼ :1	¼ :1	Descopetar a ¾ :1 la parte intemperizada, si la hay
Granito sano, en bloque	½ :1	¾ :1	Amacizar taludes según la disposición de los bloques
Granito sano, fracturado	½ :1	½ :1	No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud El talud recomendable variará de acuerdo con la disposición relativa de las diaclasas respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta ≐ 8 m	TALUD RECOMENDABLE De ≐ 8 m a 16 m ≐	OBSERVACIONES
Granito fracturado y poco alterado	½ :1	½ :1	Si el fracturamiento es uniforme y favorable
	¾ :1	¾ :1	Si no es favorable
	½ :1	¾ :1	Si el fracturamiento es más intenso en la parte superior del corte
Granito totalmente intemperizado (tucuruguay)	½ :1	¾ :1	Si el producto de intemperización del granito es arena gruesa bien cementada y compacta
	¾ :1	1 :1	Si el producto de intemperización es arena limosa o arcillosa con poca cementación y compacidad
Dioritas			Mismo comportamiento que los granitos
Riolitas fracturadas en grandes bloques con sistemas de fracturamiento principal, horizontal y verticalmente. (Columnar.)	¼ :1	½ :1	No es adecuada la construcción de bermas
Andesita fracturada en grandes bloques	¼ :1	¼ :1	Si las fracturas no contienen arcilla
	½ :1	¾ :1	Si las fracturas contienen arcilla Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiaclasamiento respecto al talud
Andesita fracturada y poco alterada	¼ :1	½ :1	
Andesita fracturada y muy intemperizada	½ :1	¾ :1	
Diabasa sana, poco fracturada	⅛ :1	¼ :1	
Basalto columnar	⅛ :1	¼ :1	El que den las columnas, generalmente es vertical
Basalto fracturado, sano	¼ :1	¼ :1	Si el sistema de fracturamiento es favorable al talud Descopetar a ½ :1 la parte superior del corte si el fracturamiento es muy intenso Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiaclasamiento respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta 8 m	TALUD RECOMENDABLE De 8 m a 16 m	OBSERVACIONES
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños (mal país)	½ :1 ¾ :1	¾ :1 ¾ :1	Si está empacado en arcillas
Basalto muy fracturado y alterado	½ :1	½ :1	
Derrames basálticos intercalados con piroclásticas y tezontles	¾ :1	1 :1	Conviene la construcción de banqueta de 4 m al pie del talud para recibir desprendimientos
Tezontle suave bien cementado	¼ :1	½ :1	
Tezontle sano fragmentario	¾ :1	1 :1	
Tezontle intemperizado	¾ :1	¾ :1	
Tobas andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas y fuertemente cementadas	¼ :1	¼ :1	Si presentan fracturamiento columnar, deberá darse la inclinación de dichas columnas Deberá tenerse especial cuidado para no usar explosivos en exceso
	¼ :1	¾ :1	Si están intemperizadas en la parte superior del corte
Tobas brechoides medianamente cementadas	¼ :1	¼ :1	Un solo talud para cortes menores de 16 m
Tobas débilmente cementadas	¾ :1	1 :1	
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada	¼ :1	¼ :1	Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de planos de sedimentación respecto al plano del talud
	¼ :1	½ :1	Si la parte superior del corte se encuentra más fracturada
Lutita suave muy fracturada	½ :1	¾ :1	Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta ≐ 8 m	De ≐ 8 m a 16 m ≐	OBSERVACIONES
Areniscas fuertemente cementadas	1/8 :1	1/8 :1	
Areniscas débilmente cementadas	1/2 :1	3/4 :1	
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicosa	1/8 :1	1/8 :1	
Conglomerados cementados con matriz cálcica	1/4 :1	1/4 :1	
Conglomerado pobremente cementado o con matriz arcillosa	1/2 :1	3/4 :1	
Caliza fracturada con echados casi horizontales	1/8 :1	1/8 :1	Descopetar a 1/2 :1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud
Caliza muy fracturada, cavernosa y poco alterada	1/2 :1	3/4 :1	
Pizarras con planos de apizarramiento de 5 a 10 cm de separación, con echados casi horizontales	1/4 :1	1/2 :1	Se aconseja la construcción de contracunetas impermeables si éstas son necesarias
Aglomerados medianamente compactos	3/4 :1	3/4 :1	
Arenas limosas pumíticas y vidrios volcánicos (jales)	3/4 :1	1:1	Protección de taludes inmediata, mediante "tepes", cunetas y contracunetas impermeabilizadas
Limos arenosos muy compactos (tepetates)	1/4 :1	1/2 :1	
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas)	1/2 :1	1/2 :1 a 3/4 :1	
Arcillas muy suaves, expansivas y compresibles	1:1	1.5:1	Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje
Caolín, producto de alteración de dioritas	1:1		Cubrir con "tepes" el talud. Altura máxima de corte 8 m. Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje

Los tipos usuales de guarnición son las verticales y las achaflanadas, las primeras tienen su parte saliente de 0.20 m como máximo y su cara exterior sensiblemente vertical, de manera que los vehículos no puedan sobrepasarlas; las segundas tienen la parte saliente achaflanada para que en caso de emergencia, los vehículos puedan pasar sobre ellas con relativa facilidad. La Figura 9.9 ilustra ambos tipos de guarniciones.

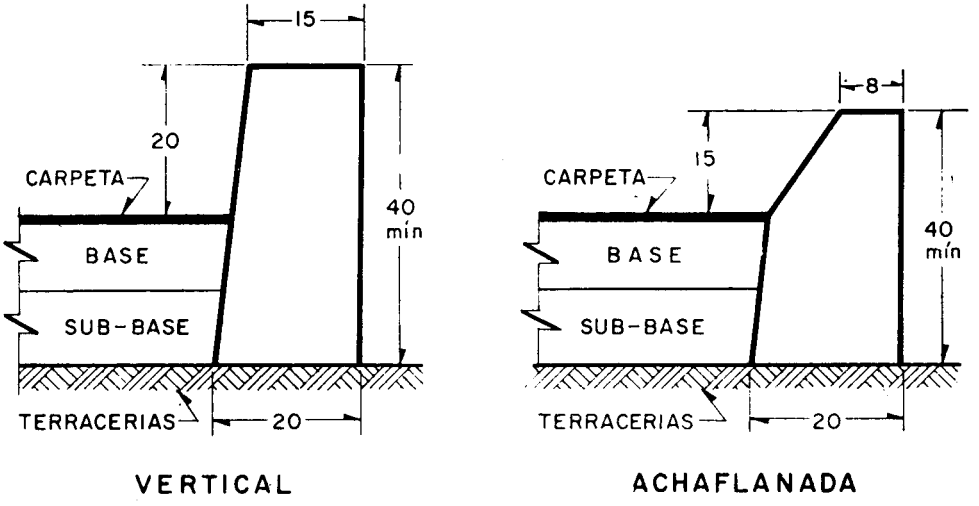


FIGURA 9.9. TIPOS DE GUARNICIONES

Las guarniciones achaflanadas se emplean principalmente en zonas rurales y las verticales en zonas urbanas. Las guarniciones deben ser visibles, para ello cuando sea necesario deben pintarse o señalarse con material reflejante sus caras exteriores.

Los bordillos son elementos, generalmente de concreto asfáltico, que se construyen sobre los acotamientos junto a los hombros de los terraplenes, a fin de encauzar el agua que escurre por la corona y que de otro modo causaría erosiones en el talud del terraplén (ver Figura 9.10).

El caudal recogido por el bordillo se descarga en lavaderos construidos sobre el talud del terraplén.

Antes de proyectar un bordillo habrá que estudiar la erosionabilidad del talud para la precipitación pluvial que se tenga en la zona. Habrá terraplenes que no los requieran, ya sea por la baja precipitación o porque el talud no sea erosionable. En terraplenes de corta altura puede ser más económico reponer, en su caso, el material erosionado en los taludes que conservar el bordillo y los lavaderos correspondientes. En tramos a nivel o con pendientes longitudinales menores de uno por ciento no son aconsejables los bordillos, pues el agua que recogen escurrirá únicamente por tirante hidráulico y se provocarán acumulaciones de agua perjudiciales. Si la pendiente longitudinal es mayor, el bombeo y el espesor de la carpeta

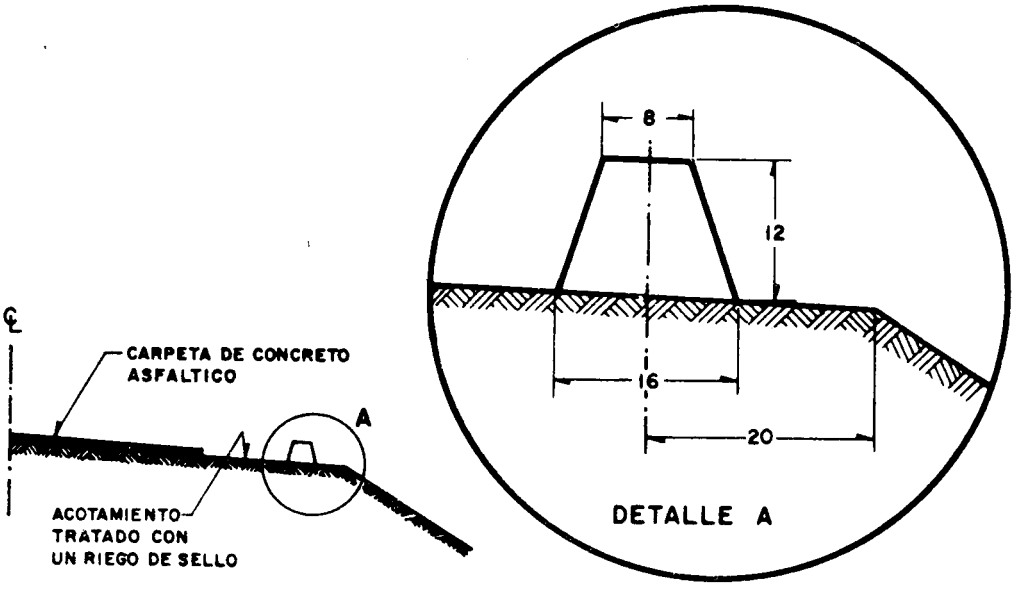


FIGURA 9.10. BORDILLO

limitan la altura máxima del bordillo, puesto que no es admisible que el agua recogida por él, invada parte de la calzada.

Debe tenerse en cuenta que un bordillo puede ser una obra provisional. En algunas ocasiones, su función es reemplazada por las especies vegetales que crecen en los taludes del terraplén.

B) Banquetas. Las banquetas son fajas destinadas a la circulación de peatones, ubicadas a un nivel superior al de la corona y a uno o a ambos lados de ella. En zonas urbanas y suburbanas, la banqueta es parte integrante de la calle; en caminos rara vez son necesarias.

La justificación del proyecto de banquetas depende del peligro a que estén sujetos los peatones en caso de no haberlas, lo que a su vez está gobernado por la circulación horaria de peatones y el volumen y la velocidad de tránsito. Cuando la circulación de peatones es eventual no es necesario construir banquetas.

C) Fajas separadoras y camellones. Se llaman fajas separadoras a las zonas que se disponen para dividir unos carriles de tránsito de otros de sentido opuesto, o bien para dividir carriles del mismo sentido pero de diferente naturaleza. A las primeras se les llama fajas separadoras centrales y a las segundas, fajas separadoras laterales. Cuando a estas fajas se les construyen guarniciones laterales y entre ellas se coloca material para obtener un nivel superior al de la calzada, toman el nombre de camellones, que igualmente pueden ser centrales o laterales; su anchura es variable dependiendo del costo del derecho de vía y de las necesidades del tránsito. El ancho mínimo es 1.20 m.

Los camellones centrales se usan en caminos de cuatro o más carriles; los laterales se proyectan en zonas urbanas y suburbanas para separar el tránsito directo del local en una calle o camino lateral.

En ocasiones, se pone en los camellones centrales setos altos para evitar el deslumbramiento de los usuarios; en las curvas horizontales, este seto reduce la distancia de visibilidad, por lo que en estos casos debe eliminarse o proyectar el camellón con un ancho tal que el seto permita tener al menos la distancia de visibilidad de parada, correspondiente a la velocidad de proyecto del tramo para el carril inmediato al camellón.

9.2.6 Derecho de vía

El derecho de vía de una carretera es la faja que se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y en general, para el uso adecuado de esa vía y de sus servicios auxiliares. Su ancho será el requerido para satisfacer esas necesidades.

En general, conviene que el ancho de derecho de vía sea uniforme, pero habrá casos en que para alojar intersecciones, bancos de materiales, taludes de corte o terraplén y servicios auxiliares, se requiera disponer de un mayor ancho.

CAPITULO X

PROYECTO DE LA SUBRASANTE Y CALCULO DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRACERIAS

GENERALIDADES

El costo de construcción, parte integrante de los costos en que se basa la evaluación de un camino, está gobernado por los movimientos de terracerías. Esto implica una serie de estudios que permitan tener la certeza de que los movimientos a realizar sean los más económicos, dentro de los requerimientos que el tipo de camino fija.

La subrasante a la que corresponden los movimientos de terracerías más económicos se le conoce como subrasante económica.

En este Capítulo se dan los lineamientos que el proyectista debe seguir para obtener la subrasante que corresponde a un proyecto económico.

10.1 PROYECTO DE LA SUBRASANTE

Al iniciarse el estudio de la subrasante en un tramo se deben analizar el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal y las secciones transversales del terreno, los datos relativos a la calidad de los materiales y la elevación mínima que se requiere para dar cabida a las estructuras.

La subrasante económica es aquella que ocasiona el menor costo de la obra, entendiéndose por esto, la suma de las erogaciones ocasionadas durante la construcción y por la operación y conservación del camino una vez abierto al tránsito. No obstante, en lo que sigue se tratará la forma de encontrar la subrasante económica determinándola únicamente por el costo de construcción, por ser este concepto el que generalmente presenta variaciones sensibles. Bajo este aspecto, para el proyecto de la subrasante económica hay que tomar en cuenta que:

1. La subrasante debe cumplir con las Especificaciones de Proyecto Geométrico dadas.

2. En general, el alineamiento horizontal es definitivo, pues todos los problemas inherentes a él han sido previstos en la fase de anteproyecto. Sin embargo habrá casos en que se requiera modificarlo localmente.

3. La subrasante a proyectar debe permitir alojar las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel y su elevación debe ser la necesaria para evitar humedades perjudiciales a las terracerías o al pavimento, causadas por zonas de inundación o humedad excesiva en el terreno natural.

10.1.1 Elementos que definen el proyecto de la subrasante

De acuerdo con lo anterior, se considera que los elementos que definen el proyecto de la subrasante económica, son los siguientes:

A) Condiciones topográficas.
B) Condiciones geotécnicas.
C) Subrasante mínima.
D) Costo de las terracerías.

A) Condiciones topográficas. De acuerdo con su configuración se consideran los siguientes tipos de terreno: plano, lomerío y montañoso.

Se estima que la definición de estos tres conceptos debe estar íntimamente ligada con las características que cada uno de ellos imprime al proyecto, tanto en los alineamientos horizontal y vertical como en el diseño de la sección de construcción.

Se considera terreno plano, aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula. Como lomerío, se considera al terreno cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión, cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de 25°. Como montañoso se considera al terreno que ofrece pendientes transversales mayores de 25°, caracterizado por accidentes topográficos notables y cuyo perfil obliga a fuertes movimientos de tierra.

En terreno plano el proyecto de la subrasante será generalmente en terraplén, sensiblemente paralelo al terreno, con la altura suficiente para quedar a salvo de la humedad propia del suelo y de los escurrimientos laminares en él, así como para dar cabida a las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel. En este tipo de configuración, la compensación longitudinal o transversal de las terracerías se presenta excepcionalmente; como consecuencia, los terraplenes estarán formados con material producto de préstamo, ya sea lateral o de banco. El proyecto de tramos con visibilidad de rebase generalmente no presenta ninguna dificultad, tanto por lo que respecta al alineamiento horizontal como al vertical.

En un terreno considerado como lomerío, el proyectista estudiará la subrasante combinando las pendientes especificadas, obteniendo un alineamiento vertical ondulado, que en general permitirá aprovechar el material producto de los cortes, para formar los terraplenes contiguos. El proyecto de la subrasante a base de contrapendientes, la compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable, el hecho de no representar problema dejar el espacio vertical necesario para alojar las alcantarillas, los pasos a desnivel y puentes, son características de este tipo de terreno. Asimismo, cuando se requiere considerar la distancia de visibilidad de rebase en el proyecto del alineamiento vertical, se ocasiona un incremento en el volumen de tierras a mover.

En terreno montañoso, como consecuencia de la configuración topográfica, la formación de las terracerías se obtiene mediante la excavación de grandes volúmenes; el proyecto de la subrasante queda generalmente condicionado a la pendiente transversal del terreno y el análisis de las secciones transversales en zonas críticas o en balcón. Cuando a causa de la excesiva pendiente transversal del terreno haya necesidad de alojar en firme la corona del camino, la elevación de la subrasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención o de viaductos, con el objeto de obtener el menor costo del tramo. En ocasiones, el proyecto de un túnel puede ser la solución conveniente.

Son características del terreno montañoso el empleo frecuente de las especificaciones máximas, tanto en el alineamiento horizontal como en el

vertical, la facilidad de disponer del espacio libre para dar cabida a alcantarillas y puentes, la presencia en el diagrama de masas de una serie de desperdicios interrumpidos por pequeños tramos compensados, la frecuencia de zonas críticas, los grandes volúmenes de tierras a mover, la necesidad de proyectar alcantarillas de alivio y el alto costo de construcción resultante, si se quiere considerar en el proyecto la distancia de visibilidad de rebase.

Dada la íntima liga que existe entre los alineamientos horizontal y vertical en todos los casos antes descritos, especialmente en el último, es necesario que al proyectar el alineamiento horizontal se tomen en cuenta los problemas que afectan el estudio económico de la subrasante.

B) Condiciones geotécnicas. La calidad de los materiales que se encuentran en la zona en donde se localiza el camino, es factor muy importante para lograr el proyecto de la subrasante económica, ya que además del empleo que tendrán en la formación de las terracerías, servirán de apoyo al camino. La elevación de la subrasante está limitada en ocasiones por la capacidad de carga del suelo que servirá de base al camino.

Por la dificultad que ofrecen a su ataque, las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas, clasifican a los materiales de terracerías como A, B y C; por el tratamiento que van a tener en la formación de los terraplenes, los clasifican en materiales compactables y no compactables.

Un suelo se clasifica como Material A, cuando puede ser atacado con facilidad mediante pico, pala de mano, escrepa o pala mecánica de cualquier capacidad; además, se consideran como Material A, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 centímetros; como Material B, el que requiere ser atacado mediante arado o explosivos ligeros, considerándose además como Material B, las piedras sueltas mayores de 7.5 y menores de 75.0 centímetros. Finalmente, el Material C, es el que solamente puede ser atacado mediante explosivos, requiriendo para su remoción el uso de pala mecánica de gran capacidad.

Un material se considera compactable cuando es posible controlar su compactación por alguna de las pruebas de laboratorio usuales en la técnica S.O.P. En caso contrario se considera no compactable, aun cuando se reconozca que estos materiales puedan ser sujetos a un proceso de compactación en el campo. Al material llamado no compactable, generalmente producto de los cortes y excepcionalmente obtenido de los préstamos, se le aplica el tratamiento de bandeado al emplearse en la formación de los terraplenes, tratamiento que tiene por objeto lograr un mejor acomodo de los fragmentos, reduciendo los vacíos u oquedades mediante el empleo del equipo de construcción adecuado. Dentro de este grupo quedan incluidos los materiales clasificados como C, y aquellos cuya clasificación B es debida a la presencia de fragmentos medianos y grandes.

Para el proyecto de la subrasante se deben conocer principalmente las propiedades de los materiales que intervendrán en la formación de las terracerías, los datos relativos a su clasificación para fines de presupuesto y el tratamiento a darles.

C) Subrasante mínima. La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la subrasante económica debe sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la subrasante mínima. Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

1. Obras menores
2. Puentes
3. Zonas de inundación
4. Intersecciones.

1. Obras menores. Para lograr la economía deseada y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que el estudio de la subrasante respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, pues en terrenos considerados como de lomerío y montañoso, solamente en casos aislados habrá que tomar en cuenta la elevación mínima, ya que el proyecto de la subrasante estará obligado por las condiciones que este tipo de configuración topográfica impone y generalmente habrá espacio vertical suficiente para dar cabida a las obras menores.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la subrasante, está en función de las características propias de la alcantarilla y de la sección de construcción, principalmente la elevación del desplante, la pendiente según el eje de la obra, el colchón mínimo, el ángulo de esviajamiento, la altura de la obra hasta su coronamiento, el ancho de la semicorona, y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

2. Puentes. Aun cuando en los cruces de corrientes que hacen necesaria la construcción de puentes, la elevación definitiva de la subrasante no será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en consideración los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto del alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr lo anterior se debe contar con los siguientes datos:

a) Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.

b) Sobreelevación de las aguas ocasionada por el estrechamiento que origina el puente en el cauce.

c) Espacio libre vertical necesario para dar paso a cuerpos flotantes.

d) Peralte de la superestructura.

La suma de los valores de estos elementos determina la elevación mínima de rasante necesaria para alojar el puente, de la cual habrá que deducir el espesor de pavimento para obtener la elevación de la subrasante.

En caminos de poco tránsito localizados en zonas en donde las avenidas máximas extraordinarias se presentan con poca frecuencia y duración, el proyecto de vados suele suplir al de puentes. La elección del tipo de obra está supeditada al régimen de la corriente, así como al estudio comparativo de costos de las alternativas que se presenten.

3. Zonas de inundación. El paso de un camino por zonas de inundación obliga a guardar cierta elevación de la subrasante que se fija de acuerdo con el nivel de aguas máximas extraordinarias, con la sobreelevación de las aguas producida por el obstáculo que a su paso presentará el camino y con la necesidad de asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento. En estos casos se recomienda que la elevación de la subrasante sea como

mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias, estando el dato preciso en función de las características de la zona inundable.

4. Intersecciones. Los cruces que un camino tiene con otras vías de comunicación terrestre, ya sean en proyecto o existentes, dan lugar a intersecciones que pueden ser a nivel o a desnivel. En este caso el proyecto de la subrasante deberá considerar la vía terrestre que se cruce.

En las intersecciones a desnivel, se hará un estudio económico para determinar si conviene sea inferior o superior el paso del camino que se está proyectando. Para fijar la elevación de la subrasante económica se sigue una metodología semejante a la ya explicada para el caso de obras menores, tomando en consideración además, para el caso de los entronques, que deberán estudiarse los enlaces con los caminos que originan el cruce.

D) Costo de las terracerías. La posición que debe guardar la subrasante para obtener la economía máxima en la construcción de las terracerías, depende de los siguientes conceptos:

1. Costos unitarios:
Excavación en corte.
Excavación en préstamo.
Compactación en el terraplén del material de corte.
Compactación en el terraplén del material de préstamo.
Sobreacarreo del material de corte a terraplén.
Sobreacarreo del material de corte a desperdicio.
Sobreacarreo del material de préstamo a terraplén.
Costo del terreno afectado para préstamo, desmonte y despalme, dividido entre el volumen de terracerías extraído del mismo.

2. Coeficientes de variabilidad volumétrica:
Del material de corte.
Del material de préstamo.

3. Relaciones:
Entre la variación de los volúmenes de corte y terraplén, al mover la subrasante de su posición original.

Entre los costos unitarios de terraplén formado con material producto de corte y con material obtenido de préstamo.

Entre los costos que significa el acarreo del material de corte para formar el terraplén y su compactación en éste y el que significa la extracción del material de corte y el acarreo para desperdiciarlo.

4. Distancia económica de sobreacarreo:

El empleo del material producto de corte en la formación de terraplenes, está condicionado tanto a la calidad del material como a la distancia hasta la que es económicamente posible su transporte. Esta distancia está dada por la ecuación:

$$DME = \frac{(P_p + ad) - P_c}{P_{aa}} + AL$$

en donde:

DME = Distancia máxima de sobreacarreo económico.
ad = Costo unitario de sobreacarreo del material de corte de desperdicio.
P_c = Precio unitario de la compactación en el terraplén del material producto del corte.
AL = Acarreo libre del material, cuyo costo está incluido en el precio de excavación.
P_p = Costo unitario de terraplén formado con material producto de préstamo.
P_{sa} = Precio unitario del sobreacarreo del material de corte.

Como se verá en el inciso 10.2.4 correspondiente a movimientos de terracerías, en estos elementos se basa fundamentalmente el estudio del diagrama de masas.

10.2 CALCULO DE VOLUMENES Y MOVIMIENTO DE TERRACERIAS

Para lograr la aproximación debida en el cálculo de los volúmenes de tierra, es necesario obtener la elevación de la subrasante tanto en las estaciones cerradas como en las intermedias en que se acusan cambios en la pendiente del terreno. Asimismo, es conveniente calcular la elevación de los puntos principales de las curvas horizontales, en los que la sección transversal sufre un cambio motivado por la sobreelevación y la ampliación.

Obtenida la elevación de la subrasante para cada una de las estaciones consideradas en el proyecto, se determina el espesor correspondiente dado por la diferencia que existe entre las elevaciones del terreno y de la subrasante. Este espesor se considera en la sección transversal del terreno previamente dibujada, procediéndose al proyecto de la sección de construcción.

El cálculo de los volúmenes se hace con base en las áreas medidas en las secciones de construcción y los movimientos de los materiales se analizan mediante un diagrama llamado de curva masa.

10.2.1 Secciones de construcción

Se llama así a la representación gráfica de las secciones transversales, que contienen tanto los datos propios del diseño geométrico, como los correspondientes al empleo y tratamiento de los materiales que formarán las terracerías, véase Figuras 10.1 y 10.2.

Los elementos y conceptos que determinan el proyecto de una sección de construcción, pueden separarse en dos grupos claramente definidos:

A) Los propios del diseño geométrico.

B) Los impuestos por el procedimiento a que debe sujetarse la construcción de las terracerías.

Los elementos relativos al grupo A) son los siguientes:

1. Espesor de corte o de terraplén.
2. Ancho de corona.

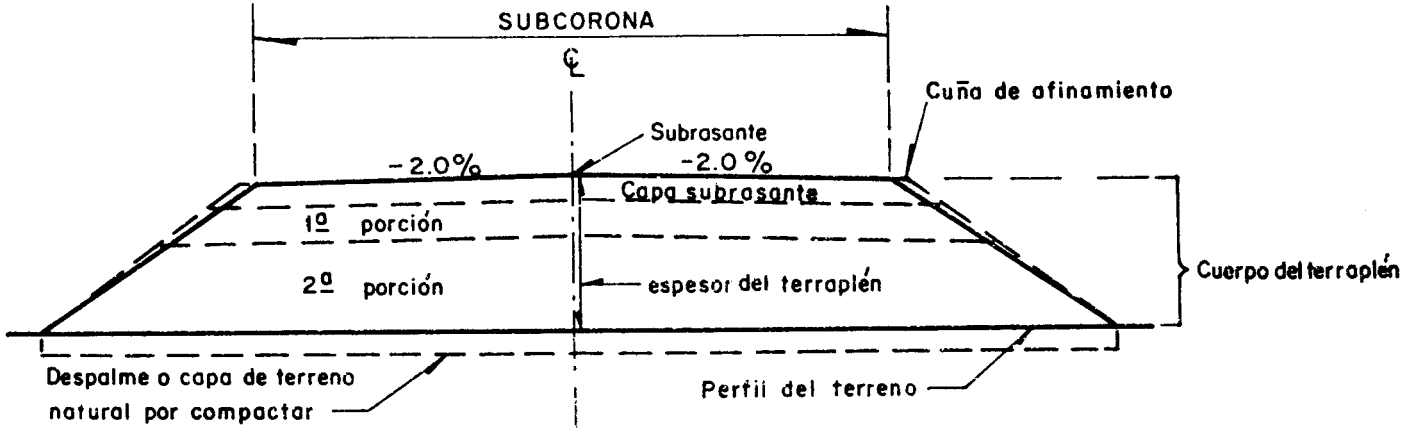


FIGURA 10.1. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN TERRAPLEN EN TANGENTE

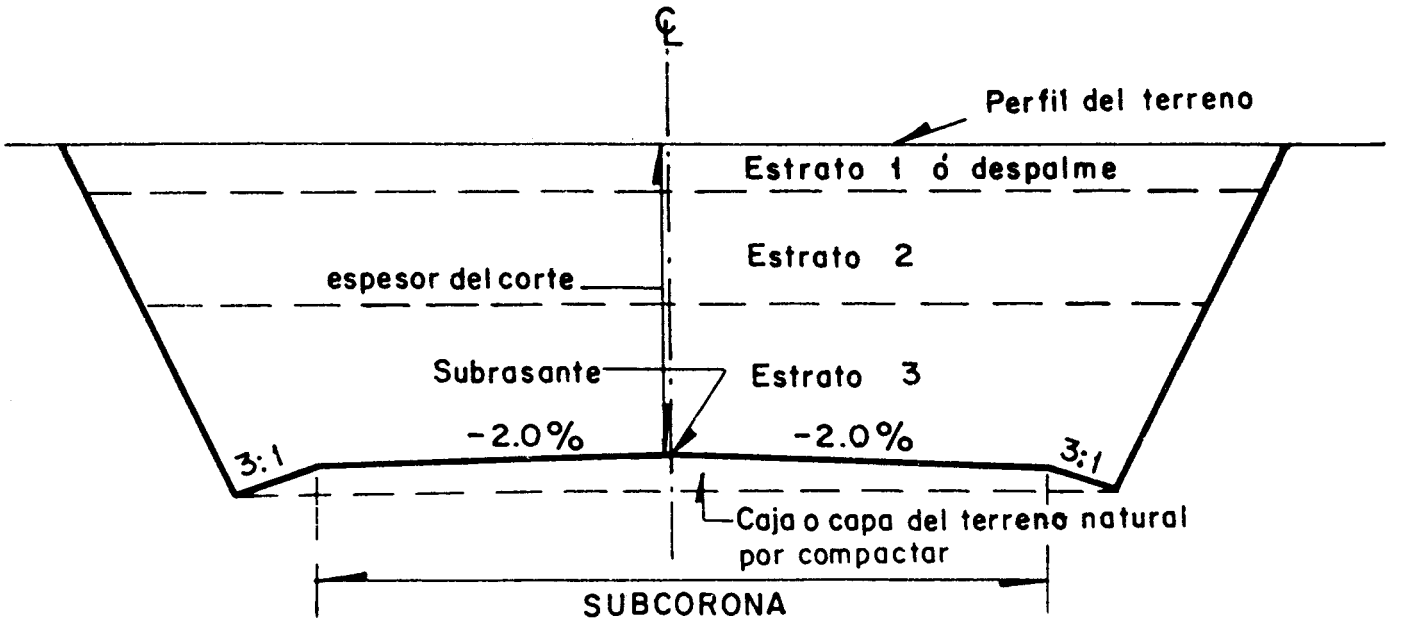


FIGURA 10.2. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

3. Ancho de calzada.
4. Ancho de acotamiento.
5. Pendiente transversal.
6. Ampliación en curvas.
7. Longitud de transición.
8. Espesor de pavimento.
9. Ancho de subcorona.
10. Talud de corte o de terraplén.
11. Dimensiones de las cunetas.

Los elementos que forman el grupo B) son los siguientes:

12. Despalme.
13. Compactación del terreno natural.
14. Escalón de liga.
15. Cuerpo del terraplén.
16. Capa subrasante.
17. Cuña de afinamiento.
18. Muro de retención.
19. Berma.
20. Estratos en corte.
21. Caja en corte.

Los elementos enumerados en el grupo A) ya han sido tratados en el Capítulo IX; a continuación se describen los relativos al grupo B).

12. Despalme. Es la remoción de la capa superficial del terreno natural que, por sus características no es adecuada para la construcción; ya sea que se trate de zonas de cortes, de áreas destinadas para el desplante de terraplenes o de zonas de préstamo. (Ver Figuras 10.1 y 10.2.)

13. Compactación del terreno natural. Es la que se da al material del terreno sobre el que se desplantará un terraplén o al que quede abajo de la subcorona o de la capa subrasante en un corte, para proporcionarle a ese material el peso volumétrico requerido. También se aplica en el caso de terracerías antiguas que vayan a ser ampliadas. (Ver Figuras 10.1 y 10.2.)

14. Escalón de liga. Es el que se forma en el área de desplante de un terraplén, cuando la pendiente transversal del terreno es poco menor que la inclinación del talud 1.5:1, a fin de obtener una liga adecuada entre ellos y evitar un deslizamiento del terraplén (Figura 10.3-A). También se proyecta en casos de ampliación o reconstrucción de caminos existentes, cuando la distancia horizontal d (Figura 10.3-B) entre taludes, es menor que el ancho del equipo de construcción, para lo cual hay que recortar el terraplén existente, hasta obtener la distancia mínima l necesaria. Las dimensiones de los escalones de liga se fijan de acuerdo con las características de los materiales y del equipo de construcción.

15. Cuerpo del terraplén. Se llama así a la parte del terraplén que queda abajo de la subcorona. Está formado por una o más porciones según sea la elevación del terraplén, las características de los materiales y el tratamiento que se les dé (Figura 10.1).

16. Capa subrasante. Es la porción subyacente a la subcorona, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30 cm y está formada por suelos seleccionados para soportar las cargas que le transmite el pavimento (Figura 10.1).

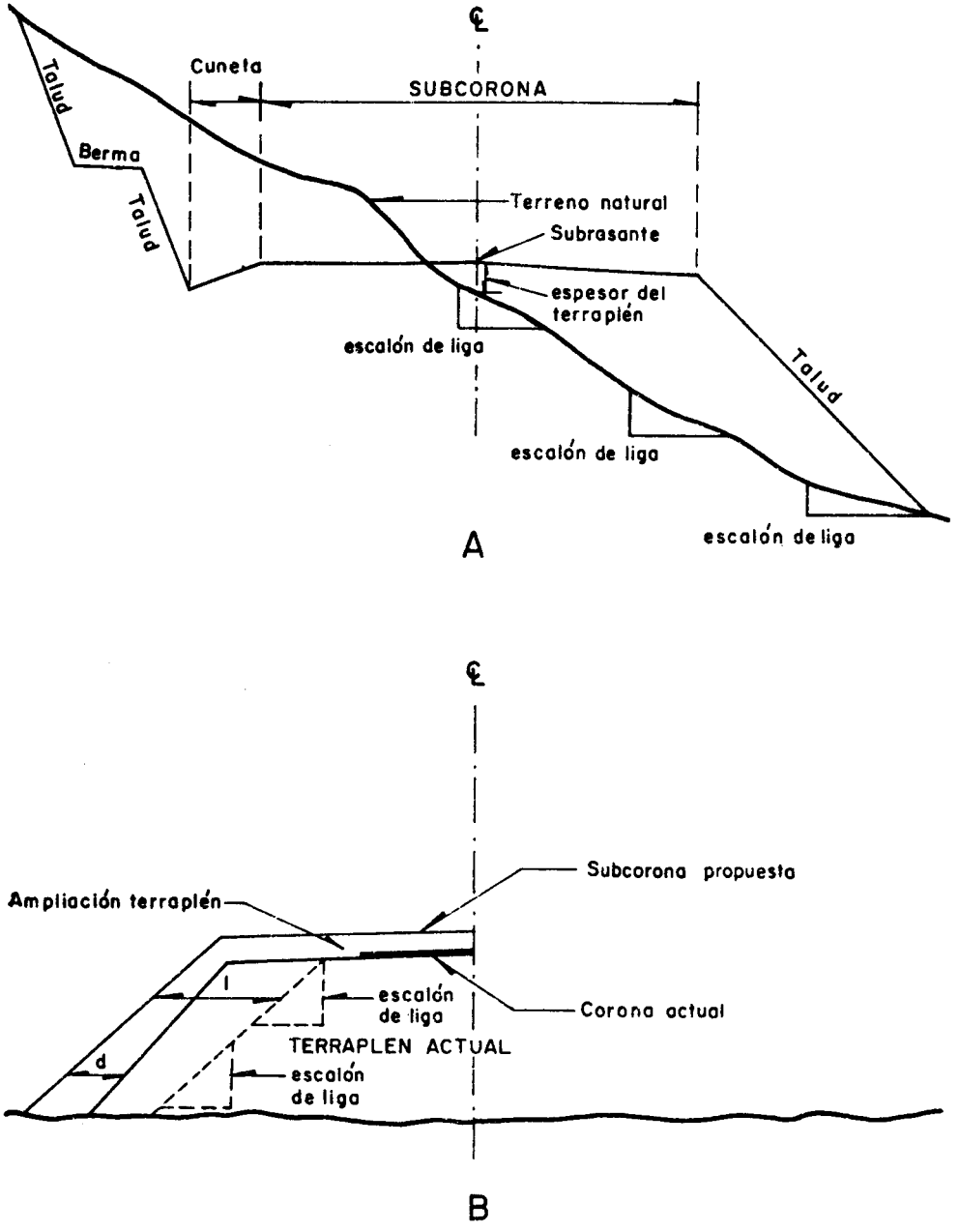


FIGURA 10.3. ESCALON DE LIGA

17. Cuña de afinamiento. Es el aumento lateral que se le da a un talud de terraplén, para lograr la compactación debida en las partes contiguas a él. Es de forma triangular, comúnmente de 20 cm de ancho en su parte superior al nivel del hombro de la subcorona, y termina en la línea de ceros del talud o en el lecho superior de la porción inferior, si ésta es de material no compactable. Esta cuña debe recortarse en el afinamiento final (Figura 10.1).

18. Muro de retención. Cuando la línea de ceros del terraplén no llega al terreno natural es necesario construir muros de retención, cuya ubicación y altura estarán dadas como resultado de un estudio económico (Figura 10.4-A.).

19. Berma. En un terraplén, está formada por el material que se coloca adosado a su talud, a fin de darle mayor estabilidad al terraplén (Figura 10.4-B.). En corte, es un escalón que se hace recortando el talud, con el objeto de darle mayor estabilidad y de detener en él al material que se pueda desprender, evitando así que llegue hasta la corona del camino (Figura 10.4-A.).

20. Estratos en cortes. Así se designan a las diferentes capas que aparecen en un corte, cuando cada una de ellas está formada por material de distintas características de las demás. Una sección típica en corte se muestra en la Figura 10.4-A, en donde se observa lo siguiente:

a) La capa superficial del terreno o estrato (1), que en general está formada por materiales finos, si es aprovechable por su calidad para formar el terraplén, se considera como tal; si por el contrario es inadecuado para ese empleo, viene a ser el despalme antes descrito.

b) Las porciones (2) y (3) representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas.

21. Caja en corte. Es la excavación del material subyacente a la subcorona, inadecuado para formar la capa subrasante. Este material debe ser substituido por otro de características apropiadas (Figura 10.2).

10.2.2 Determinación de áreas

Para fines de presupuesto y pago de la obra, es preciso determinar los volúmenes tanto de corte como de terraplén. Para lograr lo anterior, es necesario calcular el área de las distintas porciones consideradas en el proyecto de la sección de construcción.

Dentro de los distintos procedimientos empleados para este fin, los tres siguientes son los más comunes:

A) Método analítico.

B) Método gráfico.

C) Método del planímetro.

A) Método analítico. Este método se basa en la descomposición de la sección, en figuras regulares obtenidas al trazar líneas verticales por los puntos de quiebre del terreno y de la sección de construcción. Si se considera una sección en corte como la mostrada en la Figura 10.5 referida a un sistema de ejes cartesianos; el área de la sección es la suma de las

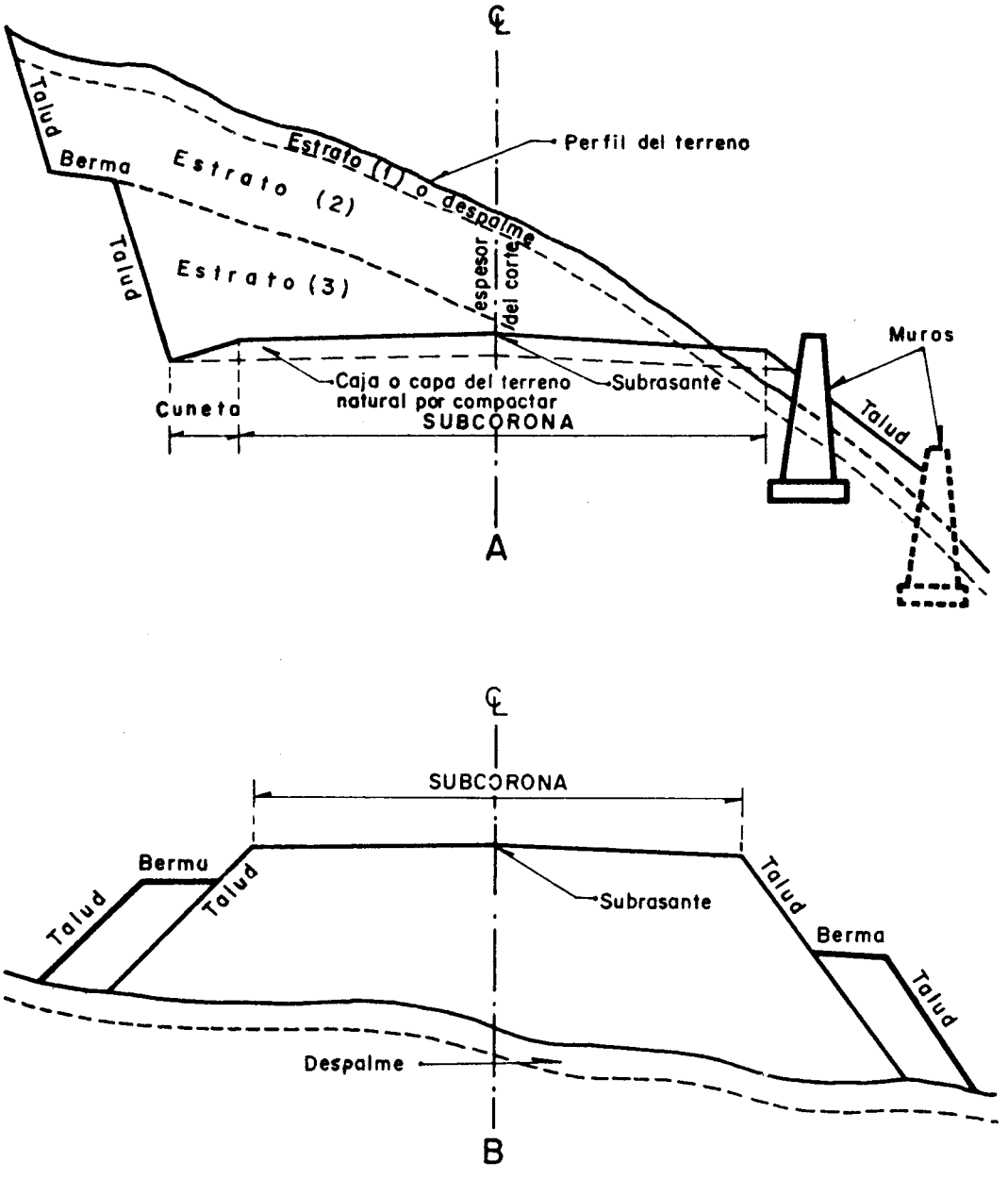


FIGURA 10.4. MUROS Y BERMAS

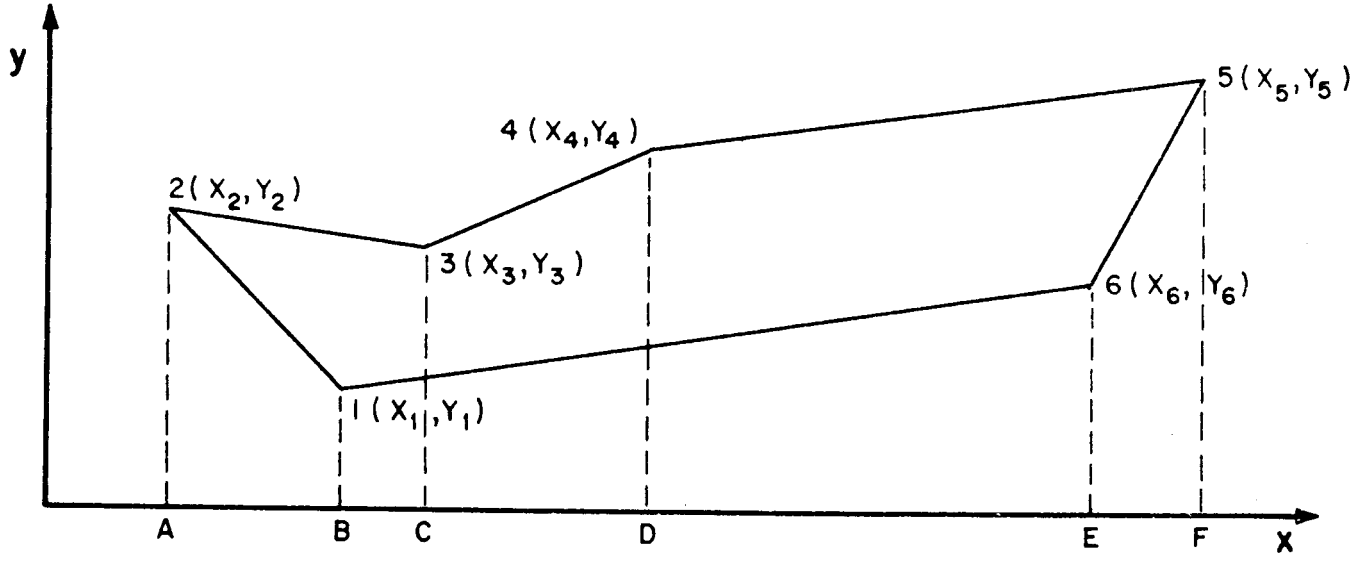


FIGURA 10.5. DETERMINACION DE AREAS, METODO ANALITICO

áreas de los trapecios: A23CA, C34DC y D45FD, menos la suma de las áreas de los trapecios A21BA, B16EB y E65FE. Puesto que el área de un trapecio es la semisuma de las bases por la altura, se tendrá:

$$A = \frac{Y_3 + Y_2}{2}(X_3 - X_2) + \frac{Y_4 + Y_3}{2}(X_4 - X_3) + \frac{Y_5 + Y_4}{2}(X_5 - X_4)$$

$$-\left[\frac{Y_1 + Y_2}{2}(X_1 - X_2) + \frac{Y_6 + Y_1}{2}(X_6 - X_1) + \frac{Y_5 + Y_6}{2}(X_5 - X_6)\right]$$

desarrollando y ordenando:

$$A = \frac{1}{2}[Y_1 X_2 + Y_2 X_3 + Y_3 X_4 + Y_4 X_5 + Y_5 X_6 + Y_6 X_1$$

$$- (Y_1 X_6 + Y_2 X_1 + Y_3 X_2 + Y_4 X_3 + Y_5 X_4 + Y_6 X_5)]$$

lo que puede expresarse por la matriz:

$$A = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} Y_1 Y_2 Y_3 Y_4 Y_5 Y_6 Y_1 \\ X_1 X_2 X_3 X_4 X_5 X_6 X_1 \end{vmatrix}$$

Por su naturaleza, este método es útil cuando las áreas de las secciones se calculan con la ayuda de una computadora. Si el cálculo se hace manualmente, el método puede resultar muy elaborado; sin embargo, se simplifica escogiendo un sistema de ejes adecuado y seleccionando apropiadamente los puntos que definen la sección de construcción y el terreno natural.

B) Método gráfico. En la Figura 10.6 la sección en terraplén mostrada ha sido dividida en trapecios y dos triángulos extremos, mediante líneas verticales a una separación constante.

El área de la sección es igual a la suma de las áreas parciales.

$$AT = \left(\frac{a}{2}\right)S + \left(\frac{a+b}{2}\right)S + \left(\frac{b+c}{2}\right)S + \left(\frac{c+d}{2}\right)S$$

$$+ \left(\frac{d+e}{2}\right)S + \left(\frac{e+f}{2}\right)S + \left(\frac{f+g}{2}\right)S + \ldots$$

o lo que es lo mismo, siendo constante S:

$$AT = S\left[\left(\frac{a}{2}\right) + \left(\frac{a+b}{2}\right) + \left(\frac{b+c}{2}\right) + \left(\frac{c+d}{2}\right) + \left(\frac{d+e}{2}\right)\right.$$

$$\left. + \left(\frac{e+f}{2}\right) + \left(\frac{f+g}{2}\right) + \ldots\right]$$

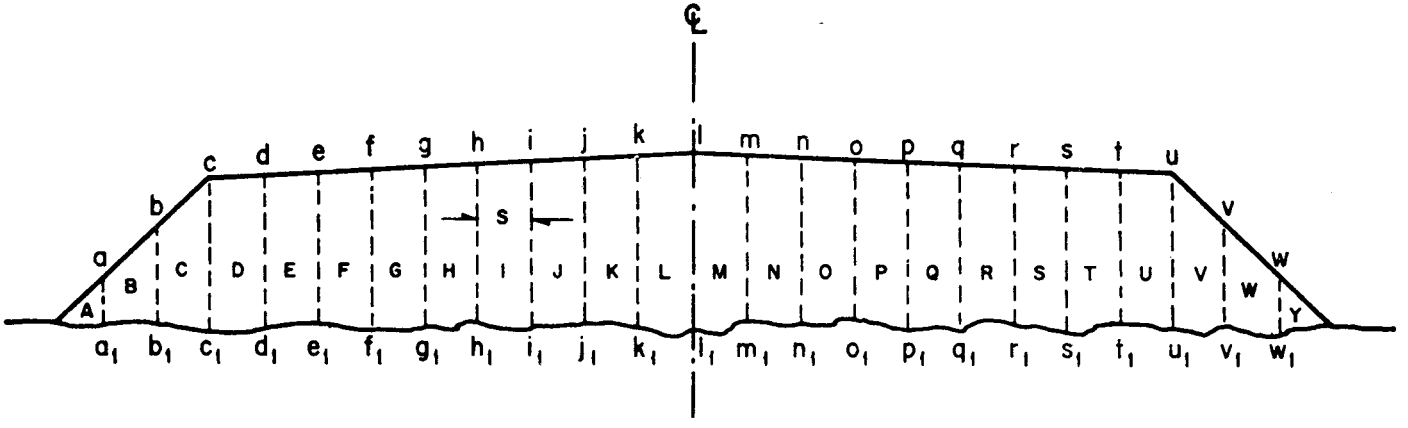


FIGURA 10.6. DETERMINACION DE AREAS, METODO GRAFICO

o sea:

$$AT = S\left[\left(\frac{2a}{2}\right)+\left(\frac{2b}{2}\right)+\left(\frac{2c}{2}\right)+\left(\frac{2d}{2}\right)+\left(\frac{2e}{2}\right)+\left(\frac{2f}{2}\right)+\left(\frac{2g}{2}\right)+\ldots\right]$$

por lo tanto:

$$AT = S\,(a + b + c + d + e + f + g + \ldots)$$

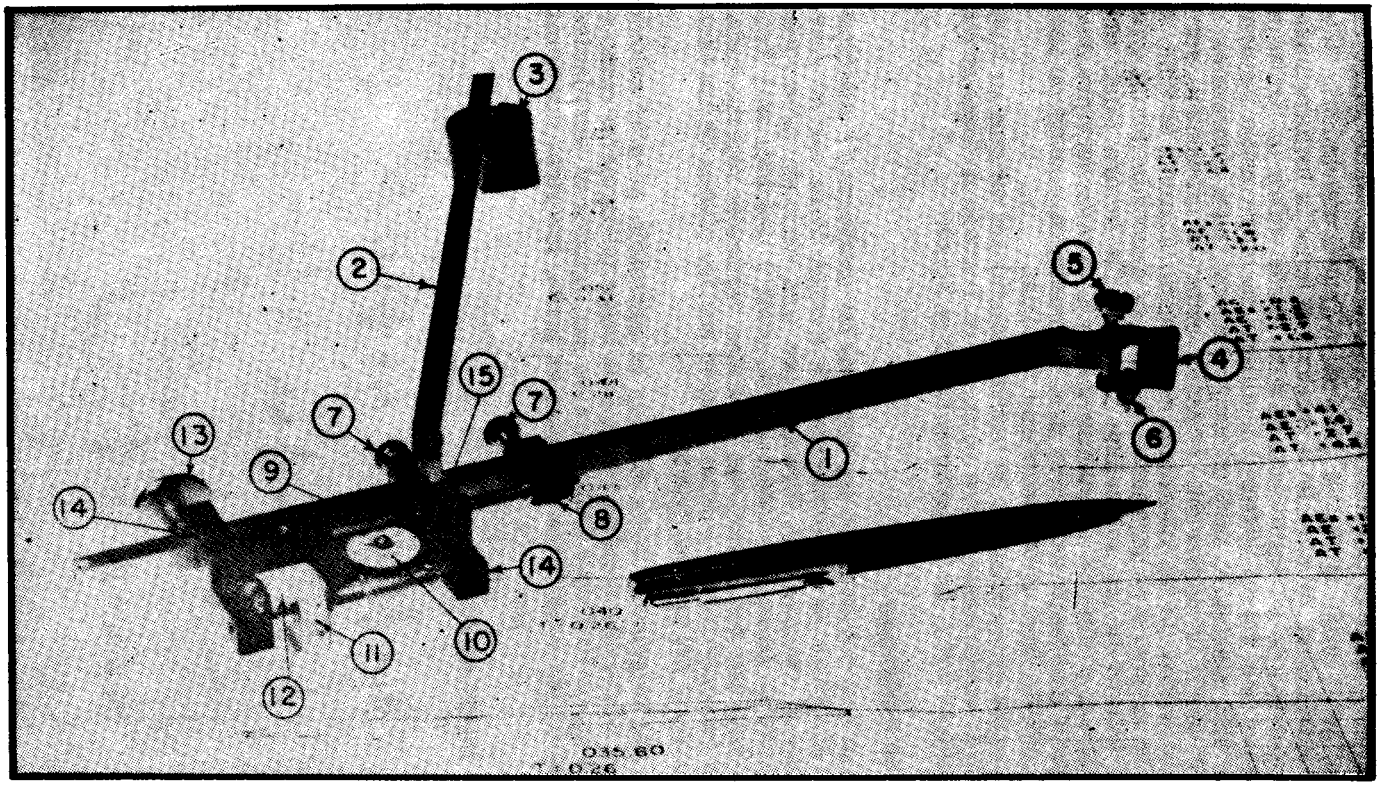
Para que esta expresión fuera exacta se necesitaría que las líneas verticales coincidieran en todos los casos con los puntos de cambio de pendiente del terreno y con los ceros, hombros y centro de la línea de la sección, lo que no siempre sucede; el error que se origina es función de la equidistancia S y lógicamente será menor conforme S sea más pequeña.

La aplicación del método gráfico, basada en esta expresión, consiste en acumular las distancias aa', bb', cc', dd', marcándolas en una tirilla de papel; una vez efectuada la operación en toda la sección, la distancia entre las marcas extremas en la tirilla, multiplicada por la equidistancia S, define el área total de la sección.

C) Método del planímetro. Por la rapidez en su operación y por la precisión que proporciona, el planímetro es el instrumento que más se presta para la determinación de las áreas. De los distintos tipos existentes, el polar de brazo ajustable es el más empleado y se describe a continuación:

El instrumento (Figura 10.7) se apoya en la mesa en cuatro puntos: tres de ellos pertenecen al brazo trazador (1) y son: la rueda de deslizamiento (13), la guía trazadora (5) con la que se sigue el contorno de la figura por arear y el tambor (11), que está graduado en 100 partes y es en el que se toman las lecturas en unidades; tiene junto un nonio (12) que aproxima al décimo. El cuarto punto de apoyo en la mesa es el polo (3) que queda fijo a ella por una punta de aguja y corresponde al brazo polar (2). Ambos brazos se unen a través de una articulación (15) en el soporte (14). Este soporte lleva el tambor, el nonio y un disco graduado (10) que marca el número completo de vueltas del tambor. El brazo trazador está graduado para que se pueda poner el índice (9) del soporte frente al valor debido, valor que dependerá de la escala a que esté el dibujo; hay también ciertos valores, constantes del aparato, para dar v.gr. centímetros cuadrados en las unidades del tambor. Para que el índice quede en la posición exacta, primero se mueve a mano el soporte sobre el brazo graduado hasta que el índice quede aproximadamente frente al valor debido; se aprieta uno de los tornillos para fijar el soporte al brazo; después se mueve el índice girando el tornillo sinfín del soporte y apreciando, con ayuda del nonio, la lectura en la graduación; estando ya en la correcta, se aprieta el segundo tornillo para mantener fijo el soporte.

Teniendo en cuenta que la escala del papel milimétrico puede no corresponder a las dimensiones nominales, sea por una impresión defectuosa o



1. Brazo trazador
2. Brazo polar
3. Polo
4. Perilla móvil
5. Guía trazadora
6. Tornillo protector
7. Tornillos de sujeción
8. Tornillo de ajuste
9. Control de vernier
10. Contador de carátula
11. Tambor medidor
12. Nonio
13. Rueda de balanceo y deslizamiento
14. Soporte
15. Articulación

FIGURA 10.7. PLANIMETRO POLAR

por condiciones climatológicas, es norma práctica, antes de efectuar las mediciones de áreas, ajustar el planímetro para obtener las áreas correctas.

Para determinar el área, se fija el polo en el punto conveniente y se coloca la guía trazadora en un cero de la sección, se toma la lectura inicial y se sigue el perímetro de la figura con la guía hasta volver al punto de partida, haciéndose una nueva lectura; la diferencia entre estas lecturas multiplicada por una constante, será el área buscada; para comprobar el dato obtenido se repite la operación, debiendo estar la diferencia entre ambos resultados dentro de la tolerancia establecida. Cuando el polo se coloca fuera de la sección y el perímetro de ésta es recorrido por la guía trazadora en el sentido de las manecillas del reloj, la lectura final será mayor que la inicial y el número de vueltas que da el tambor será positivo, o sea que el tambor gira hacia adelante; si el perímetro se recorre en sentido opuesto, la lectura final será menor que la inicial.

Una demostración geométrica de la teoría matemática en que se basa el planímetro puede encontrarse, entre otros, en el *Tratado de Topografía,* cuarta edición año de 1964, de los autores Davis y Foote.

10.2.3 Cálculo de volúmenes

Una vez que se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de los volúmenes de tierras. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides tanto en corte como en terraplén. Cada uno de estos prismoides está limitado en sus extremos por dos superficies paralelas verticales representadas por las secciones de construcción y lateralmente por los planos de los taludes, de la subcorona y del terreno natural.

A) Fórmula del prismoide. Para deducir la expresión para el cálculo del volumen de un prismoide, considérese uno de bases triangulares como el mostrado en la Figura 10.8. Los triángulos no son iguales ni semejantes, por lo que si una de las superficies laterales es plana, las otras dos serán alabeadas.

De la figura puede deducirse:

$$A_1 = \frac{1}{2} b_1 h_1 ; \qquad A_2 = \frac{1}{2} b_2 h_2$$

$$A_x = \frac{1}{2} b_x h_x$$

pero:

$$b_x \doteq b_1 + (b_2 - b_1) \frac{X}{L}$$

$$h_x \doteq h_1 + (h_2 - h_1) \frac{X}{L} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

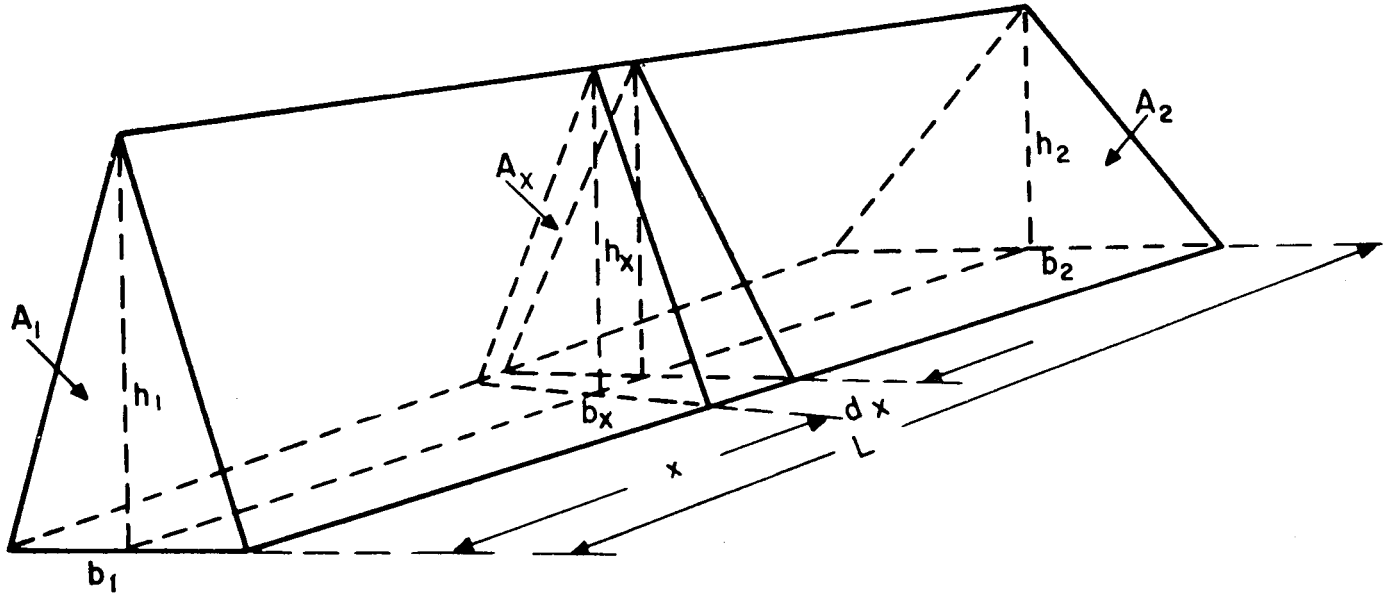


FIGURA 10.8. VOLUMEN DE UN PRISMOIDE TRIANGULAR

por lo cual:

$$A_x = \frac{1}{2}\left[b_1 h_1 + (b_1 h_2 - b_1 h_1 + b_2 h_1 - b_1 h_1)\frac{X}{L} + (b_2 h_2 - b_2 h_1 - b_1 h_2 + b_1 h_1)\frac{X^2}{L^2}\right]$$

El volumen del prismoide puede calcularse entonces como:

$$V = \int_o^L A_x \, dx$$

substituyendo el valor de A_x en la expresión anterior, integrando y simplificando:

$$V = \frac{L}{2}\left[b_1\left(\frac{h_2}{6} + \frac{h_1}{3}\right) + b_2\left(\frac{h_2}{3} + \frac{h_1}{6}\right)\right]$$

$$= \frac{L}{6}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + \frac{b_1}{2}(h_1 + h_2) + \frac{b_2}{2}(h_1 + h_2) + \frac{b_2 h_2}{2}\right]$$

$$= \frac{L}{6}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + 4\,\frac{\frac{b_1 + b_2}{2}\,\frac{h_1 + h_2}{2}}{2} + \frac{b_2 h_2}{2}\right]$$

Pero:

$$\frac{b_1 + b_2}{2} \qquad \frac{h_1 + h_2}{2}$$

son la base y la altura media de un triángulo que se encuentra a la mitad de la longitud L considerada; si se llama A_m al área de ese triángulo, de las expresiones (1), se tendrá:

$$V = \frac{L}{6}(A_1 + 4\,A_m + A_2) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

que es la expresión conocida como fórmula del prismoide.

Si ahora se introduce la hipótesis de:

$$A_m = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

y se substituye en (2), se tendrá:

$$V' = \frac{L}{2}(A_1 + A_2) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

que es la expresión conocida como fórmula de las áreas medias y que por su simplicidad es muy útil para el cálculo de volúmenes. Esta expresión introduce un error, cuando A_m no es el promedio de las áreas extremas, error que puede calcularse de la siguiente manera:

$$E = V' - V = \frac{L}{2}(A_1 + A_2) - \frac{L}{6}(A_1 + 4A_m + A_2)$$

$$E = \frac{L}{3}(A_1 + A_2 - 2A_m)$$

Para el prismoide triangular:

$$E = \frac{L}{3}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + \frac{b_2 h_2}{2} - 2\frac{(b_1 + b_2)(h_1 + h_2)}{4}\right]$$

operando y simplificando se llega a:

$$E = \frac{L}{12}(b_1 - b_2)(h_1 - h_2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Aunque los prismoides definidos por las secciones transversales de un camino se asemejan más a un prismoide trapecial que a uno triangular, las expresiones (2) y (3) siguen siendo válidas. En efecto, considérese un prismoide con base I y II, y descompóngase en cuatro prismoides triangulares (Figura 10.9).

El volumen total del prismoide será igual a la suma de cada uno de los volúmenes de los prismoides triangulares, esto es:

$$V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

y empleando la fórmula de las áreas medias:

$$V = \frac{L}{2}(A_1 + A_1') + \frac{L}{2}(A_2 + A_2') + \frac{L}{2}(A_3 + A_3') + \frac{L}{2}(A_4 + A_4')$$

$$V = \frac{L}{2}(A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_1' + A_2' + A_3' + A_4')$$

$$V = \frac{L}{2}(A_I + A_{II}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

El error al aplicar la fórmula de las áreas medias puede encontrarse sumando los errores de cada uno de los prismoides triangulares, empleando la expresión (4).

Dado que las bases de los prismoides 1 y 4 son iguales, tienen un error nulo.

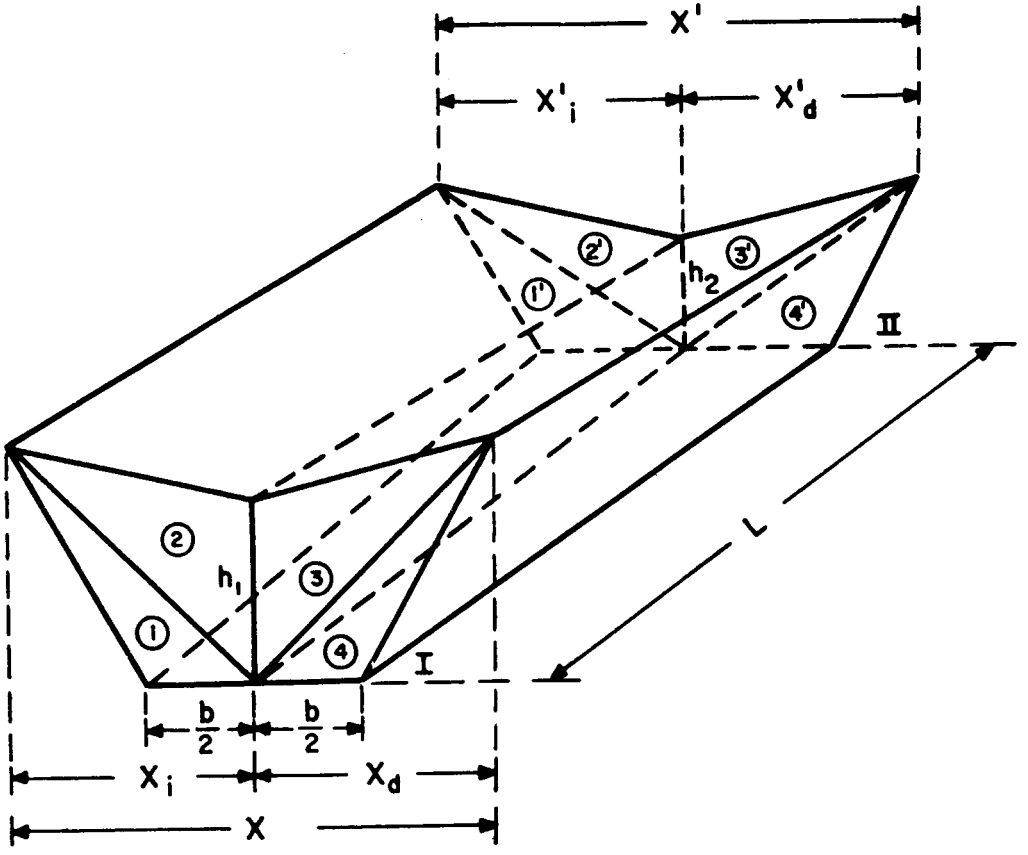


FIGURA 10.9. DESCOMPOSICION DE UN PRISMOIDE EN PRISMOIDES TRIANGULARES

El prismoide 2 tiene un error:

$$E_2 = \frac{L}{12}(X_i - X_i')(h_1 - h_2)$$

El prismoide 3 tiene un error:

$$E_3 = \frac{L}{12}(X_d - X_d')(h_1 - h_2)$$

El error total será:

$$E = E_1 + E_2 + E_3 + E_4$$

$$E = 0 + \frac{L}{12}(X_i - X_i')(h_1 - h_2) + \frac{L}{12}(X_d - X_d')(h_1 - h_2)$$

$$E = \frac{L}{12}(X - X')(h_1 - h_2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

La expresión (6) da la cantidad que hay que sumar algebraicamente a la expresión (5) para obtener el volumen correcto y por eso, en ocasiones se le llama corrección prismoidal.

Hasta ahora se han considerado prismoides en tramos rectos del camino. Cuando el camino va en curva horizontal, las secciones transversales no son paralelas entre sí y las expresiones deducidas anteriormente no son válidas. Para el cálculo de volúmenes en curvas, se hace uso del teorema de Pappus y Guldinus, según el cual, el volumen de un sólido engendrado por una superficie plana que gira alrededor de un eje contenido en el plano de su superficie, es igual al producto del área por la distancia recorrida por el centro de gravedad de la superficie durante el giro.

Si todas las secciones del camino en curva fueran iguales, sería fácil calcular el volumen con el teorema anterior. Sin embargo, el caso más común es que sean diferentes, lo que implica que la distancia del centro de gravedad de cada una de las secciones respecto al eje del camino, varíe de sección a sección y entonces, el cálculo exacto del volumen es muy complejo, requiriendo introducir alguna hipótesis simplificadora.

Si en la Figura 10.10

L = Distancia entre las secciones 1 y 2 medida en el eje.
R = Radio de la curva en el eje del camino.
G_1, G_2 = Posición del centro de gravedad en las secciones 1 y 2.
e_1, e_2 = Distancias del centro de gravedad en las secciones 1 y 2 al eje del camino.
A_1, A_2 = Areas de las secciones 1 y 2.

Aplicando el teorema de Pappus y Guldinus, suponiendo que la sección 1 se mantiene constante.

$$V_1 = A_1 l_1$$

en donde l_1 es la distancia recorrida por el centro de gravedad de la sección 1. Análogamente para la sección 2.

$$V_2 = A_2 l_2$$

Si se acepta como aproximación suficiente que:

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

se tendrá que:

$$V = \frac{A_1 l_1 + A_2 l_2}{2}$$

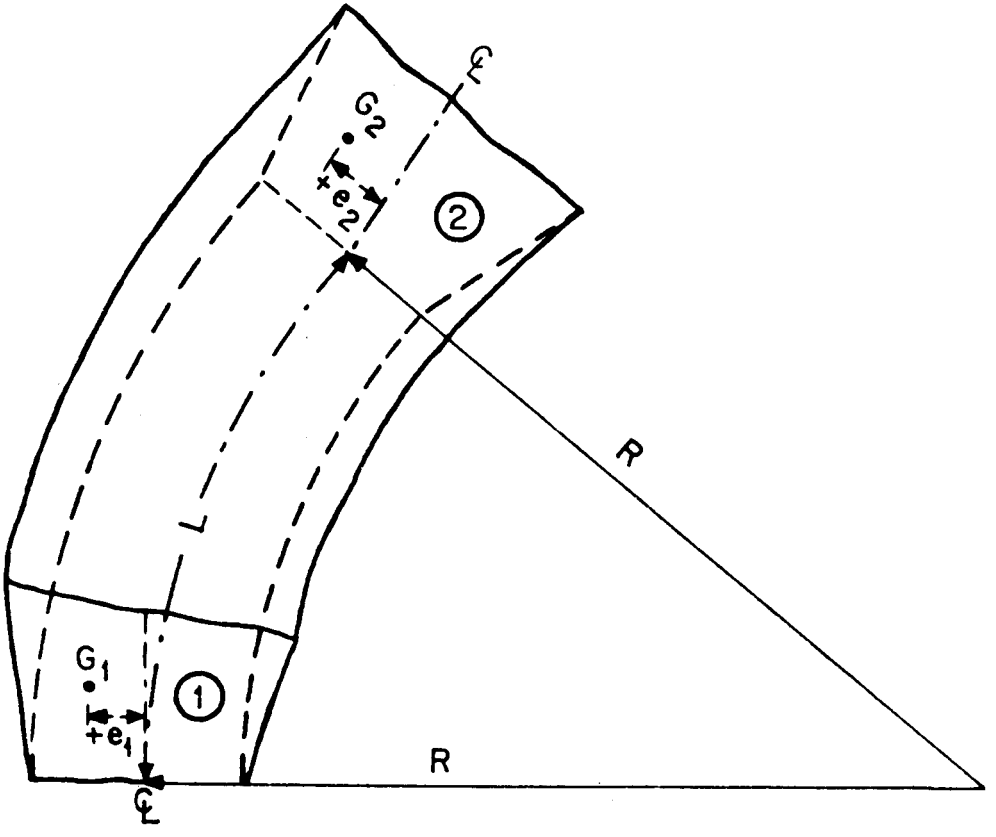


FIGURA 10.10. CORRECCION DE VOLUMEN POR CURVATURA

Por otra parte, puede establecerse que:

$$\frac{L}{R} = \frac{l_1}{R + e_1}$$

por lo que:

$$l_1 = \frac{L}{R}(R + c_1)$$

$$l_2 = \frac{L}{R}(R + e_2)$$

y substituyendo en el valor de V

$$V = \frac{L}{2R}[A_1(R + e_1) + A_2(R + c_2)]$$

La corrección por curvatura será entonces:

$$Ec = \frac{L}{2R}[A_1(R + e_1) + A_2(R + e_2)]$$

$$- \frac{L}{2R}(A_1 + A_2)$$

$$Ec = \frac{L}{2R}(A_1 e_1 + A_2 e_2)$$

En la Secretaría de Obras Públicas no se consideran las correcciones prismoidales y por curvatura, debido a la laboriosidad que representa su cálculo. Por otra parte, las simplificaciones hechas al dibujar las secciones de construcción y los pequeños accidentes no considerados en el dibujo, pueden introducir errores muy superiores a la magnitud de tales correcciones.

Es por esto que se ha optado por calcular los volúmenes con la fórmula de las áreas medias, pero considerando el mayor número de secciones posibles. Es norma común considerar secciones en las estaciones cerradas de 20 m, en los puntos principales de las curvas del alineamiento horizontal y en donde ocurren cambios notables en la pendiente longitudinal o transversal del terreno.

B) Coeficiente de variabilidad volumétrica. El material ya sea de corte o de préstamo empleado en la formación de los terraplenes, experimenta un cambio de volumen al pasar de su estado natural a formar parte del terraplén, siendo esencial el conocimiento de este cambio para la correcta determinación de los volúmenes y de los movimientos de tierra correspondientes.

Se llama coeficiente de variabilidad volumétrica a la relación que existe entre el peso volumétrico del material en su estado natural y el peso volumétrico que ese mismo material tiene al formar parte del terraplén. Este

coeficiente se aplica al volumen del material en su estado natural para obtener su volumen en el terraplén.

El coeficiente será mayor que la unidad, cuando un metro cúbico de terraplén pueda construirse con un volumen menor de material, obtenido en el corte o en el préstamo. Contrariamente, el coeficiente será menor que la unidad, cuando el volumen de terraplén requiera un volumen mayor de material constitutivo.

Como ya se ha visto al tratar lo relativo al proyecto de la sección de construcción, el terraplén está integrado por dos o tres porciones a las que se le puede dar distinto grado de compactación. Para el material producto de corte que se empleará en la construcción del terraplén, el coeficiente de variabilidad que se considera para cada estrato en el corte, es proporcional al volumen de las porciones del terraplén; así por ejemplo, si el cuerpo del terraplén está constituido por dos porciones de igual volumen, el coeficiente empleado será el promedio de los correspondientes a los grados de compactación considerados para cada una de las porciones. En cambio, cuando el terraplén está formado por material producto de préstamo, se aplica el coeficiente de variabilidad volumétrica correspondiente a cada una de las porciones, según sea el grado de compactación recomendado.

En el caso de los acarreos por estar los precios unitarios en función del volumen del material a mover en su estado natural, los acarreos se calculan de la siguiente forma:

Si el material a mover proviene de un solo estrato, se divide el volumen de ese material entre su coeficiente de variabilidad volumétrica. Si el material a mover proviene de dos o más estratos, deberá entonces determinarse el coeficiente medio de variabilidad para cada acarreo; o sea el resultado de dividir la suma de los volúmenes compactados en el terraplén entre la suma de los volúmenes respectivos, medidos en la excavación.

C) Ordenadas de curva masa. La ordenada de curva masa en una estación determinada es la suma algebraica de los volúmenes de terraplén y de corte, estos últimos afectados por su coeficiente de variabilidad volumétrica, considerados los volúmenes desde un origen hasta esa estación; se establece que los volúmenes de corte son positivos y los de terraplén negativos.

Estas ordenadas servirán, como se verá más adelante, para dibujar el diagrama de masas en un sistema de coordenadas rectangulares.

Ocurre con frecuencia que la calidad del material producto de corte, no es la adecuada para formar la totalidad del terraplén, sino que únicamente puede emplearse en la construcción de parte del cuerpo del mismo. Cuando esta situación se presenta, es necesario calcular ordenadas de curva masa para cada porción del terraplén que tenga distinta fuente de aprovisionamiento.

D) Registro de cálculo. En la Figura 10.11, se representa el registro de cálculo de subrasante y curva masa empleado por la Secretaría de Obras Públicas. Dada la liga que existe entre los datos que conducen a la determinación de las ordenadas de curva masa, se hace hincapié en que los distintos cálculos que es obligado efectuar, deben siempre verificarse progresivamente, con el objeto de evitar la propagación de errores.

E) Empleo de computadoras. Para el cálculo de los volúmenes de terracerías y la obtención de la ordenada del diagrama de masas, se cuenta

D/2	VOLUMEN								COEFICIENTE VARIABILIDAD VOLUMETRICA				VOLUMENES INCREMENTADOS O REDUCIDOS				TOTAL CORTE	TERRAPLEN	SUMA ALGEBRAICA		ORDENADA CURVA MASA O. C. M.	VOLUMEN FINOS	O.C. FINO
	CORTE				ESCARIFICACION	TERRAPLEN													(+) Corte	(-) Terraplen			
	1	2	3	4		90 %	95%	100%	1	2	3.	4	1	2	3	4							

CAL	ELEVACION SUBRASANTE	ESPESORES		AREAS								A1 + A2								D/2	VOLUMENES			
				CORTE				ESCARIFICACION	TERRAPLEN			CORTE				ESCARIFICACION	TERRAPLEN				CORTE			
		CORTE	TERRAPLEN	1	2	3	4		90 %	95 %	100%	1	2	3	4		90 %	95 %	100%		1	2	3	4

ESTACION	ELEVACION TERRENO	TANGENTE VERTICAL		CURVA VERTICAL CORRECCION	ELEVACION SUBRASANTE	ESPESORES		AREA						
								CORTE				ESCARIFICACION	TERR	
		PENDIENTE	COTAS			CORTE	TERRAPLEN	1	2	3	4		90 %	9

con un programa de cálculo electrónico con el cual es posible optimizar en un tiempo sumamente reducido y a bajo costo, tanto los volúmenes de terracerías como el movimiento de las mismas, mediante el análisis sucesivo de diferentes variantes de la rasante de proyecto, sin que ello represente un esfuerzo adicional excesivo para el proyectista, considerando que el programa elimina el trabajo rutinario que representa el cálculo de alineamiento vertical, el dibujo y proyecto de cada sección de construcción, la medida del área correspondiente, el cálculo de los volúmenes geométricos de terraplén y corte en los distintos estratos y su variación volumétrica, así como la obtención de la ordenada del diagrama de masas.

En la Figura 10.12, están representadas esquemáticamente las diferentes fases que constituyen el proceso, las cuales se describen someramente a continuación:

Para proporcionar la información que el programa requiere, el proyectista se auxilia de unas formas, empleando en cada caso la correspondiente al tipo de datos por reportar, dicha información está constituida por:

Datos de identificación del camino.

Datos generales de proyecto.

Datos para compensación de la curva masa.

Datos para proyecto de terraplenes.

Datos para proyecto de cortes.

Datos de suelos.

Datos del alineamiento vertical.

Datos de ampliaciones y sobreelevaciones.

Datos del perfil longitudinal y secciones transversales del terreno.

Una vez que toda la información ha sido anotada en las formas respectivas, se perfora en tarjetas, las que se agrupan en un paquete para ser clasificadas, siendo a continuación procesadas en una computadora electrónica, generándose cuatro tipos de resultados, editados por la impresora del sistema en la forma siguiente:

a) Listado de los errores detectados en los datos de entrada o durante el proceso de los mismos; la importancia de dichos errores puede motivar que el proceso sea suspendido.

b) Listado de resultados del cálculo del alineamiento vertical.

c) Listado de resultados del cálculo de las secciones de construcción.

d) Listado de resultados del cálculo de volúmenes y ordenadas del diagrama de masas.

Cuando un camino es proyectado en su totalidad por el método fotogramétrico electrónico, los datos de ampliaciones y sobreelevaciones de la sección tipo, así como los datos del perfil longitudinal y secciones transversales del terreno, son obtenidos, como resultado de otro tipo de proceso, directamente de tarjetas o cintas.

Lo anterior es posible merced a que los diferentes programas de cálculo electrónico han sido concebidos como parte integrante de un sistema, pudiendo generar cada uno de ellos resultados en un soporte de información, que permita su posterior utilización por los otros programas.

En la Secretaría de Obras Públicas, el sistema básico de programas para el cálculo de movimiento de terracerías cuando el proyecto se efectúa por el método fotogramétrico electrónico, está constituido como sigue:

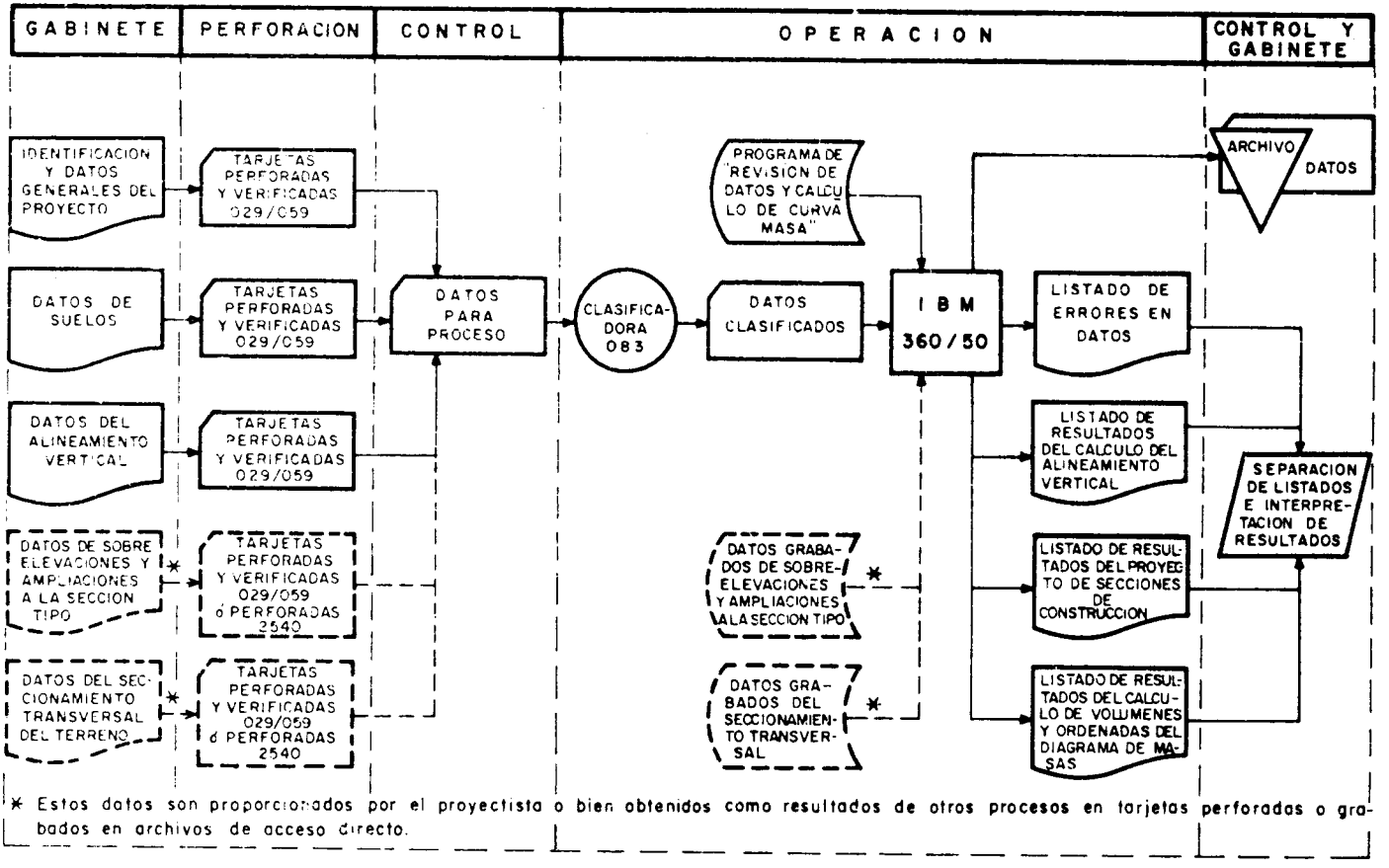


FIGURA 10.12. DIAGRAMA DE OPERACION DEL SISTEMA DE PROCESAMIENTO DE DATOS PARA EL PROYECTO DE SECCIONES DE CONSTRUCCION Y CALCULO DE CURVA MASA

Programa L0207	Cálculo de alineamiento horizontal.
Programa L0209	Transformación de las coordenadas del seccionamiento transversal (de coordenadas instrumentales a coordenadas terrestres).
Programa L0210	Cálculo de curva masa y seccionamiento de construcción.

10.2.4 Movimiento de terracerías

Los volúmenes, ya sean de corte o de préstamo, deben ser transportados para formar los terraplenes; sin embargo, en algunos casos, parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportan a lugares convenientes fuera del camino.

Para determinar todos estos movimientos de terracerías y obtener su costo mínimo, el diagrama de masas es el instrumento con que cuenta el proyectista. El diagrama de masas es la curva resultante de unir todos los puntos dados por las ordenadas de curva masa, obtenidos de acuerdo en lo establecido en el apartado C), del inciso 10.2.3; correspondiendo las abscisas al cadenamiento del camino.

A) Propiedades del diagrama de masas. En la Figura 10.13, se representa el diagrama de masas *ABCDEFG* correspondiente a los volúmenes de terracería a mover, al ubicar la subrasante *aceg* en el perfil *abcdefg* del terreno.

Las principales propiedades del diagrama de masas son las siguientes:

1. El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario. En la figura se tiene que las líneas *ABC* y *EFG* son ascendentes por derivarse de los volúmenes de los cortes *abc* y *efg,* en tanto que la línea *CDE* es descendente por referirse al terraplén *cde.*

2. Cuando después de un tramo ascendente en el que predominan los volúmenes de corte, se llega a un punto del diagrama en el cual empiezan a preponderar los volúmenes de terraplén, se dice que se forma un máximo; inversamente, cuando después de un tramo descendente en el cual han sido mayores los volúmenes de terraplén se llega a un punto en que comienzan a prevalecer los volúmenes de corte, se dice que se forma un mínimo.

En la figura, los puntos *A* y *E* del diagrama son mínimos y corresponden a los puntos *a* y *e* del terreno que son los extremos de tramos en terraplén, en tanto que los puntos *C* y *G* del diagrama son máximos y corresponden a los extremos de los cortes *abc* y *efg.*

3. La diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualesquiera *P* y *T,* expresa un volumen *U* que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte, positivos, con todos los volúmenes de terraplén, negativos, comprendidos en el tramo limitado por esos dos puntos. En el diagrama citado, la diferencia de ordenadas entre *P* y *T* es *U;* por quedar *T* arriba de *P,* expresa que en el tramo hay un excedente *U* del volumen de corte sobre el de terraplén; si los dos puntos son como el *J* y el *K* y éste queda abajo de aquél, la diferencia de ordenadas *Q* indica el volumen de terraplén en exceso del de corte en ese tramo.

4. Si en un diagrama de masas se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, éstos tendrán la misma

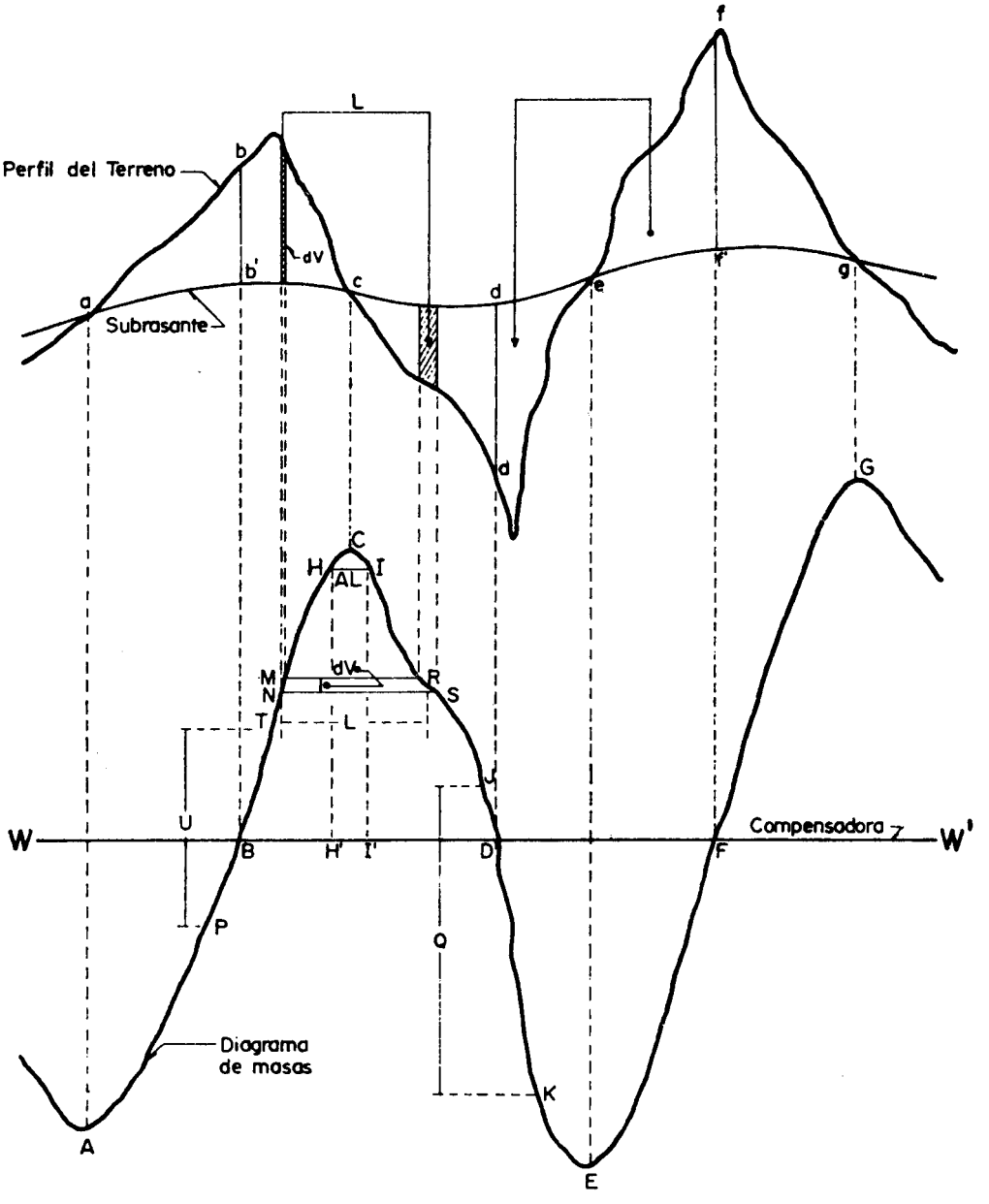


FIGURA 10.13. PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

ordenada y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea que estos dos puntos son los extremos de un tramo compensado.

Esta línea horizontal se llama compensadora. La distancia entre los dos puntos se llama abertura del diagrama y es la distancia máxima de acarreo al llevar el material del corte al terraplén.

En la Figura 10.13 la horizontal *BD* es una compensadora, pues la línea *BC* representa los volúmenes del corte *bcb'* que son iguales a los volúmenes del terraplén *cdd'* representados por la línea *CD* del diagrama. La abertura *BD* es la distancia máxima de acarreo al transportar el volumen del corte *b'bc* al terraplén *cdd'*.

5. Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora *WW'* queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia adelante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda abajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás.

Así, en el diagrama, el contorno cerrado *BCDB* indica un movimiento hacia adelante por estar arriba de la compensadora *WW'*, pues el volumen *BC* del corte *bcb'* será llevado al terraplén *cdd'* que está adelante. En cambio, el contorno cerrado *DEFD* que está abajo de la compensadora *WW'* indica que el volumen *EF* del corte *eff'* será llevado al terraplén *ded'* mediante un acarreo cuyo sentido es hacia atrás.

6. Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarreos. Si en el corte *bcb'* se toma un volumen elemental *dV*, que está representado en el diagrama de masas por el segmento *MN*, que será transportado a una distancia *L*, para ser colocado en el segmento *RS* del terraplén, el acarreo elemental será $dV \times L$ que es precisamente el área del trapecio elemental *MNSR;* por lo tanto, la suma de todas las áreas de los trapecios elementales, representativos de acarreos elementales, será el área de contorno cerrado *BCDB*, que representará el monto del acarreo total. Así pues, si se tiene un contorno cerrado formado por el diagrama de masas y por una compensadora, bastará con determinar el área de él, para que, considerando las escalas respectivas, se encuentre el valor del acarreo total.

B) Precio unitario y forma de pago de los conceptos que integran los movimientos de terracerías. El precio unitario es la remuneración pecuniaria que se cubre al contratista por unidad de obra realizada y que comprende el costo directo, el costo indirecto y la utilidad, en cada concepto para el que se establece.

En el caso de la determinación de la subrasante económica, es preciso conocer el precio unitario de cada uno de los conceptos que comprenden los movimientos de terracerías, para que al multiplicarlo por el volumen de obra respectivo, se obtenga la erogación correspondiente a cada uno de esos conceptos y se concluya si la subrasante así obtenida es realmente la más económica.

Como no es posible precisar los precios unitarios hasta que no se ha concluido la obra, se recurre para los proyectos, al empleo de precios unitarios determinados para casos semejantes.

Las bases de contratación para cada obra indican los conceptos que integran cada uno de los precios unitarios a determinar. La evolución

de las técnicas y equipos de construcción origina cambios continuos en la integración de precios unitarios, por lo que no es posible describir aquí los que corresponden a los conceptos que se mencionan.

Puede decirse que la subrasante que se determine, se acercará a la económica, en la misma forma que los precios unitarios supuestos para el proyecto, se acerquen a los precios unitarios de la obra.

Algunos de los conceptos que a continuación se indican fueron tratados en el inciso 10.2.1 de este capítulo; aquí se verán bajo el aspecto correspondiente a su pago. Los conceptos que se tratan por primera vez, se describirán brevemente antes de tratar su forma de pago.

1. Despalme. El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación, en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

2. Corte o excavación. El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente. El precio unitario se fija de acuerdo con la dificultad que presenta el material al extraerse y cargarse.

3. Préstamos laterales. Son las excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino a uno o ambos lados de él, con anchos determinados en el proyecto y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de los terraplenes contiguos. El límite exterior de cada faja se fija actualmente a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto anterior para corte o excavación.

4. Préstamos de banco. Son los ejecutados fuera del límite de cien metros de ancho indicado en el punto anterior y los ejecutados dentro de dicho límite, cuyos materiales se empleen en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto 2.

5. Compactación. Es la operación mecánica que se ejecuta para reducir el volumen de los vacíos existentes entre las partículas sólidas de un material, con el objeto de mejorar sus características de deformabilidad y resistencia, así como darle mayor durabilidad a la estructura formada por ese material.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del grado de compactación requerido.

6. Bandeado. Es el tratamiento mecánico que se aplica con equipo pesado de construcción, al material que por las dimensiones de sus fragmentos no se le puede considerar susceptible de compactación normal, en el sentido de que los resultados del proceso de compactación de campo no pueden controlarse con las pruebas de laboratorio en vigor.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del tipo y numero de pasadas del equipo.

7. Agua para compactación. Es el volumen de agua que se requiere incorporar a las terracerías, a fin de lograr los grados de compactación especificados en el proyecto. Es igualmente aplicable para el caso del bandeado.

El pago se hace con base a los volúmenes de agua medida en las pipas en el lugar de aplicación, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

8. Acarreos. Consisten en el transporte del material producto de cortes o préstamos, a lugares fijados para construir un terraplén o depositar un desperdicio. También se aplica al acarreo de agua para compactación.

La Secretaría de Obras Públicas clasifica los acarreos de acuerdo con la distancia que hay entre el centro de gravedad de la excavación y el centro de gravedad del terraplén a construir, o del sitio donde el desperdicio se va a depositar; en:

a) Acarreo libre. Es el que se efectúa dentro de una distancia de 20 m.

b) Sobreacarreo en m^3-estación. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 m.

c) Sobreacarreo en m^3-hectómetro. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 120 y 520 m.

d) Sobreacarreo en m^3-kilómetro. Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede de 520 m.

A cada uno de estos tipos de acarreo corresponde un precio unitario, con excepción del acarreo libre cuyo costo se incluye en el de la excavación.

El pago de los sobreacarreos se hace multiplicando el monto de los mismos por el precio unitario correspondiente.

C) Determinación de los acarreos. A continuación se estudia la determinación de los acarreos con base en el diagrama de masas.

1. Acarreo libre. Es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el de la excavación. En consecuencia, para no encarecer el precio de la excavación, el acarreo libre debe ser a la mínima distancia requerida por el equipo que lleva a cabo la extracción, carga y descarga del material.

Por convención, la Secretaría de Obras Públicas ha adoptado una distancia de acarreo libre de 20 m; ésta se representa por medio de una horizontal en la zona inmediata a los maximos o mínimos del diagrama de masas.

Al preparar los programas para la computadora electrónica, se requiere fijar, analíticamente, las estaciones que limitan el acarreo libre; las expresiones matemáticas necesarias se desarrollan a continuación.

En el diagrama de masas de la Figura 10.14, son conocidas las ordenadas correspondientes a las estaciones 1, 3, 4 y 6, y por supuesto el acarreo libre AL, que estará dividido en los tramos a, b y c.

Se ha dicho, dentro de las propiedades de la curva masa, que la diferencia de ordenadas entre dos puntos cualquiera expresa un volumen, representados en la figura por las letras Q y U para terraplén y corte, respectivamente.

La pendiente en la línea correspondiente al terraplén es:

$$P_t = \frac{Q}{\text{distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

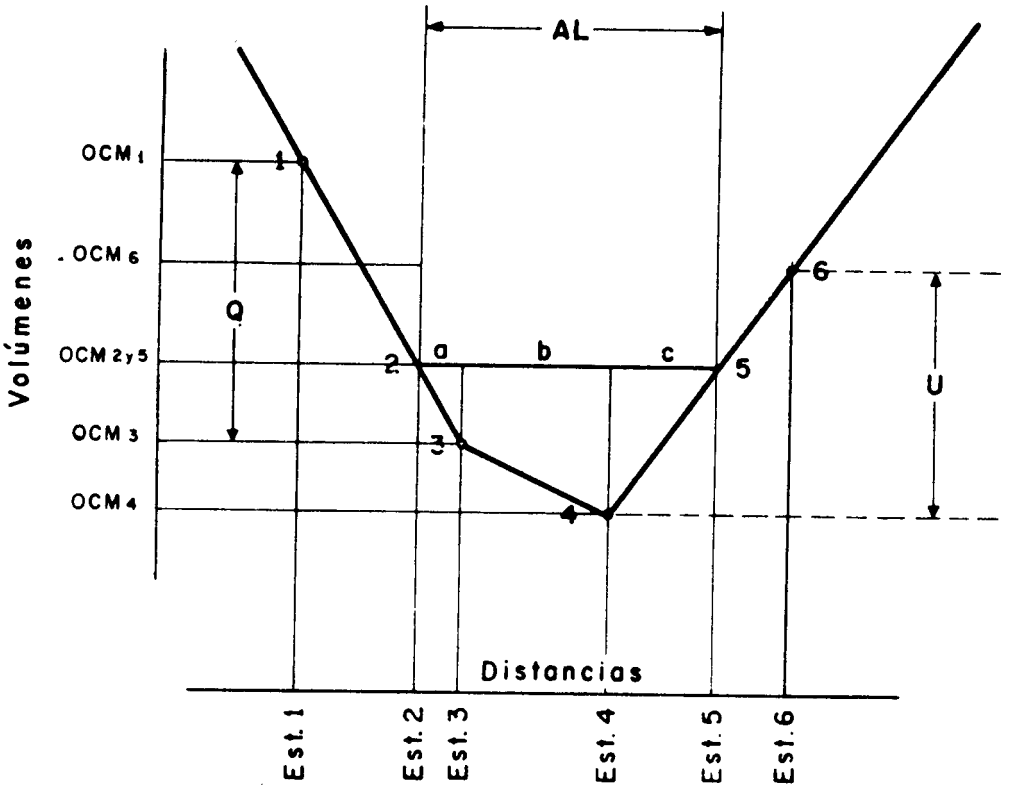


FIGURA 10.14. ACARREO LIBRE

y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_c = \frac{U}{\text{distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

Por otro lado, se tiene que la ordenada en el punto 2 es igual a la del punto 5 y por lo tanto, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén.

Entonces:

$$OCM_2 = OCM_5$$

como:

$$OCM_2 = OCM_3 - a\,P_t$$
$$OCM_5 = OCM_4 + c\,P_c$$

se tiene que:

$$OCM_3 - a\,P_t = OCM_4 + \quad P_c$$

En esta ecuación son conocidos todos los valores menos la longitud de los segmentos a y c.

Pero como $AL = a + b + c$; $c = AL - (a + b)$, en donde b es conocido, por ser la distancia entre las estaciones 3 y 4.

Substituyendo el valor de c, se tiene:

$$OCM_3 - a P_t = OCM_4 + [AL - (a + b)] P_c$$
$$OCM_3 - OCM_4 - P_c (AL - b) = a (P_t - P_c)$$
$$\frac{OCM_2 - OCM_3 - P_c (AL - b)}{P_t - P_c} = a$$

Por lo tanto, las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$\text{Est. } 2 = \text{Est. } 3 - a$$
$$\text{Est. } 5 = \text{Est. } 4 + c$$

2. Distancia media de sobreacarreo. Para poder cuantificar los movimientos de terracerías, es necesario establecer la distancia de sobreacarreo y la porción del volumen que hay que transportar más allá del límite establecido por el acarreo libre.

Refiriéndose a la Figura 10.15 se tiene, que la distancia de acarreo libre es la horizontal que corta a la curva en los puntos A y C, de modo que $AC = 20$ m. El material por encima de la recta AC es el que se transportará sin costo adicional. El volumen de este material viene dado por la diferencia de ordenadas entre la recta AC y el punto B y es una medida del volumen de corte entre a y b, que forma el terraplén entre b y c.

Considérese ahora el volumen sobre la línea de compensación OD. El estudio de la curva masa y del perfil correspondiente, muestra que el corte de o a b formará el terraplén de b a d. Como el material que queda por encima de la compensadora AC está incluido en el límite de acarreo libre, la otra parte entre las líneas OD y AC que se mide por la ordenada $A'A$ está sujeta a un transporte adicional o sobreacarreo. Esto es, el volumen comprendido entre o y a debe ser sobreacarreado para formar el terraplén entre c y d.

La distancia media de sobreacarreo entre el corte o-a, y el terraplén a formar entre c y d, es la distancia entre los centros de gravedad del corte o-a y del terraplén c-d. Si por los centros de gravedad del corte y del terraplén se lleva una vertical, ésta cortará a la curva masa en los puntos H y J.

En consecuencia, la distancia media de sobreacarreo está dada por la longitud de la recta HJ, menos la distancia de acarreo libre AC.

La distancia media de sobreacarreo se obtiene con base en la propiedad de la curva masa que dice que las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan el monto de los acarreos, es decir, un volumen por una distancia. Si el área de estas figuras se divide entre la ordenada de las mismas, que representa un volumen, se obtendrá como resultado una distancia, que restándole el acarreo libre, dará la distancia media de sobreacarreo.

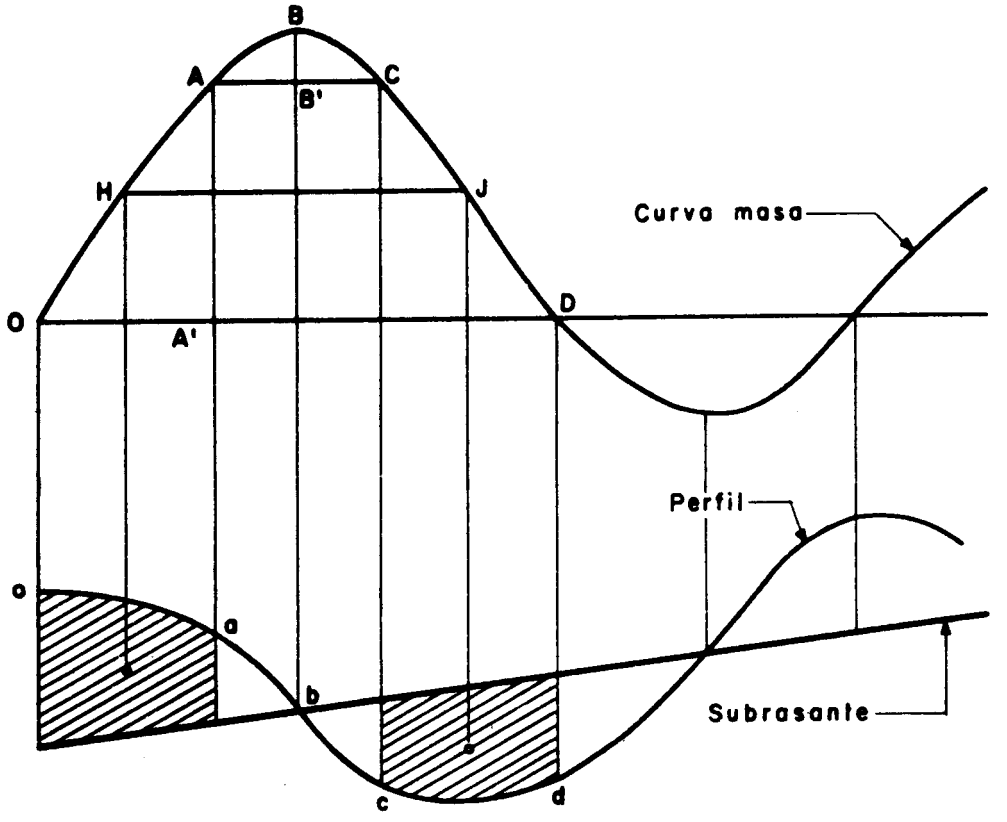


FIGURA 10.15. DISTANCIA MEDIA DE SOBREACARREO

Así, por ejemplo, el área de contorno cerrado *OACDO* dividida entre la ordenada *A'A* dará como resultado la distancia *HJ*, a la cual habrá que restarle la distancia de acarreo libre *AC* para obtener la distancia media de sobreacarreo.

D) Posición económica de la compensadora. En un tramo, la compensadora que corta el mayor número de veces al diagrama de masas y que produce los movimientos de terracerías más económicos, recibe el nombre de compensadora general.

Es conveniente obtener una sola compensadora general para un tramo de gran longitud; sin embargo, la economía buscada obliga la mayor parte de las veces, a que la compensadora no sea una línea continua, sino que debe interrumpirse en ciertos puntos para reiniciarla en otros situados arriba o abajo de la anterior, lo que origina tramos que no están compensados longitudinalmente y cuyos volúmenes son la diferencia de las ordenadas de las compensadoras.

En la Figura 10.16 se tienen las compensadoras generales *AA'*, *BB'*, *CC'* y *DD'*, que no forman una sola línea continua. La compensadora *BB'* ori-

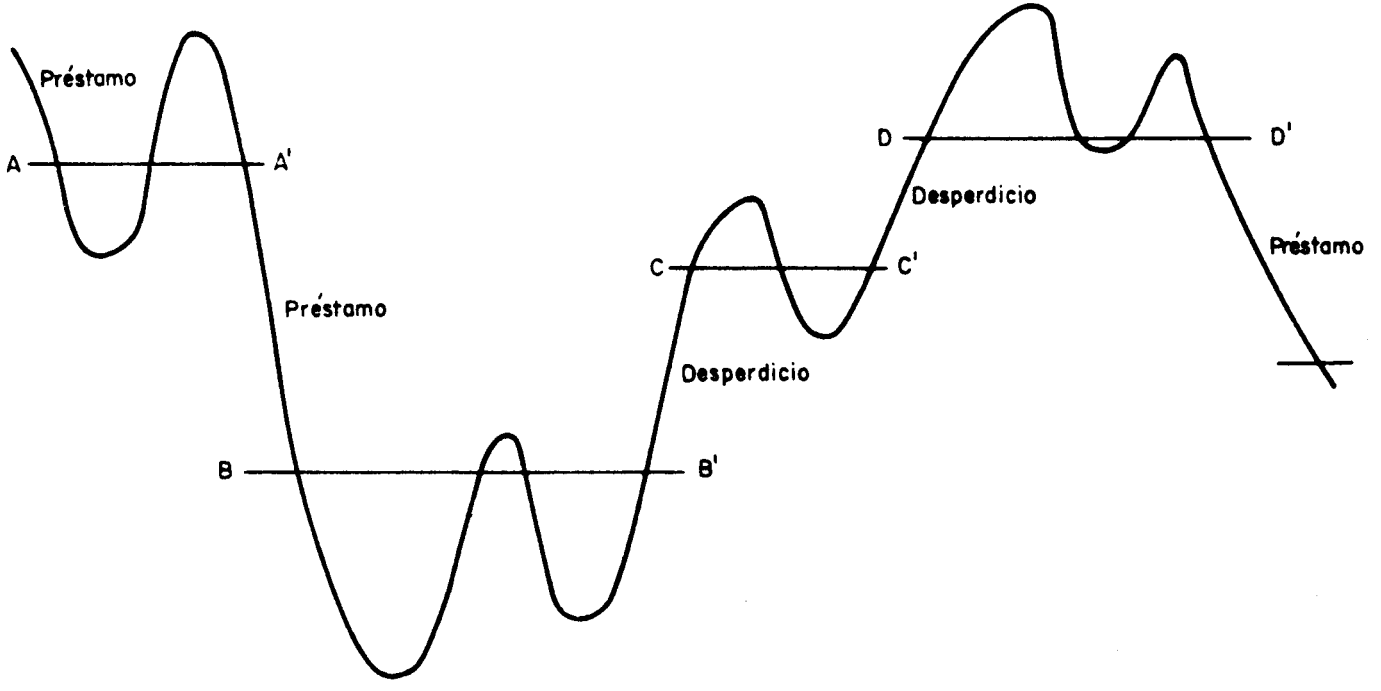


FIGURA 10.16. PRESTAMOS Y DESPERDICIOS

gina un préstamo entre ella y la *AA'* por estar localizada abajo de ésta. La compensadora *CC'* ocasiona un desperdicio entre ella y la *BB'* por estar arriba de ésta, así como la compensadora *DD'* origina otro desperdicio por estar arriba de la *CC'*.

Generalmente, los préstamos se originan por exceso de volumen de terraplén y los desperdicios por exceso de volumen de corte, pero pueden coexistir préstamos y desperdicios, v.gr., cuando la suma de los costos del acarreo del material excavado al llevarlo al terraplén y de la compactación requerida, sea mayor que la suma de los costos de excavación, de acarreo y de compactación del material producto de préstamo y del acarreo del desperdicio, o bien, cuando el material de corte no deba emplearse en la construcción del camino.

En el estudio de la compensación longitudinal se presentan cuatro casos, dependiendo de la ubicación de la compensadora general. Como se aprecia en la Figura 10.16 la compensadora puede quedar ubicada entre préstamos como la *AA'*; entre préstamo y desperdicio como la *BB'*; entre desperdicios como la *CC'* y entre desperdicio y préstamo como la *DD'*.

Para el desarrollo de las ecuaciones que a continuación se citan y que rigen la posición económica de la compensadora para los casos antes descritos, se ha empleado la simbología siguiente:

Pat. Es el costo total que requiere la construcción de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto anterior y contiguo al tramo compensado. Este costo incluye los correspondientes a excavación, acarreo, compactación, etc.

Pad. Es el costo total que resulta de construir un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto posterior y contiguo al tramo compensado.

Dad y *Dat.* Es el costo unitario total del sobreacarreo y/o acomodo del desperdicio de adelante y de atrás, respectivamente.

Dcd y *Dct.* Son los precios unitarios por concepto de compactación del corte que se desperdicia adelante y atrás, respectivamente.

A_1, A_2, A_3, A_4 ..., son las áreas contenidas entre el diagrama y la compensadora general, que representan los montos del acarreo.

C_1, C_3, C_5 ..., son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales de corte que serán acarreados hacia atrás. En la ecuación general se representan por *Cnon.*

C_2, C_4, C_6 ..., son los coeficientes de variabilidad de los materiales provenientes de corte que serán movidos hacia adelante. En la ecuación general se representan por *Cpar.*

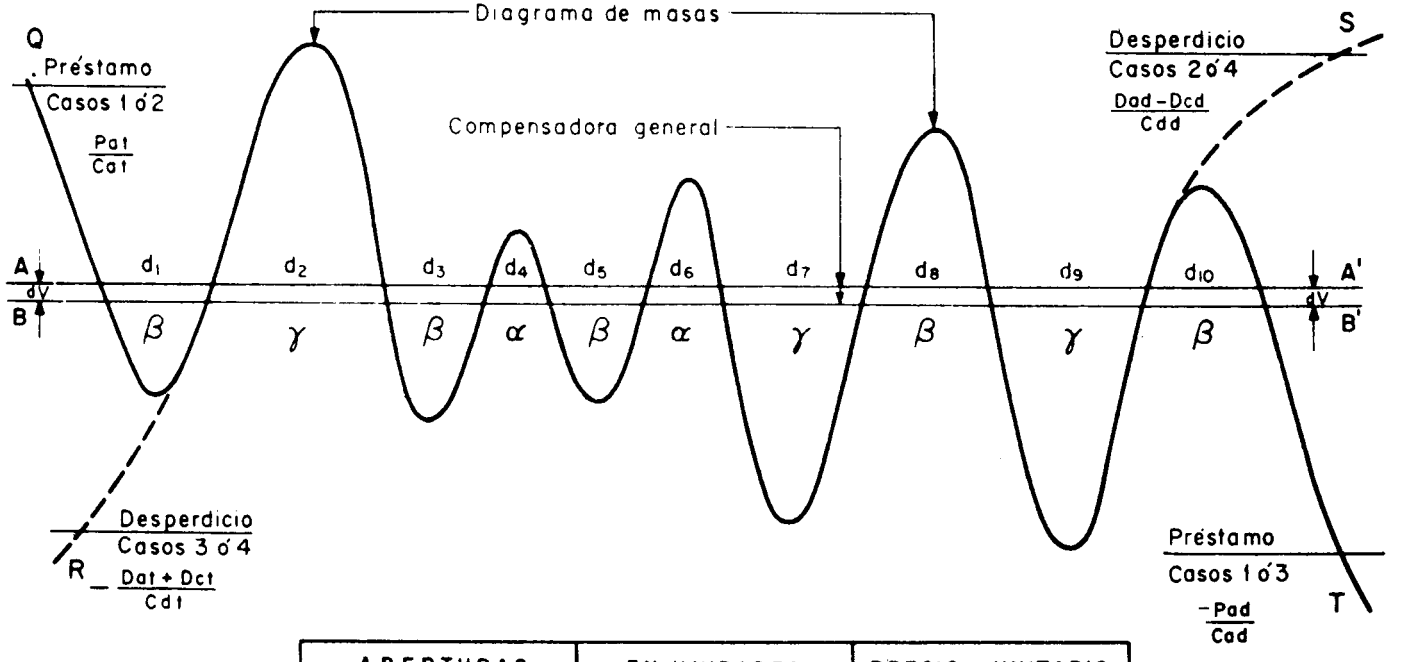
Cat. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica del material del préstamo de atrás.

Cad. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica del material del préstamo de adelante.

Cdd y *Cdt.* Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales producto de los cortes que ocasionan los desperdicios de adelante y de atrás, respectivamente.

$ A. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 α, pues sus distancias se miden en unidades α.

$ B. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 β, pues sus distancias se miden en unidades β.



ABERTURAS	EN UNIDADES	PRECIO UNITARIO
d_4 d_6	α en m^3 est.	$ A
d_1 d_3 d_5 d_8 d_{10}	β en m^3 hm.	$ B
d_2 d_7 d_9	γ en m^3 km.	$ C

FIGURA 10.17. POSICION ECONOMICA DE LA COMPENSADORA

$ C. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 γ, pues sus distancias se miden en unidades γ.

AL. Es el acarreo libre.

1. Compensadora en estudio comprendida entre dos préstamos.

Considérese el diagrama de masas *QT* de la Figura 10.17, que comprende una serie de movimientos originados por la compensadora general *AA'*, limitada por dos préstamos. Las aberturas en esa compensadora son las $d_1, d_2, d_3 \ldots d_{10}$.

Si esa compensadora general se mueve hacia abajo a la posición *BB'* mediante un desplazamiento *dV* muy pequeño, se habrá alterado el valor de los movimientos de acarreo y los volúmenes de los préstamos que los limitan también en valores muy pequeños. El volumen del préstamo de atrás se incrementa en *dV/Cat;* el primer acarreo, cuya abertura es d_1, disminuye en un valor dV/C_1 $(d_1\text{-}AL)$; el segundo movimiento aumenta en un valor igual a dV/C_2 $(d_2\text{-}AL)$; el tercer acarreo disminuye en un valor dV/C_3 $(d_3\text{-}AL)$; y así sucesivamente; al final, el volumen del préstamo de adelante disminuye en una cantidad igual a *dV/Cad.*

Para obtener la variación del costo causada por el cambio de posición de la compensadora, bastará multiplicar los valores parciales anteriores por el precio unitario de cada préstamo y de cada sobreacarreo, quedando en la forma siguiente:

$$dC = \frac{dV}{Cat} Pat - \frac{dV\,(d_1 - AL)}{C_1} \$\,B + \frac{dV\,(d_2 - AL)}{C_2} \$\,C$$

$$- \frac{dV\,(d_3 - AL)}{C_3} \$\,B + \frac{dV\,(d_4 - AL)}{C_4} \$\,A - \frac{dV\,(d_5 - AL)}{C_5} \$\,B$$

$$+ \frac{dV\,(d_6 - AL)}{C_6} \$\,A - \frac{dV\,(d_7 - AL)}{C_7} \$\,C + \frac{dV\,(d_8 - AL)}{C_8} \$\,B$$

$$- \frac{dV\,(d_9 - AL)}{C_9} \$\,C + \frac{dV\,(d_{10} - AL)}{C_{10}} \$\,B - \frac{dV}{Cad} Pad.$$

Dividiendo esta ecuación entre *dV* y sacando como factores comunes a *$ A, $ B* y *$ C,* se tendrá:

$$\frac{dC}{dV} = \frac{Pat}{Cat} + \$\,A\left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right]$$

$$- \$\,B\left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right]$$

$$+ \$\,C\left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right] - \frac{Pad}{Cad}$$

Para que este costo sea mínimo, que es la condición que se busca, es necesario que la relación dC/dV del primer miembro sea igual a cero. Por tanto, haciendo operaciones, reduciendo y pasando al primer miembro los valores de los préstamos de atrás y de adelante, se tendrá:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = -\$A\left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right]$$

$$+\$B\left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right]$$

$$-\$C\left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right]$$

Puede observarse que los términos que contienen las aberturas de la compensadora son positivos para las distancias nones que corresponden a movimientos hacia atrás, en tanto que son negativos para las distancias pares que pertenecen a movimientos hacia adelante; por tanto, la ecuación anterior puede escribirse en la forma general siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

Aplicando la ecuación a un caso particular, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es positivo pero con un valor absoluto menor al primer miembro, habrá que subir la compensadora; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al primero, habrá que bajar la compensadora. En ambos casos el movimiento de la compensadora tenderá a lograr la igualdad dada por la ecuación. Análogamente, si el primer miembro es negativo habrá que bajar la compensadora cuando el segundo miembro sea positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al del primero; si el segundo miembro es negativo pero con un valor absoluto superior al del primero, habrá que subirla.

2. Compensadora en estudio comprendida entre préstamo y desperdicio. En la misma Figura 10.17 considérese ahora el diagrama de masas QS, cuya compensadora AA' está situada entre un préstamo atrás y un desperdicio adelante; entonces, la ecuación general anterior se cambia a la siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat}+\frac{Dad-Dcd}{Cdd}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso si el segundo miembro es negativo, o positivo pero con un valor absoluto inferior al del primer miembro, la compensadora deberá subirse; si es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primer miembro, entonces deberá bajarse.

3. Compensadora en estudio comprendida entre un desperdicio y un préstamo. En la misma figura considérese ahora el diagrama de masas *RT*, cuya compensadora *AA'* está situada entre un desperdicio atrás y un préstamo adelante; entonces la ecuación general que se debe satisfacer es la siguiente:

$$-\frac{Dat}{Cdt}-\frac{Pad}{Cad}+\frac{Dct}{Cdt}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al del primero, entonces deberá subirse.

4. Compensadora en estudio comprendida entre dos desperdicios. Finalmente considérese el diagrama de masas *RS*, en el que la compensadora *AA'* está limitada por dos desperdicios; la ecuación general que se debe satisfacer es:

$$\frac{Dad-Dcd}{Cdd}-\frac{Dat-Dct}{Cdt}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es negativo, o positivo pero con un valor absoluto menor, la compensadora

tendrá que subirse; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primero, la compensadora habrá que bajarla.

Si el primer miembro es negativo y el segundo resulta positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al del primero, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro resulta negativo pero con un valor absoluto mayor que el del primer miembro, la compensadora deberá subirse.

La aplicación práctica de estas cuatro ecuaciones es sencilla; basta medir las aberturas en la unidad correspondiente al sobreacarreo en cada movimiento, restarle el acarreo libre y multiplicarlas por el precio unitario; los productos así obtenidos serán de signo positivo o negativo según correspondan a movimientos hacia atrás o hacia adelante y se efectúa la suma algebráica de estos productos. Esta suma debe ser igual al primer miembro; si no lo fuere se moverá la compensadora hasta encontrar esa igualdad.

Así por ejemplo, en el diagrama de masas mostrado en la Figura 10.18, que se ha dibujado empleando escalas vertical y horizontal 1 cm = 200 m^3 y 1 cm = 20 m, respectivamente, se tiene que la compensadora a que dan lugar los movimientos, se encuentra localizada entre dos préstamos.

Para la determinación de la posición económica de la compensadora, se tienen los siguientes datos y especificaciones.

1. Acarreo libre: 20 m.

2. Sobreacarreos:

DISTRIBUCION DE CENTRO A CENTRO DE GRAVEDAD	UNIDAD	APROXIMACION	PRECIO UNITARIO
De 20 a 120 metros.....	m^3 est	Una decimal	$ 0.20
De 120 a 520 metros.....	m^3 hm	Una decimal	0.50
Mayor de 520 metros.....	m^3 km	Una decimal	3.30

En todo movimiento solamente se considerará un solo tipo de sobreacarreo, que estará dado por la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y de terraplén.

3. Costo total de la formación de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo:

a) Pat = $7.30.

b) Pad = $7.50.

4. Coeficiente de variabilidad volumétrica tanto para el material de préstamo como para el de corte, igual a 1.00.

Del estudio de los precios unitarios relativos a los tres tipos de sobreacarreo, se deduce que un metro cúbico de material transportado a la distancia máxima de acarreo correspondiente al sobreacarreo expresado en m^3est, o sea 120 m menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 m^3est × 0.20 = $1.00; si ese mismo volumen se transporta a una distancia ligeramente mayor, 121 m menos el acarreo libre, su cuantificación se hará en

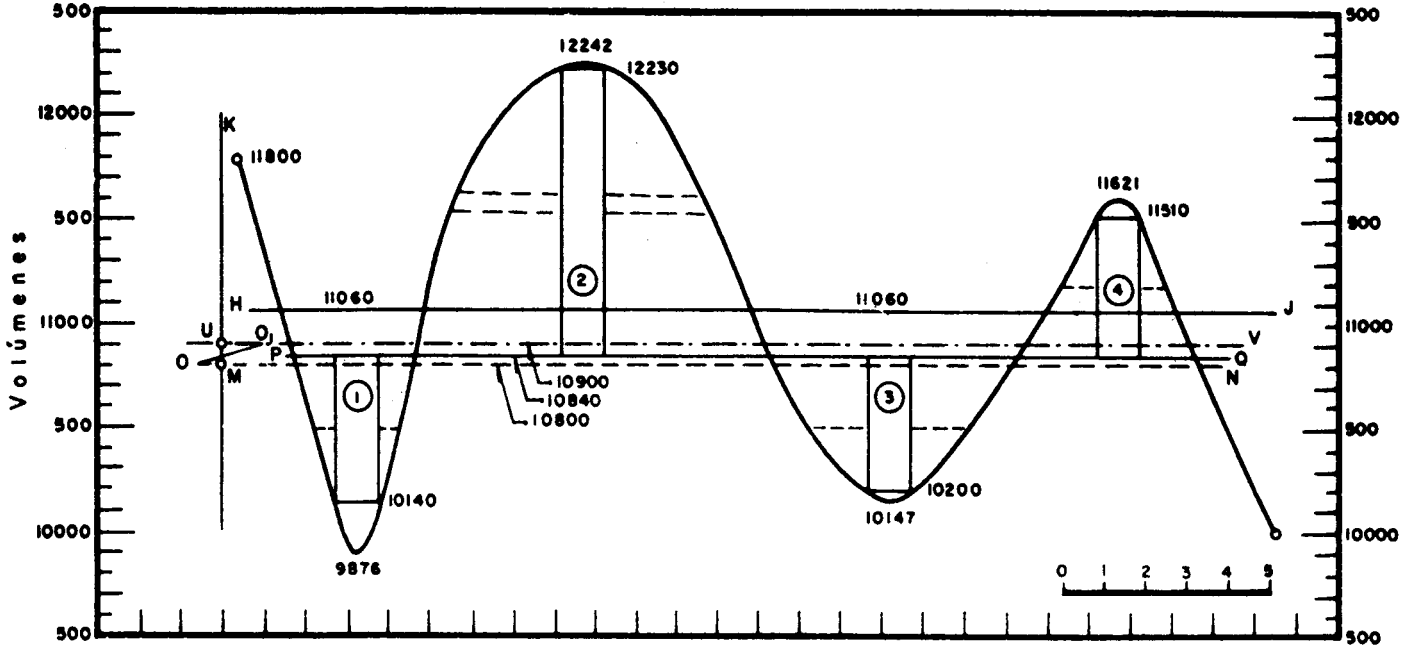


FIGURA 10.18. UBICACION DE LA COMPENSADORA ECONOMICA

m^3hm y su costo será de $0.50. Del mismo modo, si un metro cúbico de material se transporta a la distancia máxima de acarreo de los sobreacarreos expresados en m^3hm, o sea 520 m menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 $m^3hm \times 0.50 = \$2.50$; en cambio, ese mismo volumen transportado a 521 m menos el acarreo libre, se medirá en kilómetros y tendrá un costo de 0.5 $m^3km \times 3.30 = \$1.65$.

Asimismo, un análisis del diagrama de masas permite observar que los sobreacarreos ocasionados por los movimientos 1, 3 y 4 necesariamente tienen que expresarse en m^3est, pero que el movimiento número 2 puede ocasionar un sobreacarreo expresado en m^3hm. Por tanto, siendo como se ha visto, más económico el sobreacarreo expresado en m^3hm, convendrá que la compensadora en estudio origine este tipo de sobreacarreo en el movimiento número 2.

Siguiendo este criterio se ha fijado la compensadora de prueba ***MN***, que tiene su origen en el eje vertical *K* y como ordenada la 10 800. Para este ejemplo se aplica la ecuación correspondiente al caso en que la compensadora está comprendida entre dos préstamos, pero como se tienen únicamente dos tipos de acarreos, el segundo miembro de la ecuación queda integrado por dos sumandos. Por otra parte, como únicamente existe un movimiento cuyo acarreo se va a expresar en m^3hm y queda por encima de la compensadora, es decir, su sentido es hacia adelante, será par; lo que permite simplificar la ecuación expresándola de la siguiente manera:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$\,A\left(\sum \frac{Dnon\text{-}AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar\text{-}AL}{Cpar}\right) - \$\,B\left(\sum \frac{Dpar\text{-}AL}{Cpar}\right)$$

y substituyendo, se tiene para el primer miembro:

$$\frac{Pat}{Cat} = \$\,7.30 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$\,7.30 - \$\,7.50$$

$$\frac{Pad}{Cad} = \$\,7.50 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = -\$\,0.20$$

y para el segundo miembro:

Movimiento Numero	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m^3 est	1.7	$ 0.20	$ 0.34
3	Atrás	m^3 est	4.5	0.20	0.90
2	Adelante	m^3 hm	1.6	0.50	0.80
4	Adelante	m^3 est	3.8	0.20	0.76

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.24
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.56
Diferencia..... = — $ 0.32

Como el valor del primer miembro (—$0.20) es diferente al resultado obtenido (—$0.32), es necesario mover la compensadora. Ahora bien, como

en el segundo miembro la diferencia resultó negativa, es decir, resultó mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia adelante, se debe subir la compensadora para alcanzar la igualdad deseada. Por tanto, se probará la compensadora *UV* cuya ordenada tiene un valor de 10 900.

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m^3 est	2.0	$ 0.20	$ 0.40
3	Atrás	m^3 est	5.0	0.20	1.00
2	Adelante	m^3 hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m^3 est	3.2	0.20	0.64

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.40
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.39
Diferencia..... = — $ 0.01

Ahora es mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia atrás y, por tanto, debe bajarse la compensadora.

La posición correcta de la compensadora se puede obtener en forma aproximada empleando el siguiente procedimiento gráfico: la diferencia con respecto al primer miembro de la ecuación dada por la primera compensadora de prueba, convertida a una distancia, es llevada a *MO* a la izquierda de la vertical *K;* análogamente, la diferencia resultante de la segunda compensadora de prueba, convertida a distancia, es llevada a UO_1, a la derecha del eje vertical *K;* el punto de intersección de la recta OO_1, con el eje vertical *K* dará aproximadamente la ordenada correspondiente a la compnsadora buscada.

En el ejemplo que se cita, la intersección indica la posición de la compensadora *PQ* en la ordenada 10 840; comprobando la bondad del método se tendrían los siguientes resultados:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m^3 est	1.8	$ 0.20	$ 0.36
3	Atrás	m^3 est	4.6	0.20	0.92
2	Adelante	m^3 hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m^3 est	3.6	0.20	0.72

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.28
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.47
Diferencia..... = — $ 0.19

Como el valor del primer miembro (—$0.20) es prácticamente igual que el resultado obtenido (—$0.19) se satisface la ecuación, siendo por tanto *PQ* la compensadora económica.

Ahora bien, si la compensadora se hubiera fijado de tal modo que se originaran movimientos expresados en m³est exclusivamente, su aparente posición económica sería la horizontal *HJ* dada por la ordenada 11 060.

La cuantificación y costo de los movimientos de tierra ocasionados por las compensadoras *PQ* y *HJ* sería:

MOVIMIENTO NUM.	EXPRESADO EN:	VOLUMEN m³	DISTANCIA MEDIA	SOBREACARREO	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	COMPENSADORA PQ.					
1	m³ est	700	0.9	630	$ 0.20	$ 126.00
2	m³ hm	1 390	1.1	1 529	0.50	764.50
3	m³ est	640	2.9	1 856	0.20	371.20
4	m³ est	670	1.7	1 139	0.20	227.80
	COSTO POR CONCEPTO DE SOBREACARREOS.....					$ 1 439.50
	Pat m³	960			7.30	7 008.00
	Pad m³	840			7.50	6 300.00
	COSTO POR CONCEPTO DE PRESTAMOS.....					$ 13 308.00
	COSTO TOTAL.....					$ 14 797.50
	COMPENSADORA HJ.					
1	m³ est	920	1.2	1 104	$ 0.20	$ 220.80
2	m³ est	1 170	4.8	5 616	0.20	1 123.20
3	m³ est	860	3.5	3 010	0.20	602.00
4	m³ est	450	1.1	495	0.20	99.00
	COSTO POR CONCEPTO DE SOBREACARREOS.....					$ 2 045.00
	Pat m³	740			7.30	5 402.00
	Pad m³	1 060			7.50	7 950.00
	COSTO POR CONCEPTO DE PRESTAMOS.....					$ 13 352.00
	COSTO TOTAL.....					$ 15 397.00

Comparando los resultados obtenidos en cada caso, se observa que de la diferencia de costos a favor de la compensadora *PQ*, un alto porcentaje está dado por el costo de los sobreacarreos. Se ha estimado conveniente hacer esta demostración práctica, para resaltar la influencia que los precios unitarios de sobreacarreo tienen en la determinación adecuada de la posición económica de la compensadora.

E) Posición económica de la compensadora auxiliar. Cuando dentro de un movimiento ocasionado por la compensadora general, existen otros máximos y mínimos (Figura 10.19) que dan lugar a otra serie de movimientos adicionales, es necesario utilizar una compensadora auxiliar que haga mínimo el costo de los sobreacarreos en esos movimientos.

En el diagrama de masas mostrado en la Figura 10.19 en el que ya está ubicada la compensadora general *MN*, la compensadora auxiliar *AA'* ha originado los cuatro movimientos siguientes:

bcdef que es hacia atrás y cuya abertura es d_1.

fgh que es hacia adelante y cuya abertura es d_2.

hijklmn que es hacia atrás y cuya abertura es d_3 y el sobreacarreo ***abfhno*** que es hacia atrás y cuya abertura es d_4.

Si se mueve la compensadora auxiliar a la posición BB' mediante un desplazamiento dV, se tendrá que:

— El movimiento ***bcdef*** disminuyó en el área *bcef*, que es igual a:

$$(d_1 - AL)\, dV$$

— El movimiento ***fgh*** aumentó en el área *efhi*, que es igual a:

$$(d_2 - AL)\, dV$$

— El movimiento ***hijklmn*** disminuyó en el área ***himn***, que es igual a:

$$(d_3 - AL)\, dV$$

— y el movimiento ***abfhno*** aumentó en el área *bcmn*, que es igual a:

$$(d_4 - AL)\, dV$$

Entonces, el incremento del costo será:

$$\begin{aligned} dC = & -PU_1 (d_1 - AL)\, dV + PU_2 (d_2 - AL)\, dV \\ & - PU_3 (d_3 - AL)\, dV + PU_4 (d_4 - AL)\, dV \end{aligned}$$

en donde:

$$\frac{dC}{dV} = -(d_1 - AL)\, PU_1 + (d_2 - AL)\, PU_2$$

$$-(d_3 - AL)\, PU_3 + (d_4 - AL)\, PU_4$$

PU. Precio unitario de sobreacarreo en cada movimiento. Como la condición de mínimo es que el primer miembro sea cero, la compensadora auxiliar económica debe satisfacer la ecuación general siguiente:

$$(d_1 - AL)\, PU_1 + (d_3 - AL)\, PU_3 = (d_2 - AL)\, PU_2 + (d_4 - AL)\, PU_4$$

Obviamente, la ecuación anterior puede abreviarse sacando como factor común los precios unitarios iguales, que resultan de longitudes de abertura semejantes; para el caso en que d_1, d_2 y d_3 sean aberturas menores que la distancia máxima, cuyo precio unitario sea $\$\ A$, en tanto que la abertura d_4 sea mayor que esa esa distancia máxima, por lo que debe aplicarse en ésta el precio unitario $\$\ B$, la ecuación general se transforma en la particular siguiente:

$$\$\ A\ (d_1 - AL_\alpha + d_3 - AL_\alpha) = \$\ A\ (d_2 - AL_\alpha) + \$\ B\ (d_4 - AL_\beta)$$

en donde d_1, d_2, d_3 y AL_α están medidos con la unidad de longitud α, en tanto d_4 y AL_β lo están con las unidades β.

Pudiera darse el caso de que todas las aberturas fueran del mismo tipo de sobreacarreo, cuyos precios unitarios fueran iguales, esto es, todas menores, iguales o mayores que una distancia máxima determinada; entonces, para este caso, se tiene que:

$$d_4 = d_1 + d_2 + d_3$$

y de acuerdo con la ecuación general se tendrá:

$$PU\,(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU\,(d_2 - AL + d_4 - AL)$$

substituyendo:

$$PU\,(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU\,[d_2 - AL + (d_1 + d_2 + d_3) - AL]$$

$$d_1 + d_3 = d_2 + d_1 + d_2 + d_3$$

$$O = 2d_2$$

Resultado que indica que el área del movimiento limitado por la abertura d_2 se consideraría dos veces. Para evitar esta duplicidad de pago, la compensadora auxiliar económica debe colocarse pasando tangente a los máximos o a los mínimos del diagrama, según sea el sentido del movimiento. Este ejemplo está indicado con la compensadora *PQ*.

Refiriéndose nuevamente a la Figura 10.19 y considerando que la compensadora auxiliar económica es la *BB'*, quedará la porción del diagrama *ijklm* sin proyecto de movimiento, por lo que requiere también de una compensadora auxiliar. Esta compensadora *RS* pasará por el máximo *k* si las aberturas d_3, d_n y d_m son de la misma especie, o bien, podrá ser una como *HI*, si aquellas aberturas son de movimientos cuyos precios unitarios sean diferentes.

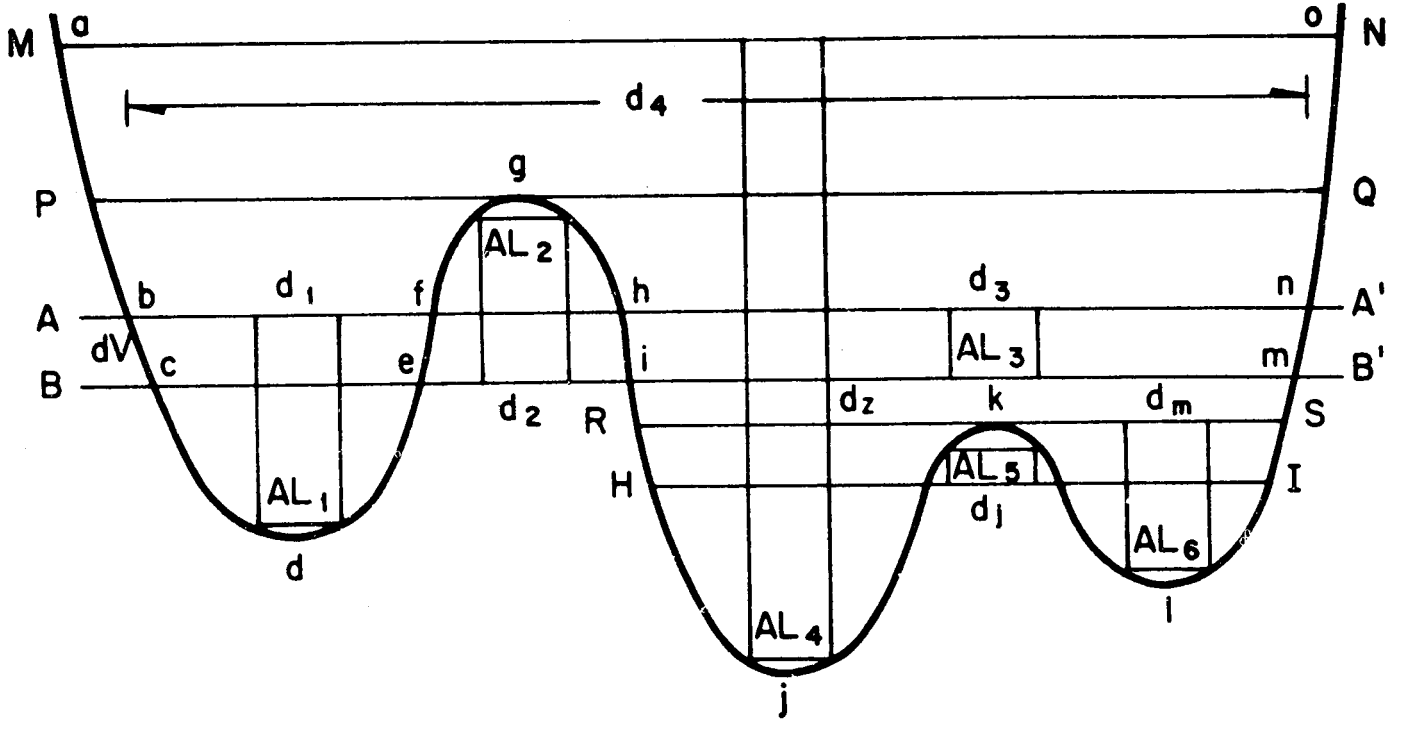


FIGURA 10.19. COMPENSADORA AUXILIAR

CAPITULO XI

INTERSECCIONES

11.1 DEFINICIONES Y CLASIFICACION

Se llama intersección, al área donde dos o más vías terrestres se unen o cruzan.

La Secretaría de Obras Públicas considera dos tipos generales de intersecciones: los entronques y los pasos.*

Se llama entronque, a la zona donde dos o más caminos se cruzan o unen, permitiendo la mezcla de las corrientes de tránsito.

Se llama paso, a la zona donde dos vías terrestres se cruzan sin que puedan unirse las corrientes de tránsito. Tanto los entronques como los pasos, pueden contar con estructuras a distintos niveles.

A cada vía que sale o llega a una intersección y forma parte de ella, se le llama rama de la intersección. A las vías que unen las distintas ramas de una intersección, se les llama enlaces; pudiéndose llamar rampas, a los enlaces que unen dos vías a diferente nivel.

11.2 MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES

En el área de la interseccion, un conductor puede cambiar de la ruta sobre la cual ha venido manejando, a otra de diferente trayectoria o cruzar la corriente de tránsito que se interpone entre él y su destino.

Cuando un conductor se cambia de la ruta sobre la que ha venido manejando, encontrará necesario salir de la corriente de tránsito para entrar a una de diferente trayectoria, o tendrá que cruzar otras trayectorias como se ilustra en la Figura 11.1.

En cualquier caso que exista divergencia, convergencia, o cruce, existe un conflicto entre los usuarios que intervienen en las maniobras. Esto puede incluir a los usuarios cuyas trayectorias se unen, cruzan o separan, o puede abarcar a los vehículos que se aproximan al área de conflicto.

El área de conflicto abarca la zona de influencia en la cual los usuarios que se aproximan pueden causar trastornos a los demás conductores, debido a las maniobras realizadas en la intersección.

11.2.1 Maniobra de divergencia

La divergencia es, tal vez, la más simple y fácil de las maniobras que ocurren en una intersección. En la Figura 11.2 se muestra una gráfica

* Esta clasificación es la más empleada por los ingenieros mexicanos que intervienen directamente en esta especialidad.

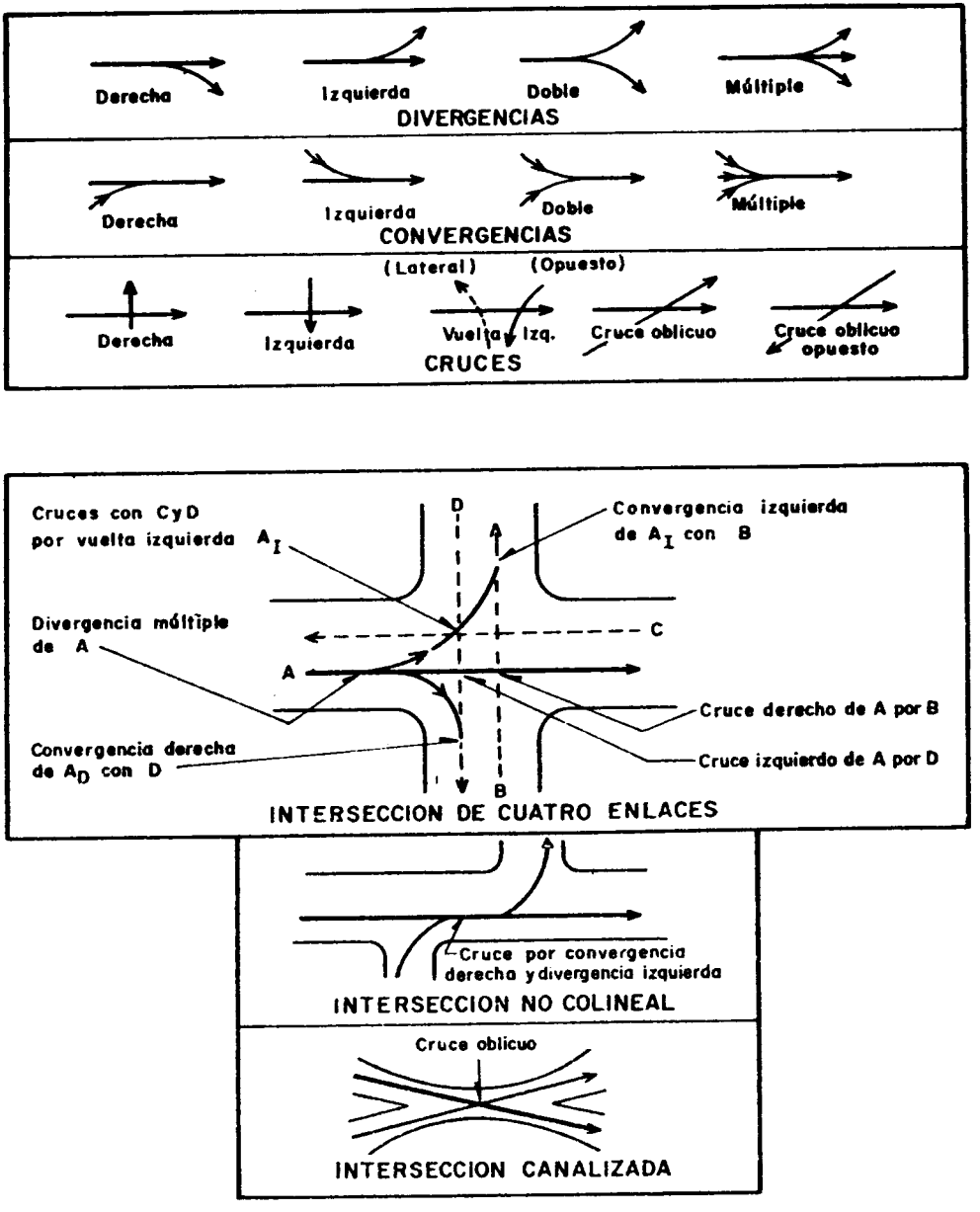


FIGURA 11.1. MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES

que representa la influencia de esta maniobra. En ella se aprecia que el área de conflicto comienza en el punto donde la velocidad del vehículo 2 que diverge, se reduce, influyendo en la del vehículo 3, hasta que el vehículo 2 sale de su trayectoria original. Simultáneamente, con la divergencia, pueden ocurrir conflictos adicionales que no son inherentes a la maniobra.

El diagrama de la relación tiempo-distancia, muestra que el vehículo 1 ha pasado a través de la intersección sin conflicto o retraso. El vehículo 2, que efectúa la maniobra de divergencia, reduce su velocidad en un punto alejado cierta distancia de la intersección para poder efectuar una vuelta cómoda, marcando con ella el inicio del área de conflicto. Esta área de conflicto se continúa hasta el punto donde el vehículo 2 abandona el carril original de su viaje. El vehículo 3, mostrado dentro de esta área de conflicto, sufre una demora debido a la existencia de un conflicto entre él y el vehículo 2. El vehículo 4, de la misma manera que el vehículo 1, pasa a través de la intersección, sin ningún conflicto, pero sufre la reducción de intervalo entre él y el vehículo 3 y continúa con un intervalo que se puede considerar como mínimo para la corriente de tránsito en su viaje a través del área de conflicto. El vehículo 3, por el contrario, ve aumentado el intervalo que lo separa del vehículo 1, después de que la divergencia se ha efectuado.

11.2.2 Maniobra de convergencia

A diferencia de la maniobra de divergencia, la de convergencia no puede realizarse a voluntad, sino que debe ser diferida hasta que exista un espacio adecuado entre dos vehículos que circulen por el carril al cual se va a incorporar. En la Figura 11.3 se muestra la influencia de esta maniobra sobre los demás vehículos. En este caso, el área de conflicto se inicia antes que el área potencial de colisión y se extiende a un punto donde el vehículo que converge ha alcanzado, aproximadamente, la velocidad del vehículo 3. El área de colisión se extiende desde el punto de entrada del vehículo convergente, hasta alcanzar el límite del área de conflicto.

La posición relativa de los vehículos involucrados se muestra en el instante considerado. El vehículo 1 ha pasado a través de la intersección y salido del área de conflicto, sin alterar el curso de su viaje. El vehículo 2, el cual realiza la maniobra de convergencia, ha invadido parcialmente el área de colisión, sufriendo un retraso debido a la proximidad del vehículo 3. El vehículo 3 reduce su velocidad mientras está dentro del área de conflicto, hasta que su conductor decide que debe pasar la intersección antes que el vehículo 2. El conductor del vehículo 2, después de permitir el paso del vehículo 3, se adapta a la distancia que existe entre el vehículo 3 y el 4, para realizar su maniobra. Al hacer esto, sin embargo, el vehículo 2 produjo una demora al vehículo 4, como se muestra en el diagrama. El vehículo 5, de la misma manera que el vehículo 1, pasó a través de la intersección sin ninguna demora.

11.2.3 Maniobra de cruce

La Figura 11.4 muestra gráficamente la relación tiempo-distancia en una maniobra de cruce. En este caso, el área de conflicto comienza en un punto colocado a una distancia del área de la intersección y se extiende a través del área de colisión.

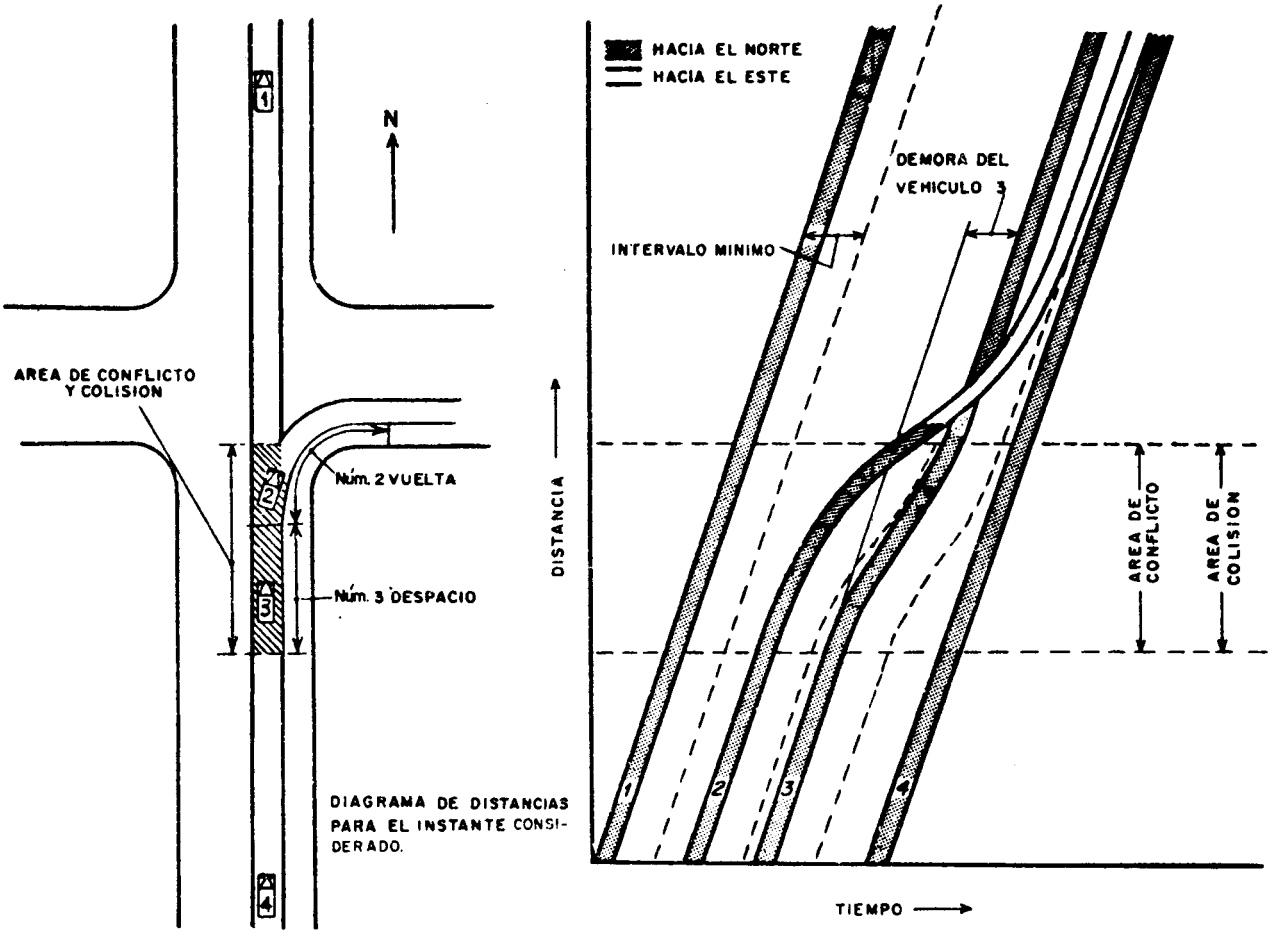


FIGURA 11.2. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE DIVERGENCIA

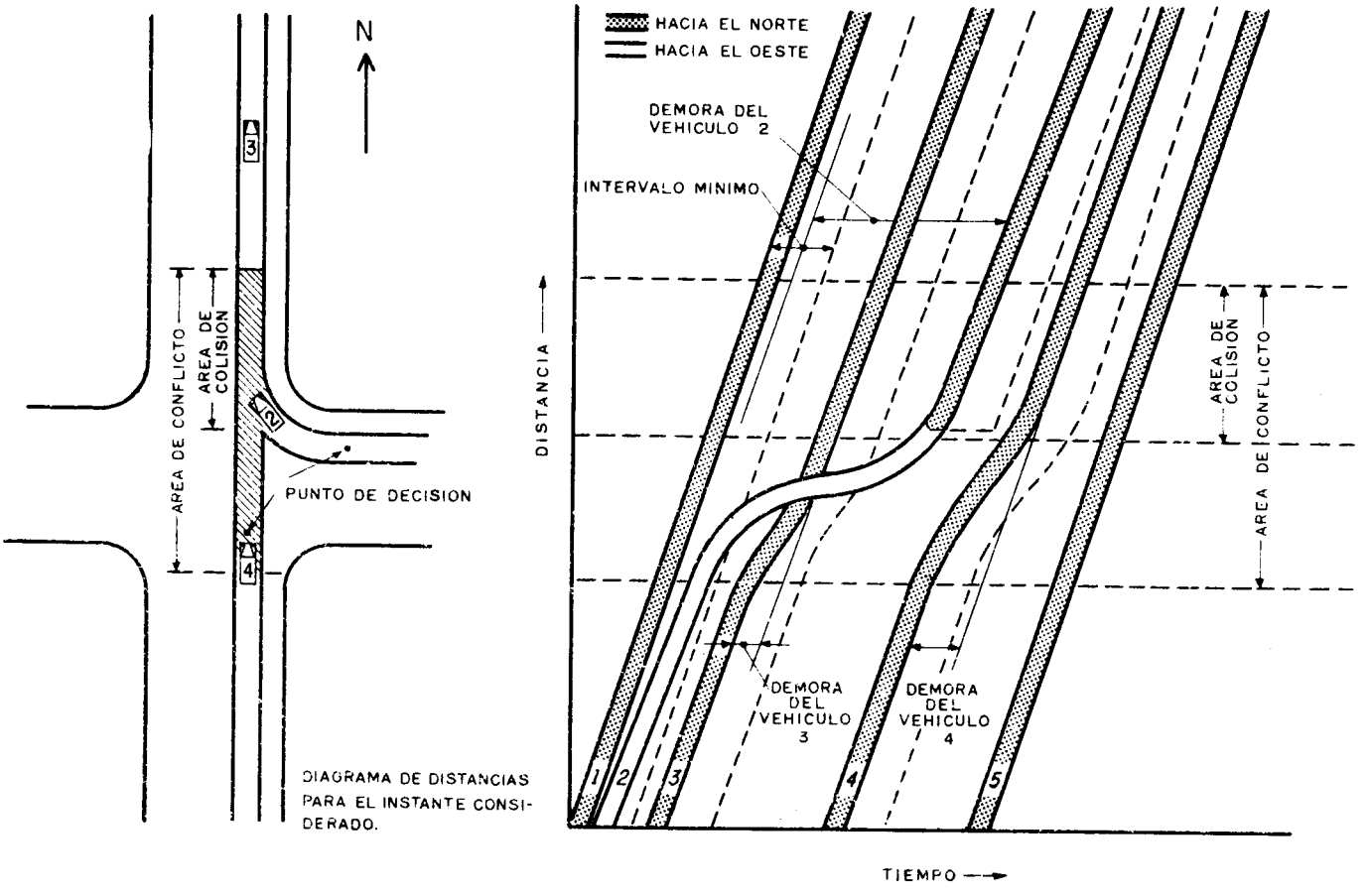


FIGURA 11.3. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CONVERGENCIA

La posición relativa de los vehículos involucrados, se muestra para el instante considerado. El vehículo 1 ha pasado a través de la intersección, sin ningún problema. El vehículo 2 que realiza el cruce en la dirección Este-Oeste ha entrado en el área de conflicto. El vehículo 3 sigue al vehículo 1 con una separación entre ellos cercana a la mínima aceptable, demasiado corta para ser utilizada por el vehículo 2 que realizará la maniobra de cruce. Sin embargo, el conductor del vehículo 3 reduce un poco su velocidad al entrar al área de conflicto. Esta desceleración continúa hasta el punto de decisión en donde el conductor del vehículo 3 decide que el vehículo 2 le cederá el derecho de paso y por lo tanto, vuelve a tomar su velocidad normal. Debido a las circunstancias, el conductor del vehículo 2 tuvo necesidad de detenerse. Cuando el vehículo 3 sale del área de colisión, el vehículo 2 acepta el siguiente espacio libre y se adelanta al paso del vehículo 4, alcanzando nuevamente una velocidad normal en la dirección Este-Oeste. El conductor del vehículo 4 reduce un poco la velocidad en el área de conflicto hasta el punto de decisión en el cual cedió el derecho de paso. El vehículo 5 pasó a través de la intersección sin ningún retraso.

11.2.4 Número y tipos de conflictos

El número de conflictos que pueden desarrollarse en una intersección por tipo de maniobra, son los que se indican en la tabla 11-A. En ella se aprecia que en una intersección con cuatro ramas de doble circulación existen 32 puntos de conflictos, 16 de los cuales son de los del tipo más peligroso o sea de cruce. Cuando se tiene una T o una Y ocurren únicamente 9 conflictos de los cuales sólo 3 incluyen maniobras de cruce.

11.2.5 Frecuencia de conflictos

La frecuencia de los puntos de conflicto depende del volumen de tránsito que se encuentra en cada trayectoria de flujo, así por ejemplo, en la intersección de cuatro ramas que se muestran en la Figura 11.5, se supone que por cada acceso a la intersección entran 200 vph, de los cuales el 10% voltea a la derecha y el 10% a la izquierda y se desea saber cuántos puntos de conflicto se tendrán al cabo de una hora. Los cálculos que conducen a obtener el resultado son los siguientes:

Volumen que voltea a la derecha 10% × 200 vph × 4 accesos = 80 vph
Volumen que voltea a la izquierda 10% × 200 vph × 4 accesos = 80 vph
Tránsito de frente 80% × 200 vph × 4 accesos ..... = 640 vph
Total: 800 vph

De la tabla 11-A se tiene lo siguiente:

8 conflictos de divergencia para los 8 movimientos de vuelta; 1 conflicto/vuelta: (80 + 80) vueltas × 1 ..... = 160
8 conflictos de convergencia para los 8 movimientos de vuelta; 1 conflicto/vuelta: (80 + 80) vueltas × 1 ..... = 160
12 conflictos de cruce correspondientes a los 4 movimientos de vuelta izquierda; 3 conflictos/vuelta: 80 vueltas × 3 ..... = 240
4 conflictos de cruce correspondientes a los 4 movimientos de frente; 1 conflicto/cruce: 640 cruces × 1 ..... = 640
Total de conflictos/hora = 1 200

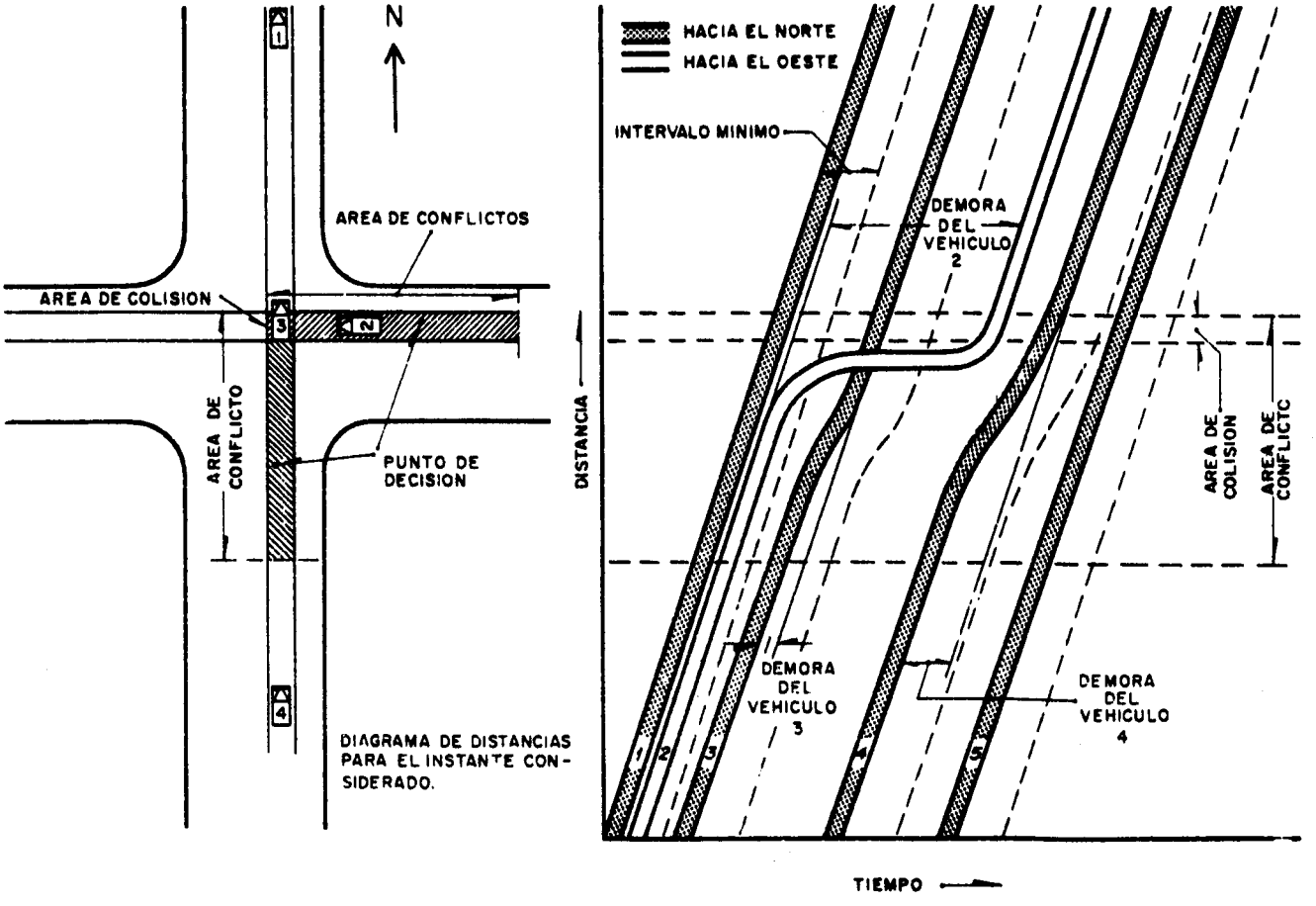


FIGURA 11.4. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CRUCES

NUMERO DE RAMAS DE DOBLE CIRCULACION	NUMERO DE CONFLICTOS EN LOS MOVIMIENTOS DE LA INTERSECCION POR TIPOS DE MANIOBRAS.			
	C R U C E	CONVERGENCIA	DIVERGENCIA	T O T A L
3	3	3	3	9
4	16	8	8	32
5	49	15	15	79
6	124	24	24	172

TABLA 11-A. RELACION DEL NUMERO DE CONFLICTOS ENTRE LOS MOVIMIENTOS DE LA INTERSECCION AL NUMERO DE RAMAS DE DOBLE CIRCULACION QUE LA FORMAN, POR TIPO DE MANIOBRAS

La cifra anterior, da el número de motivos de accidentes que existe en una intersección para el volumen supuesto y revela la necesidad de estudiar su funcionamiento a fin de reducir el número de conflictos posibles.

Un alto porcentaje de los accidentes de tránsito ocurre en las intersecciones. En orden decreciente de peligrosidad se tienen los siguientes tipos de intersecciones: A) Intersecciones a nivel simples; B) Intersecciones a nivel con carriles adicionales para cambios de velocidad; C) Intersecciones canalizadas; D) Glorietas; y E) Intersecciones a desnivel. Aunque no existen límites numéricos para distinguir un tipo de otro, el orden presentado supone que cada una de las intersecciones está trabajando con los volúmenes de tránsito considerados en su proyecto.

11.3 AREAS DE MANIOBRA

Es la zona de una intersección en la que el conductor de un vehículo realiza las operaciones necesarias para ejecutar las maniobras requeridas. Incluye el área potencial de colisión y la parte de los accesos a la intersección desde la cual se ve afectada la operación de los vehículos.

El proyecto de una intersección se inicia desde el estudio de las áreas de maniobra. Estas se dividen en simples, múltiples y compuestas. Las simples se presentan cuando dos vías de un solo carril y un solo sentido de circulación cruzan, convergen, o divergen. Las múltiples, cuando más de dos vías de un solo carril y un solo sentido de circulación cruzan, convergen o divergen y compuestas, cuando las maniobras se efectúan en más de un solo carril de circulación. La Figura 11.6 muestra ejemplos de áreas de maniobra, simples, múltiples y compuestas.

Las áreas de maniobra múltiples deben evitarse hasta donde sea posible, pues los conductores que circulan por las diferentes vías se confunden al llegar al área potencial de colisión común y ocasionan problemas de capacidad y de seguridad. La excepción a esta regla puede ocurrir cuando se tienen divergencias múltiples debido a la relativa sencillez de este tipo de maniobra.

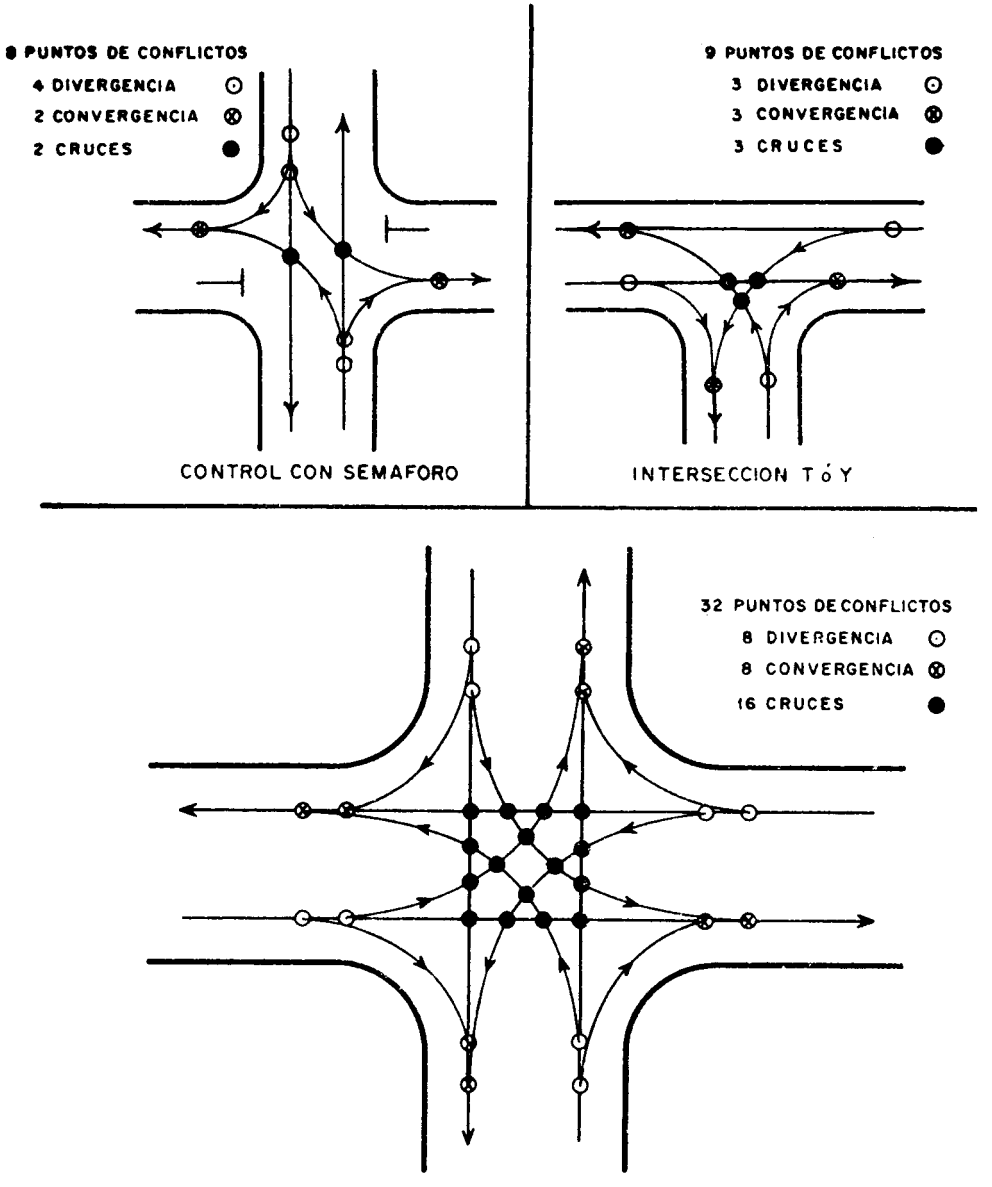
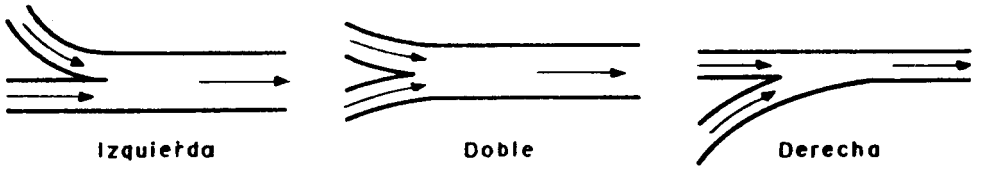
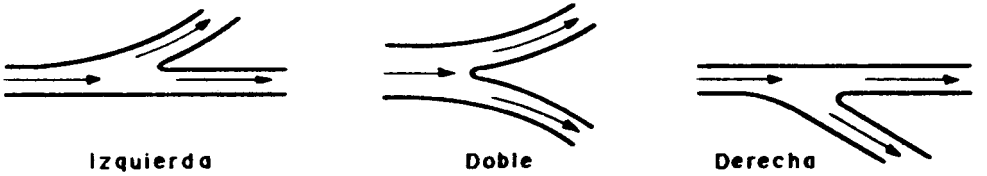


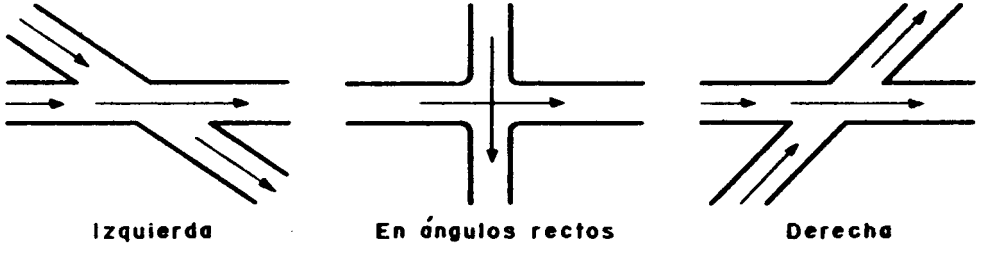
FIGURA 11.5. PUNTOS DE CONFLICTO EN INTERSECCIONES



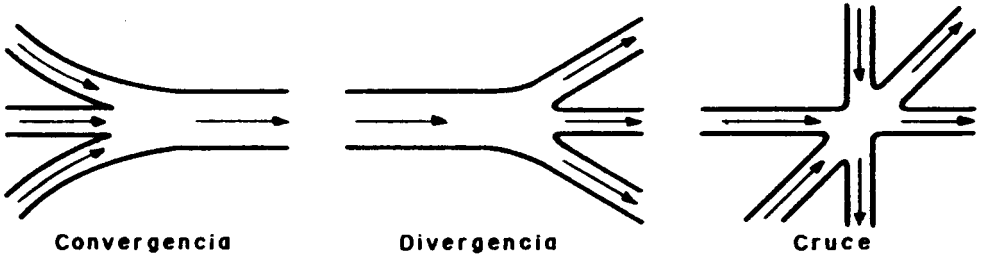
AREAS DE MANIOBRA SIMPLES EN CONVERGENCIAS



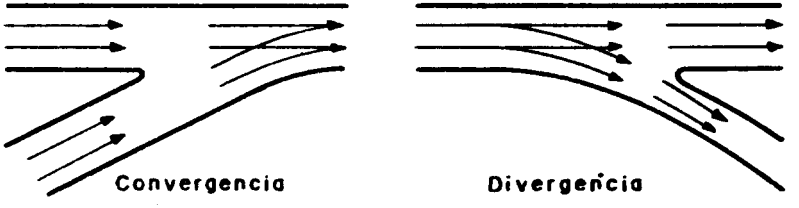
AREAS DE MANIOBRA SIMPLES EN DIVERGENCIAS



AREAS DE MANIOBRA SIMPLES EN CRUCES



AREAS DE MANIOBRA MULTIPLES



AREAS DE MANIOBRA COMPUESTAS

FIGURA 11.6. EJEMPLOS DE AREAS DE MANIOBRA SIMPLES, MULTIPLES Y COMPUESTAS

La misma función de un área de maniobra múltiple puede obtenerse a través de dos o más áreas simples separadas, de tal manera que no influya la operación de una en la de otra, lográndose así una operación más segura y con menos demoras cuando se tienen velocidades relativas bajas.

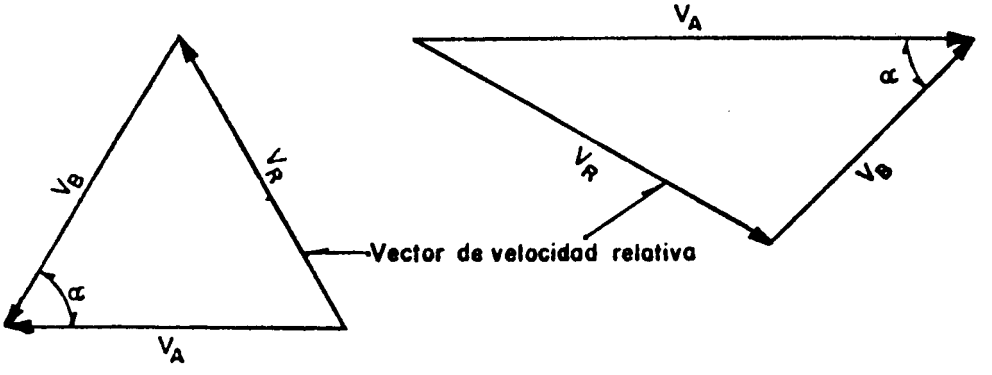
Dentro de las áreas de maniobra, la velocidad relativa es función inversa de la calidad de operación, razón por la cual, cuando se logra una velocidad relativa baja, se tiene una circulación continua, en cambio para la velocidad relativa alta, la circulación es discontinua.

La velocidad relativa se expresa como un vector, tal como se indica en la Figura 11.7 y su valor se calcula con la fórmula siguiente:

$$V_R = \sqrt{V_A^2 + V_B^2 - 2V_A V_B \cos \alpha}$$

en donde:

V_R = Velocidad relativa.
V_A = Velocidad de operación del vehículo que circula por la vía A.
V_B = Velocidad de operación del vehículo que circula por la vía B.
α = Angulo de la intersección formada por las vías A y B.



la relación de:	la relación de:
V_A/V_B es 1:1	V_A/V_B es 2:1

FIGURA 11.7. ILUSTRACION DEL VECTOR DE VELOCIDAD RELATIVA

11.3.1 Areas de maniobras simples

De las maniobras simples, la más segura y sencilla de realizar es la de divergencia, la cual se inicia desde un punto común dentro de la corriente de tránsito. El área de maniobra correspondiente deberá proyectarse para una velocidad relativa baja a fin de evitar una reducción en la velocidad, cuyo efecto se refleje hacia atrás hasta alcanzar el área de colisión. Cuando no puede darse el alineamiento requerido sobre alguno de los caminos que divergen, se usan carriles de desceleración para obtener los elementos de proyecto necesarios. En la Figura 11.8 se muestran algunos ejemplos de este tipo de maniobras, considerando una velocidad relativa baja.

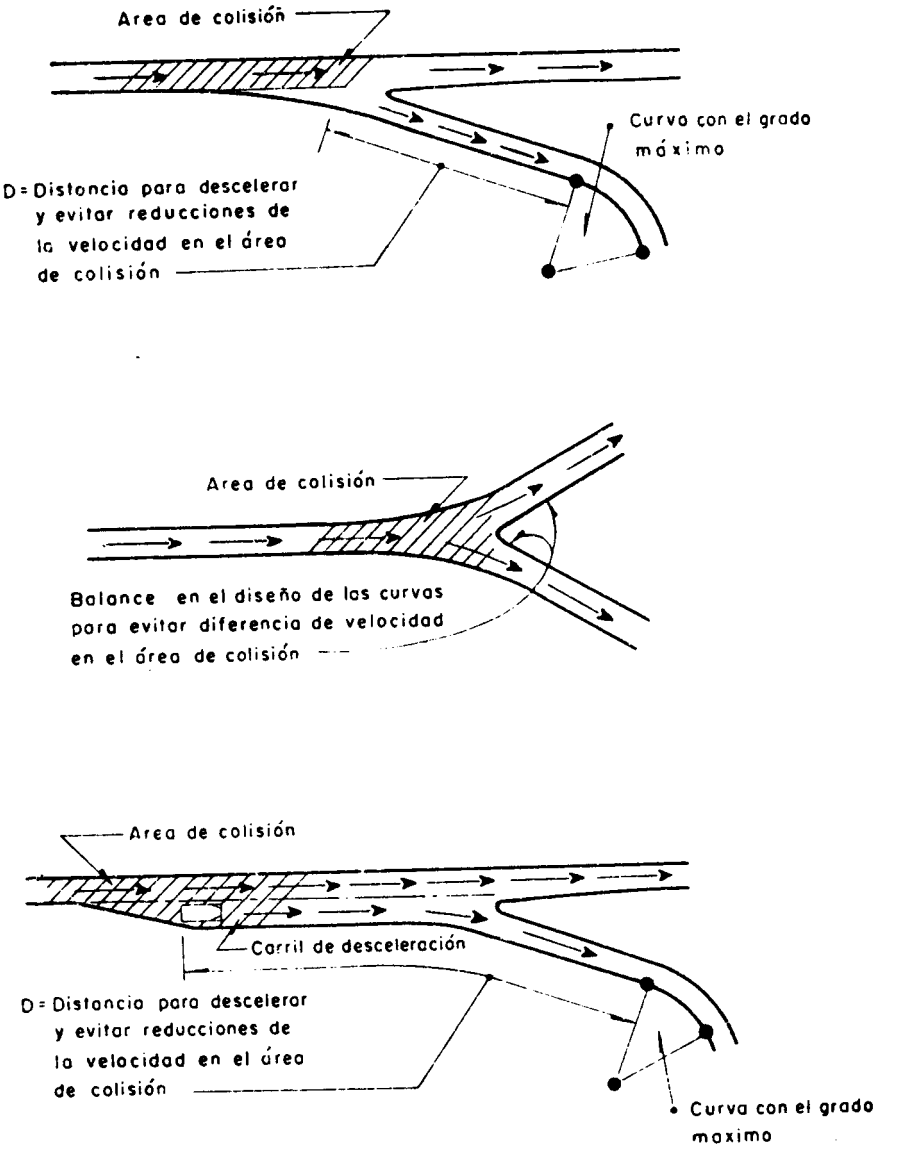


FIGURA 11.8. AREAS DE MANIOBRA SIMPLES DE DIVERGENCIA, CONSIDERANDO UNA VELOCIDAD RELATIVA BAJA

La maniobra de convergencia a velocidades relativas bajas, se tendrá cuando la sección transversal y el alineamiento de los enlaces de acceso, no aumenten la diferencia de velocidad entre los flujos convergentes. Esta maniobra es un poco más complicada que la anterior, ya que incluye un nuevo factor que afecta la velocidad, llamado tiempo de maniobra, dentro del cual se considera el tiempo necesario para que los conductores de un flujo seleccionen una separación entre los vehículos del flujo en que van a converger y disponer de ese espacio para incorporarse, sin que exista interferencia en la velocidad.

Durante el tiempo de maniobra los vehículos deben ajustar su velocidad para alcanzar el área de colisión, al mismo tiempo que se tenga una separación aceptable entre los vehículos consecutivos del flujo al cual se unirán. Asimismo, deben tomar la velocidad del flujo al que van a unirse para no causar interferencias. A medida que el volumen de tránsito aumenta, disminuye la oportunidad de encontrar separaciones aceptables entre los vehículos del flujo al cual se va a converger, por lo que el tiempo de maniobra va aumentando hasta hacerse insuficiente. Como consecuencia se produce el congestionamiento causando retrasos en los vehículos.

Una maniobra más oportuna puede lograrse dando suficiente distancia de visibilidad en la intersección, o por medio de carriles de aceleración en donde se proporcione flexibilidad en el lugar de la maniobra. Véase Figura 11.9.

Las maniobras de cruce pueden efectuarse a cualquier ángulo. Son las maniobras más peligrosas y las que mayor retraso causan al tránsito. Las áreas de maniobra correspondientes pueden ser proyectadas para velocidades relativas altas y bajas.

Para los cruces con velocidades relativas altas, se deberá procurar que el ángulo respectivo sea cercano a los 90°, con el objeto de lograr flujos independientes, mejorar la visibilidad y facilitar el control, ya sea mediante semáforos o con cualquier otro medio apropiado, aumentándose así la seguridad en la operación.

11.3.2 Entrecruzamientos

Se llama entrecruzamiento, al cruce de dos corrientes de tránsito que circulan en un mismo sentido y se efectúa a través de convergencia y divergencia sucesivas.[56] Una zona de entrecruzamiento está definida por la longitud y el ancho de un camino de un sentido de circulación, en un extremo del cual dos caminos del mismo sentido convergen y en el otro divergen. En la Figura 11.10 se muestra una zona de entrecruzamiento.

Los mismos principios de proyecto aplicados para convergencia y divergencia se emplean en el proyecto de las maniobras de entrecruzamientos.

La calidad de operación de una zona de entrecruzamiento quedará calificada en buena parte por la velocidad relativa. En las zonas de entrecruzamiento la operación debe hacerse a una velocidad relativa baja para obtener una demora mínima con un alto grado de seguridad. La longitud de la zona de entrecruzamiento determina el tiempo de maniobra disponible para los conductores que se entrecruzan. Donde la zona es de sufi-

[56] *Highway Capacity Manual*. Highway Research Board, Reporte Especial 87, National Academy of Sciences, pág. 16. Washington, D. C., 1965.

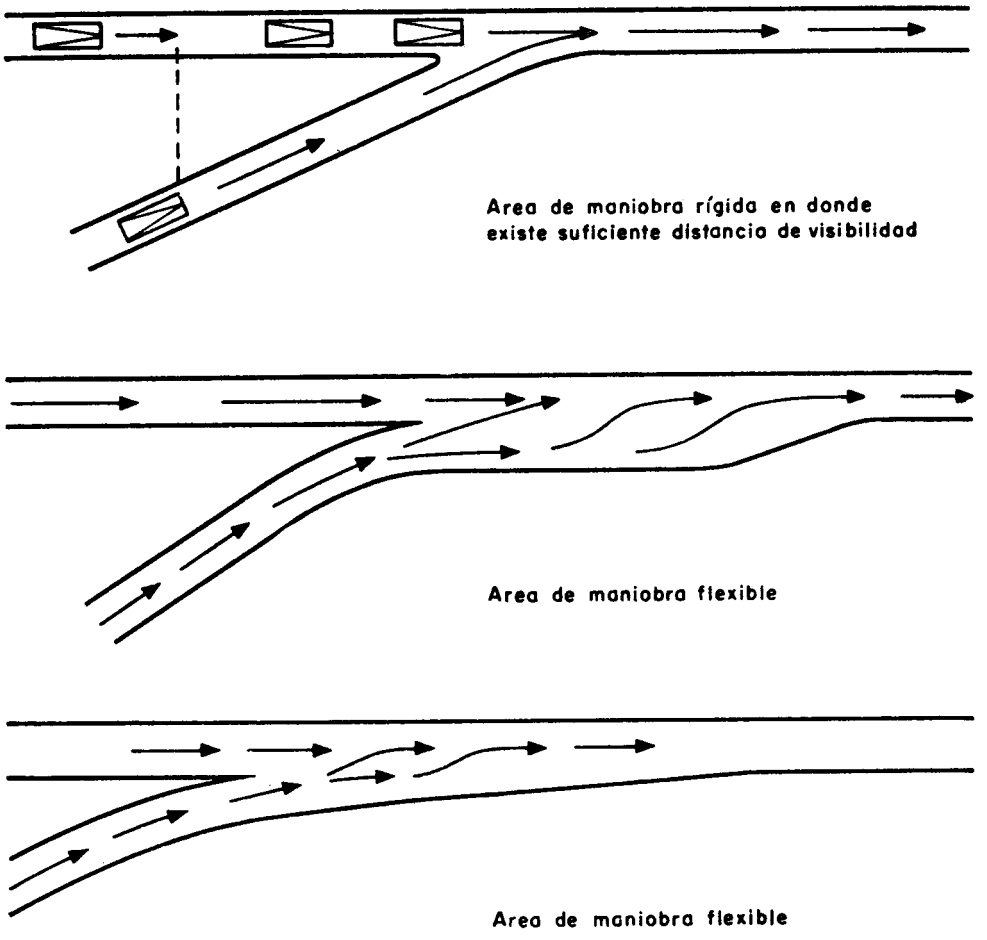


FIGURA 11.9. PROCEDIMIENTOS PARA PROPORCIONAR EL TIEMPO DE MANIOBRA

ciente longitud, la separación correspondiente a dos vehículos consecutivos de un flujo de tránsito, puede ser utilizada para entrecruzamiento de más de un vehículo de otra corriente de tránsito.

Los factores a considerar en el proyecto de una zona de entrecruzamiento son la velocidad de proyecto, el volumen de servicio, los volúmenes de los movimientos de entrecruzamiento y los de los movimientos que no producen entrecruzamientos, como son las corrientes de tránsito exteriores.

El procedimiento de cálculo para una zona de entrecruzamiento se explica en el Capítulo VI relativo a Capacidad. En la Figura 11.11 se muestran algunos tipos de zonas de entrecruzamiento que se presentan en la práctica.

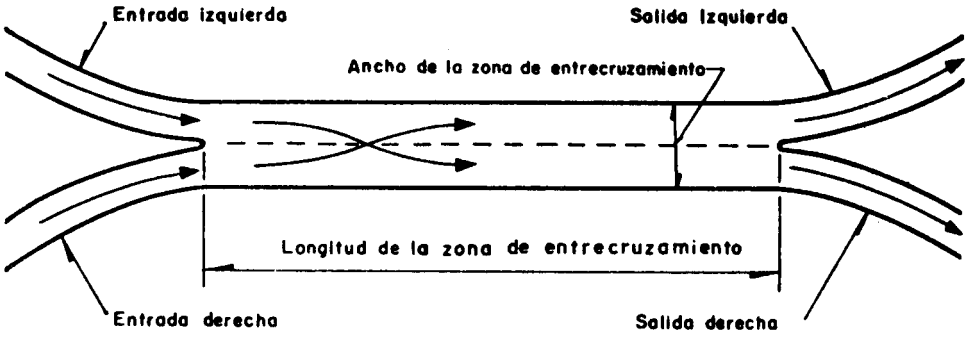


FIGURA 11.10. ZONA DE ENTRECRUZAMIENTO

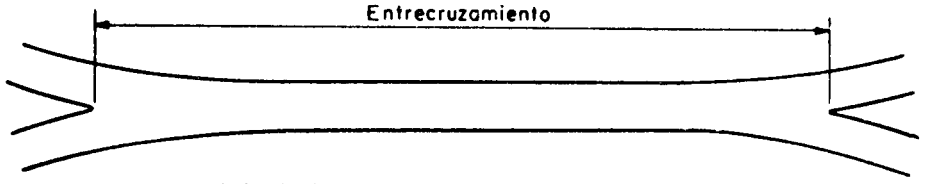
11.3.3 Areas de maniobra compuestas

Un área de maniobra es compuesta, cuando funciona de tal manera que acomoda corrientes paralelas de tránsitos en varios carriles de circulación. En la Figura 11.12 se muestran algunas áreas de maniobra de convergencia y divergencia simples y compuestas. Las áreas de maniobra compuestas ya sean de convergencia o de divergencia originan conflictos adicionales de cruce que, a su vez, causan confusión en los conductores. Los volúmenes de tránsito que pueden acomodarse en áreas de maniobra compuestas de convergencia y divergencia, son un poco mayores que aquellos correspondientes a las áreas de maniobra simples, pero ofrecen mayor peligro y retrasos.

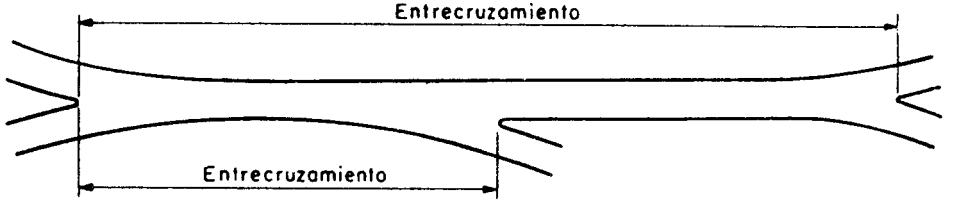
En la Figura 11.13 se muestra una zona de entrecruzamiento compuesto; puede verse que se producen los mismos conflictos que en el caso de áreas compuestas de divergencia y convergencia.

Es evidente que las áreas de maniobra de convergencia, divergencia y entrecruzamiento, son simples en su carácter y en el proyecto deberán evitarse las compuestas, cuando se supone que este tipo de maniobras debe desarrollarse bajo condiciones de velocidad relativa baja. Cuando las áreas de maniobras se proyectan para operar con velocidades relativas altas pueden convertirse, dentro de los límites de seguridad, en áreas compuestas, con un incremento en su capacidad, particularmente cuando se emplean dispositivos de control adecuado. La operación a velocidades relativas altas es insegura y siempre requiere algún control de tránsito adecuado, que disminuya los conflictos al alternar entre los flujos el uso del área de colisión.

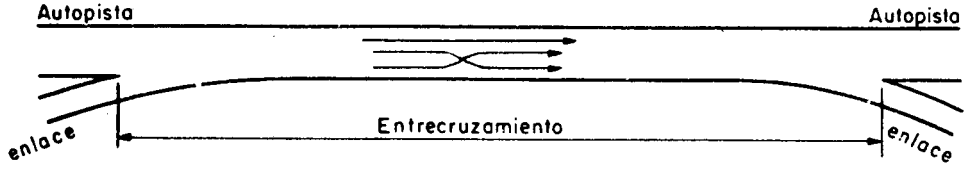
En la Figura 11.14 se ilustran áreas de maniobra de cruce simples y compuestas, a nivel; un control de tiempo adecuado en el semáforo ofrece la misma eficacia por carril de circulación para ambos tipos de intersecciones.



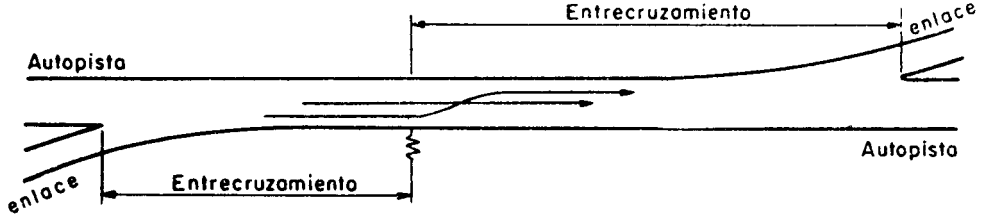
(a) ENTRECRUZAMIENTO SIMPLE



(b) ENTRECRUZAMIENTO MULTIPLE



(c) ENTRECRUZAMIENTO EN UN SOLO LADO



(d) ENTRECRUZAMIENTO EN DOS LADOS

FIGURA 11.11. TIPOS DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

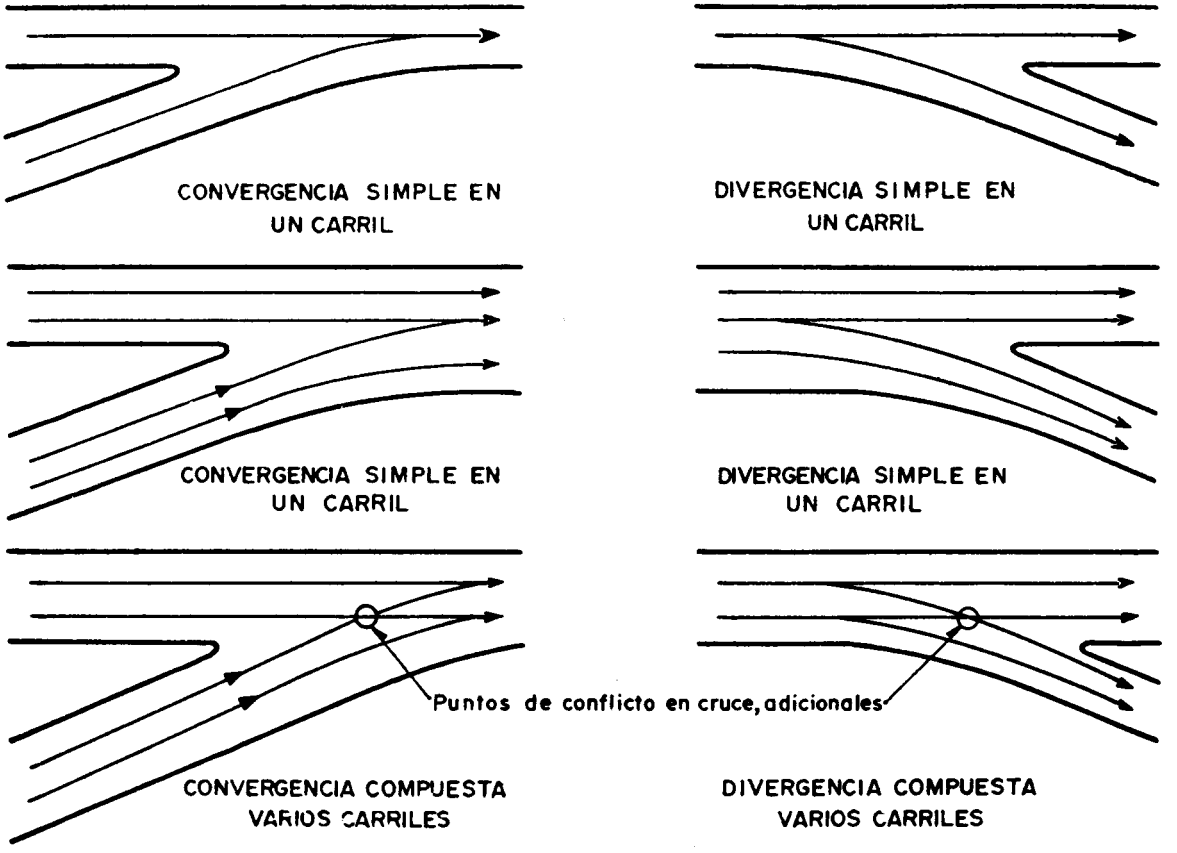


FIGURA 11.12. AREAS DE MANIOBRAS SIMPLES Y COMPUESTAS DE CONVERGENCIA Y DIVERGENCIA

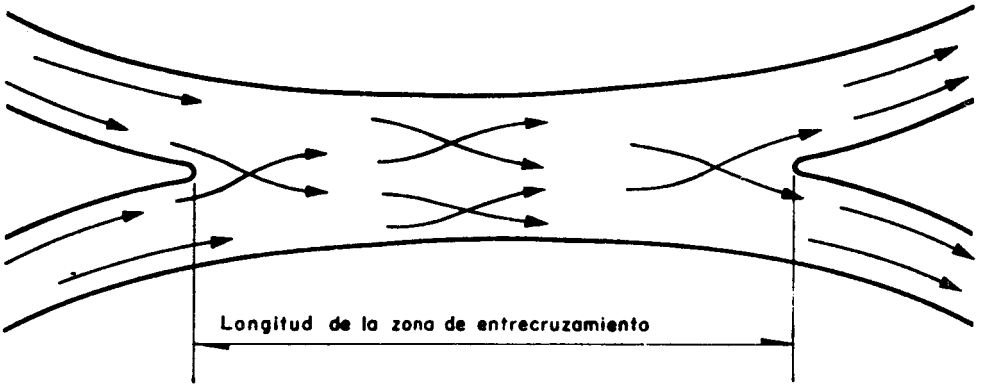


FIGURA 11.13. ZONA DE ENTRECRUZAMIENTO COMPUESTO

11.3.4 Separación de las áreas de maniobras

Si se busca una buena operación es fundamental que los conductores afronten un solo conflicto de tránsito cada vez. Los retrasos y los peligros en una intersección se ven incrementados cuando las áreas de maniobra están muy próximas una de otra. Debe haber suficiente separación entre dos áreas de maniobra sucesivas, para que los conductores puedan ajustar su velocidad y trayectoria a las condiciones de cada conflicto.

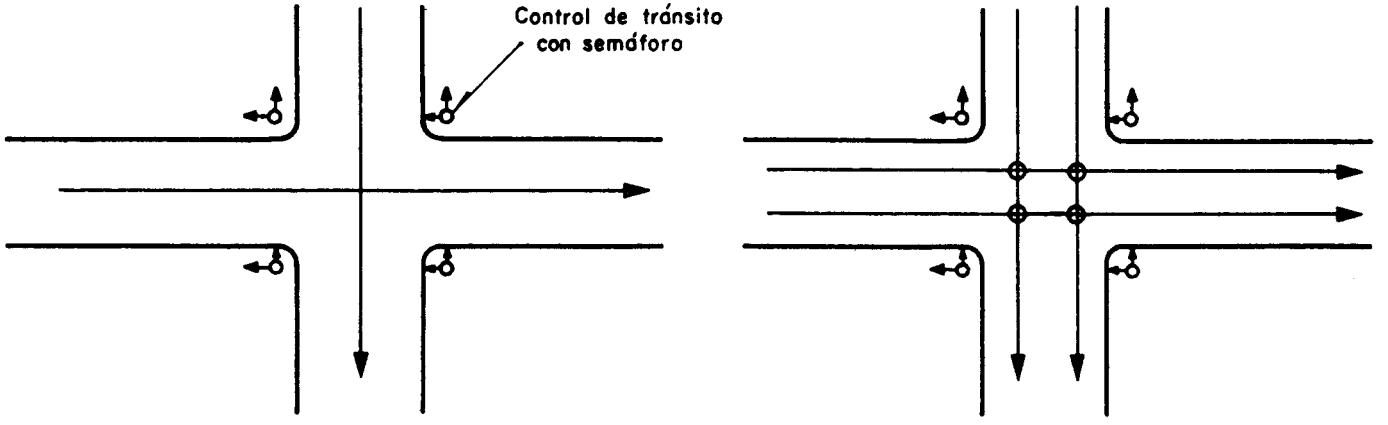
Las áreas de maniobra están separadas en espacio y en tiempo, como se analiza a continuación:

A) Separación en espacio. Las áreas de maniobra pueden distribuirse en cuanto a espacio, separando los movimientos en la intersección. En la Figura 11.15 se muestran ejemplos de separación para cruces, vueltas derechas y vueltas izquierdas. La separación de los movimientos se logra mediante el uso de isletas, fajas separadoras, carriles auxiliares y similares.

Generalmente, con la distribución de las áreas de maniobra en cuanto a espacio, se logra una reducción en los tiempos de recorrido y en los accidentes, en la intersección.

B) Separación en tiempo. La separación de áreas de maniobra de una intersección en cuanto a tiempo en términos de proyecto, se logra al proporcionar zonas de refugio donde los conductores o peatones pueden esperar entre maniobras sucesivas. En la Figura 11.16 se muestran algunos ejemplos de zonas de refugio, o protección.

La separación en tiempo o distancia entre áreas de maniobra sucesivas varía ampliamente de acuerdo con las condiciones de cada lugar. El tiempo de reacción del conductor varía según la complejidad de la situación y la naturaleza de la respuesta necesaria. El tiempo requerido para cambiar de velocidad y de trayectoria depende de requisitos y valores



AREA DE MANIOBRA SIMPLE
DE CRUCE A NIVEL

AREA DE MANIOBRA COMPUESTA
DE CRUCE A NIVEL

FIGURA 11.14. AREAS DE MANIOBRA DE CRUCE SIMPLES Y COMPUESTAS

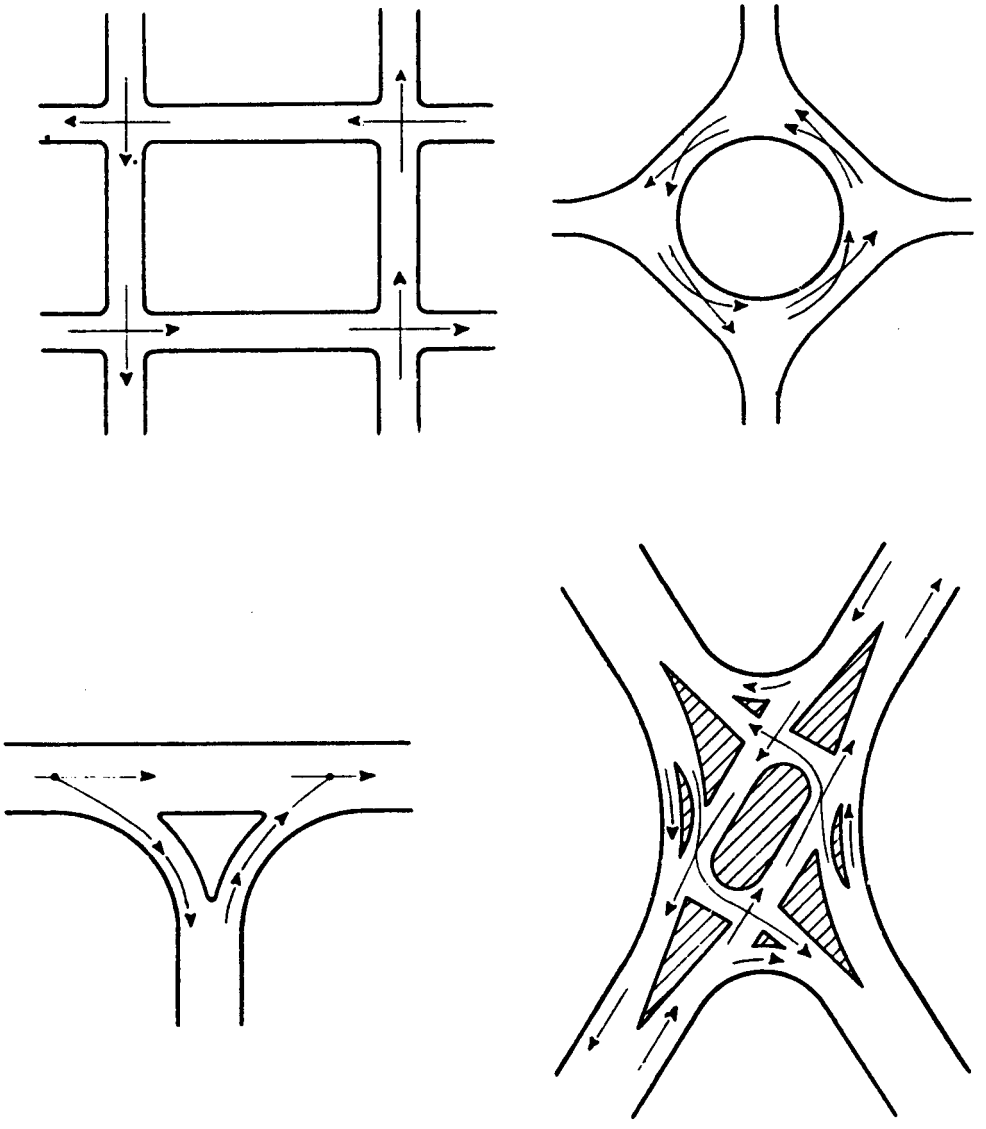


FIGURA 11.15. EJEMPLOS DE SEPARACION DE AREAS DE MANIOBRA

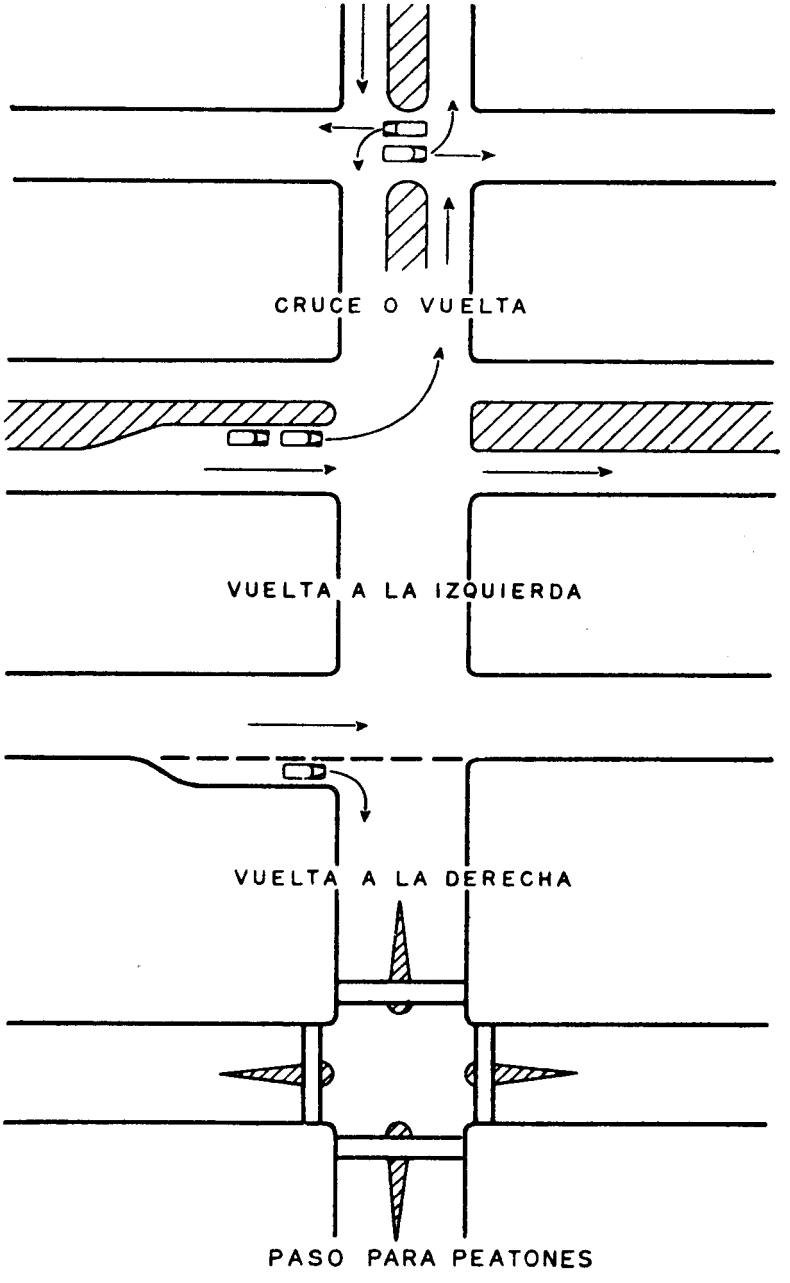


FIGURA 11.16. EJEMPLOS DE ZONAS DE PROTECCION

establecidos. La separación en distancia para evitar colas que pasen de un área de maniobra a la siguiente, dependerá de la cantidad de retraso en que se incurre, del volumen de tránsito, del tipo de vehículos y de otros factores similares.

Cada situación que se presente deberá ser analizada en términos de la separación en tiempo y distancia para unas condiciones específicas del tránsito.

11.3.5 Geometría de los cruces y vueltas

Los cruces de las corrientes de vehículos (ver Figura 11.17), pueden obtenerse a través de:

a) Un cruce directo a nivel.
b) Un entrecruzamiento.
c) Una separación de niveles.

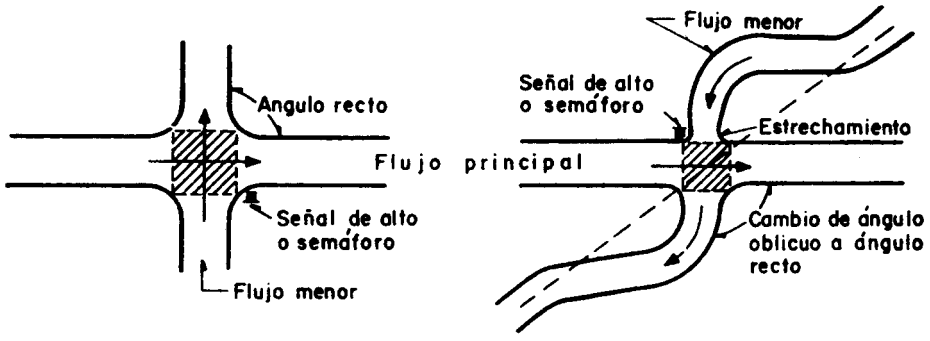
Las alternativas en el proyecto de intersección se presentan cuando uno de estos tipos de maniobra de cruce puede ser substituido por otro. Una alternativa más en el proyecto de intersecciones se tiene por las diversas formas en las que los movimientos de vuelta pueden realizarse. En la Figura 11.18 se muestra la geometría de movimientos de vueltas, izquierdas y derechas; estos tipos de movimientos se clasifican como directo, semidirecto e indirecto, en términos de las trayectorias seguidas por los conductores.

La vuelta directa a la derecha o a la izquierda, consiste de una maniobra simple de divergencia y de convergencia sin conflicto de cruce, lo que proporciona la distancia de recorrido más corta y más fácil para los conductores, debido a que se sigue la trayectoria de viaje deseada. Las vueltas semidirectas e indirectas, requieren de distancias de recorrido mayores, pueden emplearse bien cuando las condiciones propias del lugar no permiten el uso de vueltas directas, o bien, cuando se desee disponer los conflictos de cruce de tal manera que puedan controlarse de una manera más económica.

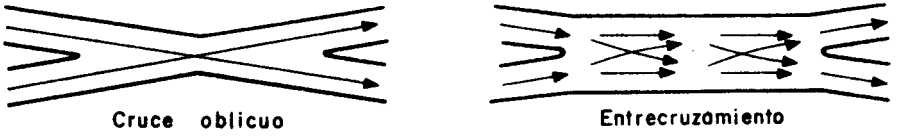
11.3.6 Disposición de las áreas de maniobra

Los conflictos de cruce ocasionados por los movimientos directos o de vuelta, son los aspectos críticos en el proyecto de intersecciones. La selección y disposición de las áreas de maniobra de cruce para acomodar las corrientes más fuertes, determinan la geometría de una intersección en particular y la disposición de las áreas de maniobra para otros movimientos, se adaptan a este proyecto.

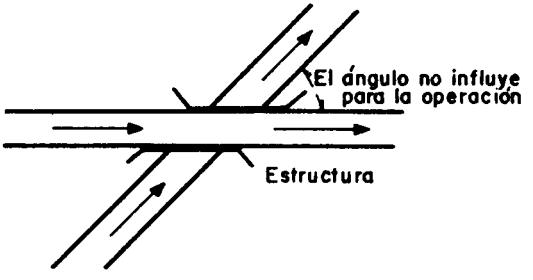
Los movimientos de vuelta derecha, presentan el menor problema en la integración de los movimientos en una intersección, ya que no se cruza ninguna otra corriente, se utilizan en todas las intersecciones en que no lo impiden las limitaciones del lugar. En cambio los movimientos directos de vuelta izquierda, pueden causar una alta incidencia de accidentes y congestionamientos, su influencia en la operación de una intersección, puede disminuirse empleando vueltas izquierdas semidirectas o indirectas.



DISEÑO DE CRUCES DIRECTOS A NIVEL PARA ALTAS VELOCIDADES RELATIVAS

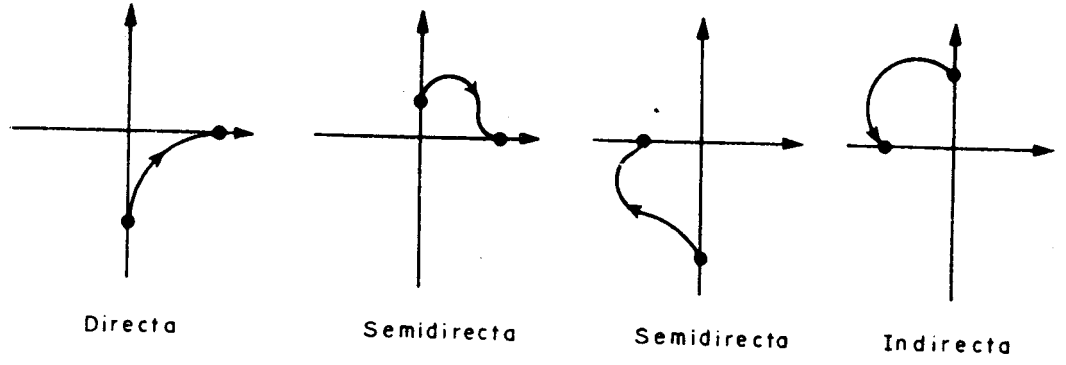


DISEÑO DE CRUCES A NIVEL PARA BAJAS VELOCIDADES RELATIVAS

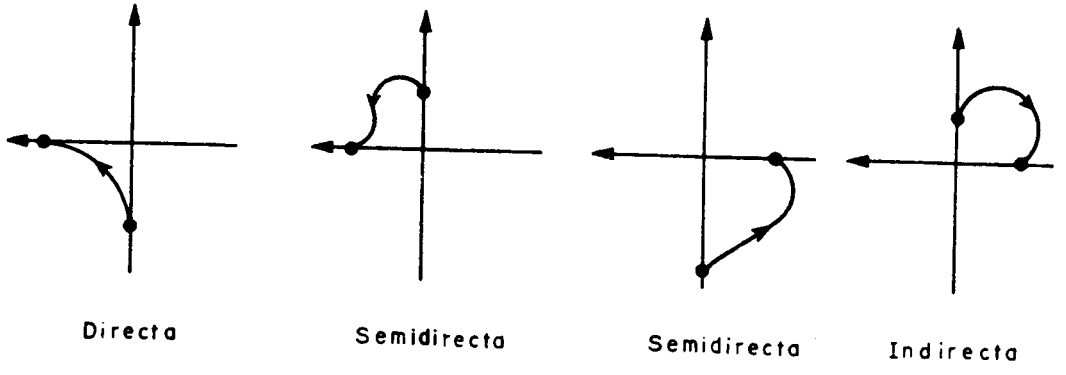


DISEÑO DE CRUCE A DESNIVEL

FIGURA 11.17. AREAS DE MANIOBRA SIMPLES PARA CRUCES A NIVEL Y A DESNIVEL



(A) VUELTAS A LA DERECHA



(B) VUELTAS A LA IZQUIERDA

FIGURA 11.18. GEOMETRIA DE MOVIMIENTOS DE VUELTAS A LA DERECHA Y A LA IZQUIERDA

La Figura 11.19 muestra la disposición de las áreas de maniobra más comunes en el proyecto de intersecciones, clasificadas de acuerdo con los movimientos de cruce y de vuelta. Las áreas de maniobra de cruce mostradas pueden ser con separación de niveles.

11.4 ELEMENTOS PARA EL PROYECTO DE UNA INTERSECCION

Principalmente se hablará aquí de las características generales de alineamiento, de la distancia de visibilidad y de la sección transversal de la calzada, desde el punto de vista en que estos elementos afectan el proyecto de una intersección.

Los elementos que aquí se mencionan, se aplican para las intersecciones tanto a nivel como a desnivel; otros elementos y detalles de proyecto que son aplicables únicamente a un determinado tipo de intersecciones, se tratarán en las partes correspondientes a cada tipo en particular.

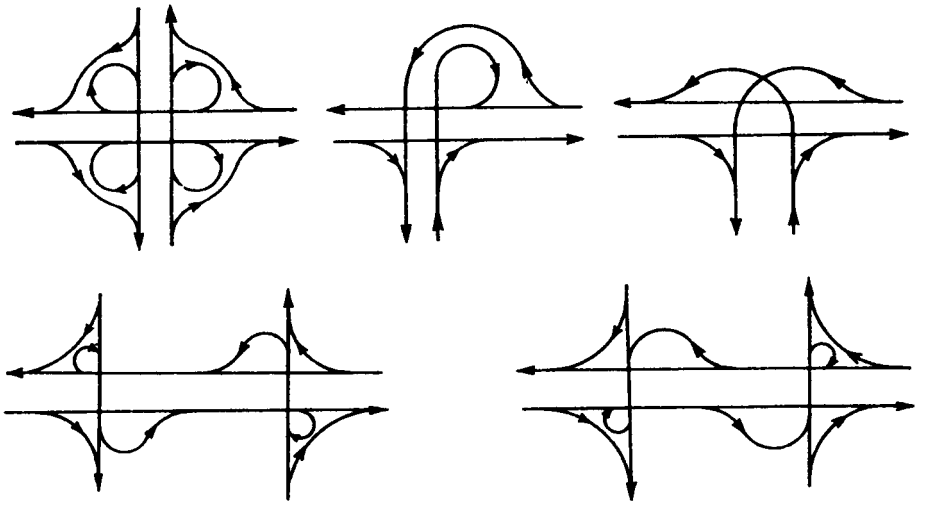
11.4.1 Curvas en intersecciones

Donde sea necesario proyectar curvas en espacios reducidos, debe usarse como base del diseño la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto. Esta trayectoria estará comprendida entre las huellas dejadas por las llantas delantera externa y trasera interna de un vehículo circulando a una velocidad de 15 km/h. Las curvas de la orilla interna de la calzada que se adaptan a la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto, se les considera como de diseño mínimo.

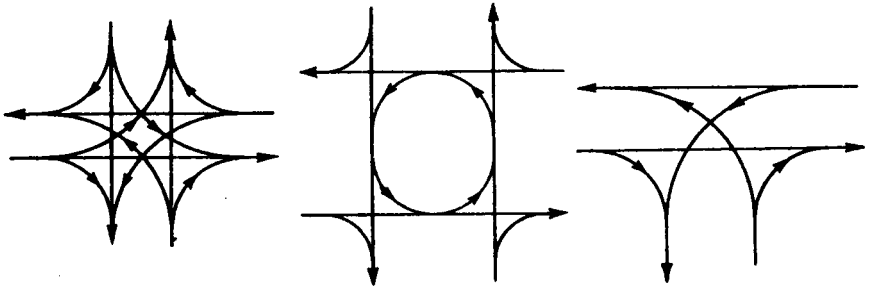
A) Diseño mínimo para vueltas forzadas. Para la determinación de los radios de la orilla interna de la calzada, en las curvas, que permiten alojar la trayectoria mínima del vehículo de proyecto, se supone que éste vehículo transita adecuadamente dentro de su carril, al entrar y al salir de la curva, esto es, a 0.60 m de la orilla interna de la calzada. Las trayectorias mínimas de los vehículos y las orillas internas de la calzada que están de acuerdo con esta suposición, se muestran en las Figuras 11.20, 11.21 y 11.22. Existen algunas diferencias entre las trayectorias internas de los vehículos que dan vuelta a la izquierda y las de los que dan vuelta a la derecha, pero no son tan importantes que afecten el proyecto. Aun cuando no se indica, los proyectos mostrados en las figuras mencionadas, se aplican también para vueltas a la izquierda.

1. Automóviles. En la Figura 11.20 se muestran los radios mínimos para la orilla interior de la calzada en una vuelta derecha a 90°, necesarios para acomodar al vehículo de proyecto DE-335. La Figura 11.20-A muestra un radio a la orilla interna de la calzada de 7.50 m, en la línea continua, otro de 9.25 m, en la línea discontinua. El radio de 7.50 m, corresponde a la curva más pronunciada que permite alojar la trayectoria de la rueda interna pasando a 0.25 m, aproximadamente de la orilla de la calzada en el punto donde termina la curva. La curva de radio 9.25 m, proporciona un espacio libre de 0.35 m al final de la curva y de aproximadamente 1.70 m en la parte central de la misma.

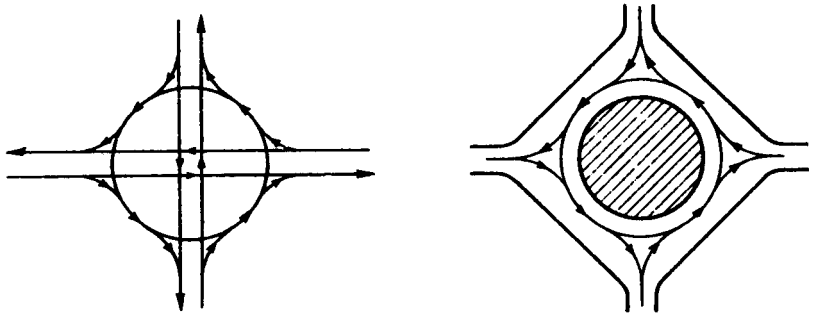
El croquis mostrado en la Figura 11.20-B representa una curva compuesta, con radios de 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m. El ancho de calzada que resulta con este diseño es un poco mayor que el correspondiente a la curva



A- CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA INDIRECTA O SEMIDIRECTA Y VUELTA DERECHA DIRECTA



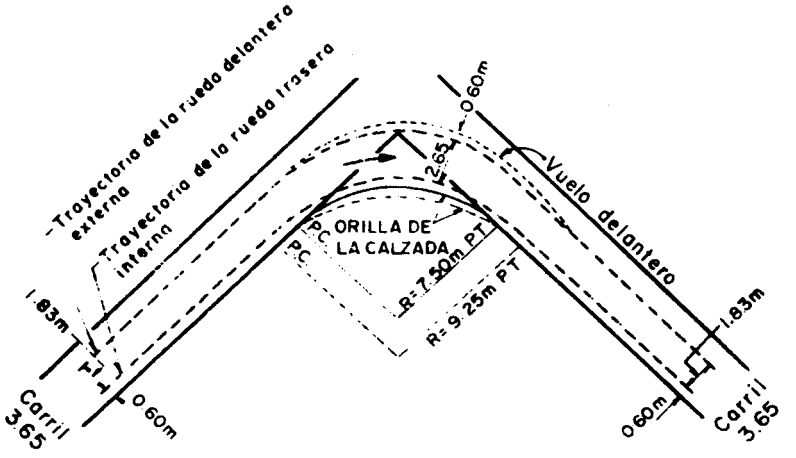
B - CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA DIRECTA Y VUELTA DERECHA DIRECTA



C- CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA CON ENTRECRUZAMIENTO Y VUELTA DERECHA DIRECTA.

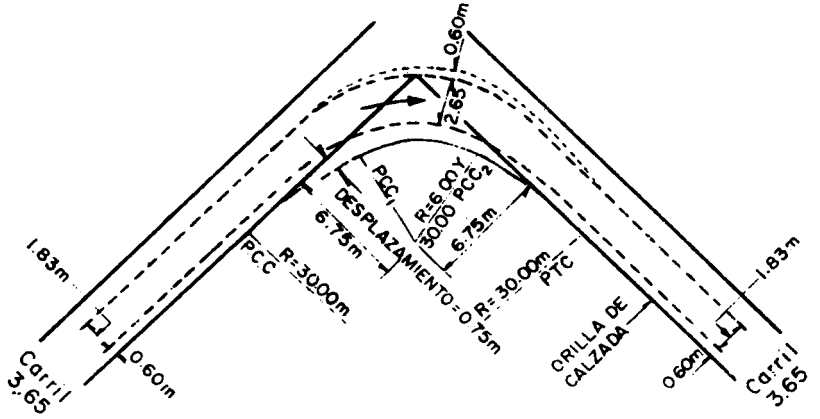
D- ENTRECRUZAMIENTO, VUELTA DERECHA DIRECTA

FIGURA 11.19. DISPOSICION GENERAL DE LAS AREAS DE MANIOBRA EN EL PROYECTO DE INTERSECCIONES



CURVA CIRCULAR SIMPLE MINIMA CON RADIOS DE 7.50 ó 9.25 m

—A—



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 30.00 - 6.00 Y 30.00 m ; CON DESPLAZAMIENTO DE 0.75 m

—B—

FIGURA 11.20. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-335 EN UNA DEFLEXION DE 90°

circular simple de 9.25 m, pero se ajusta más a la trayectoria del vehículo de proyecto.

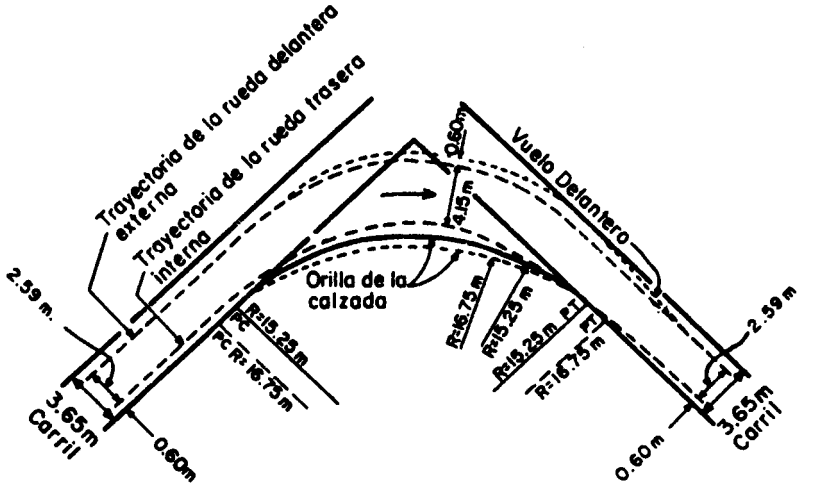
2. Camiones unitarios y autobuses. En la Figura 11.21 se indican los radios mínimos para la orilla interior de la calzada correspondiente a una vuelta derecha a 90°, necesarios para acomodar el vehículo de proyecto DE-610. La parte superior de la figura muestra, con línea continua, el proyecto correspondiente a un radio de 15.25 m a la orilla interna de la calzada, este radio es el mínimo que permite acomodar el vehículo sin invadir los carriles adyacentes. Sin embargo, en el punto donde termina la curva, la trayectoria interior de las ruedas se acerca mucho a la orilla de la calzada. Una curva circular simple de 16.75 m de radio, mostrada con línea de puntos en la figura, permite un espacio ligeramente mayor en el extremo de la curva.

La parte inferior de la figura representa una curva compuesta de radios de 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m, con un desplazamiento de 0.60 m. Desde el punto de vista de la operación de los vehículos, la curva compuesta es más ventajosa que la curva simple, debido a que se ajusta mejor a la trayectoria de la rueda trasera interna y requiere un poco menos de superficie de calzada.

En ambos casos, el vuelo delantero del vehículo de proyecto quedará dentro de un carril de 3.65 m. En cambio con carriles de 3.35 o 3.05 m, el vehículo invade al carril adyacente; para evitar esto, tendría que usarse un radio más grande que el mínimo indicado en la figura para la orilla de la calzada.

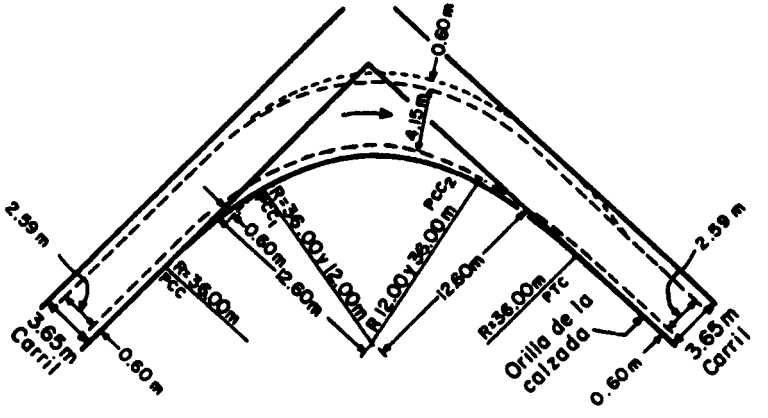
3. Semirremolques. Para este tipo de vehículos no es recomendable adaptar una curva circular simple a las trayectorias mínimas. Sin embargo, donde los carriles de tránsito son de 3.65 m de ancho, tales vehículos pueden girar sin invadir los carriles adyacentes, cuando el radio de la curva en la orilla interior de la calzada es de, aproximadamente, 23.00 m para el vehículo DE-1220 y de 29.00 m para el vehículo DE-1525. Tales vueltas se harían con radios de giro, de la rueda delantera externa, mayores que el mínimo indicado para estos vehículos. Para adaptar la orilla de la calzada a la trayectoria mínima de los semirremolques, es conveniente emplear curvas asimétricas compuestas de tres centros. Para el vehículo de proyecto DE-1220, estas curvas tienen radios de 36.00 m, 12.00 m y 60.00 m con desplazamientos de 0.60 m y 1.80 m, tal como se indica con línea continua en la Figura 11.22-A. La línea de puntos de la misma figura muestra un proyecto simétrico, cuando el vehículo gira sobre su trayectoria mínima. Consiste en curvas compuestas que tienen 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m de radios con desplazamientos de 1.50 m; con este proyecto se facilitan las maniobras de los vehículos más pequeños, especialmente los automóviles.

Para adaptar la trayectoria del vehículo de proyecto DE-1525, se estima apropiada una curva compuesta asimétrica con los mismos radios recomendados para el semirremolque más pequeño, 36.00 m, 12.00 m y 60.00 m, pero con desplazamientos de 0.60 y 3.00 m, tal como se indica, con línea continua, en la Figura 11.22-B. La línea de puntos de la Figura 11.22-B, se adapta al giro más forzado de este vehículo y está formada por la curva compuesta de radios de 54.00 m, 18.00 m y 54.00 m, con desplazamiento de 1.80.



CURVA CIRCULAR SIMPLE MINIMA CON RADIOS DE 15.25 ó 16.75 m

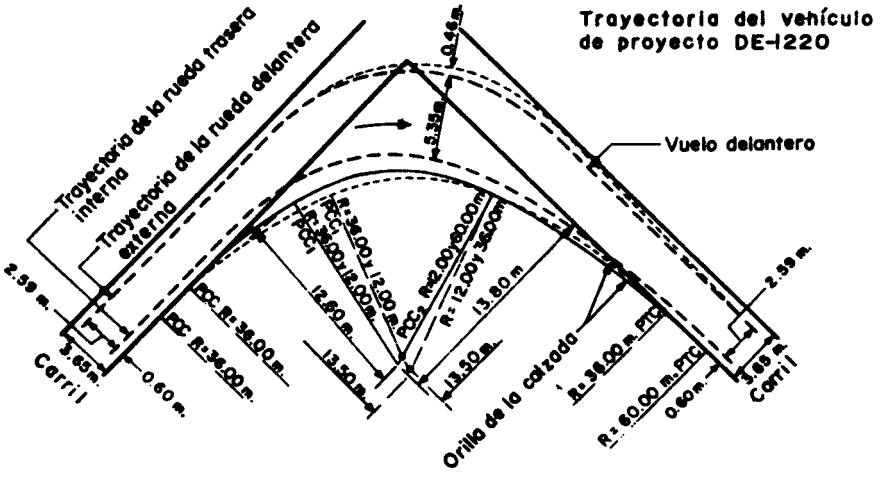
-A-



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 36.00 - 12.00 y 36.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 0.60m

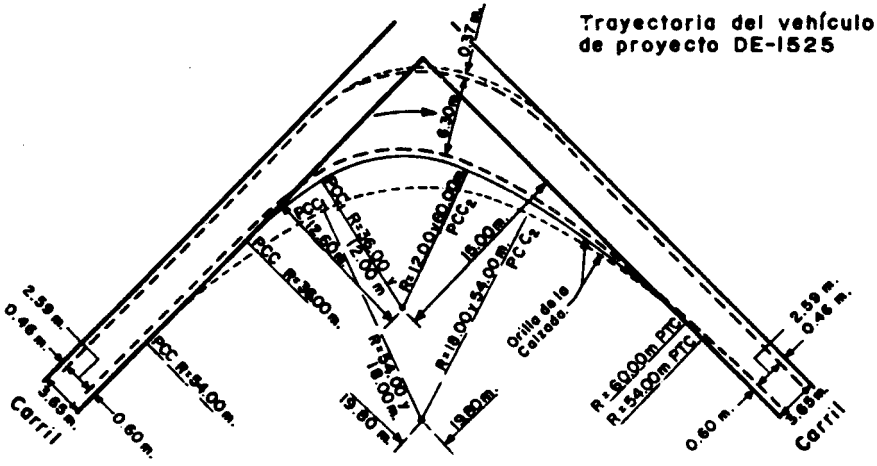
-B-

FIGURA 11.21. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-610 EN UNA DEFLEXION DE 90°



CURVAS COMPUESTAS DE RADIOS 36.00 - 12.00 Y 60.00
CON DESPLAZAMIENTOS DE 0.60 m Y 1.80 m Y DE RADIOS
36.00 - 12.00 Y 36.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 1.50 m

— A —



CURVAS COMPUESTAS DE RADIOS 36.00 - 12.00 Y 60.00
CON DESPLAZAMIENTOS DE 0.60 m Y 3.00 m Y DE RADIOS
54.00 - 18.00 Y 54.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 1.80 m

— B —

FIGURA 11.22. DISEÑO MINIMO PARA LOS VEHICULOS DE PROYECTO DE-1220 Y DE-1525 EN UNA DEFLEXION DE 90°

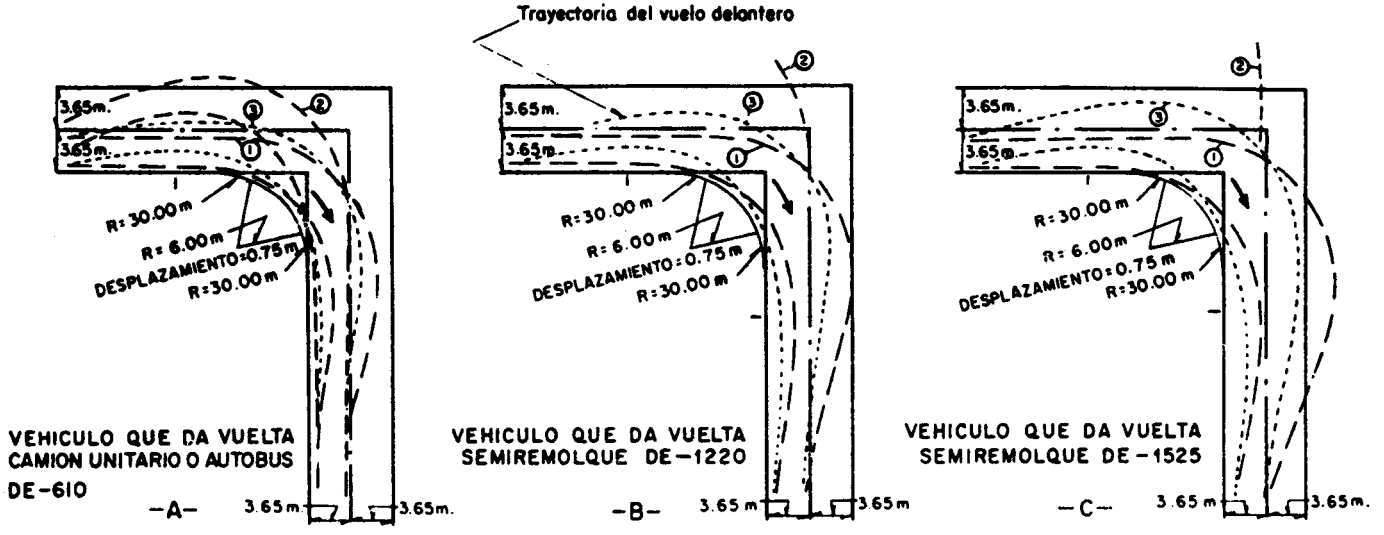
B) Elección del diseño mínimo para condiciones específicas. Las curvas de las Figuras 11.20 a la 11.22, son las que se ajustan a las trayectorias mínimas de los diferentes vehículos de proyecto; pueden emplearse combinaciones de curvas con radios distintos de los mostrados, si con ello se obtienen resultados satisfactorios. En los casos en que sea conveniente o deseable conservar los diseños mínimos, será necesario que el proyectista sepa cuál de los indicados en estas figuras deba emplearse. La elección del diseño depende del tipo y tamaño de los vehículos que van a dar vuelta y de la amplitud con que deben hacerlo. Esto, a su vez, puede depender de otros factores tales como tipo y naturaleza de los caminos que se intersectan, volúmenes de tránsito, número y frecuencia de vehículos pesados, así como del efecto de estos vehículos sobre todo el tránsito. Por ejemplo, si un alto porcentaje de los vehículos que dan vuelta son automóviles, no es práctico proyectar la curva para vehículos pesados, teniendo en cuenta que uno de estos vehículos ocasionalmente puede dar vuelta invadiendo el carril adyacente sin trastornar mucho al tránsito. Es necesario que el proyectista analice las trayectorias probables y las invasiones del carril que se producirían si transitaran vehículos más grandes que aquellos para los que se hizo el diseño.

En la Figura 11.23 se muestran las trayectorias de los vehículos de proyecto DE-610, DE-1220 y DE-1525 cuando dan vuelta a la derecha alrededor de la orilla interna de una calzada diseñada para un vehículo DE-335, con una curva compuesta de radios 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m y un desplazamiento de 0.75 m. La trayectoria (1) corresponde a la de un vehículo que al llegar a la curva inicia la vuelta desde su carril, para completarla invadiendo el carril adyacente en el camino transversal. La trayectoria (2) es la de un vehículo que al llegar a la curva invade el carril adyacente y entra al camino transversal dentro de su propio carril. La trayectoria (3) es la de un vehículo que invade el carril adyacente en ambos caminos.

La Figura 11.23-A muestra las trayectorias del vehículo de proyecto DE-610. Estas trayectorias demuestran claramente que el vehículo puede girar a 90° siguiendo la orilla interna de la calzada diseñada para el vehículo DE-335, cuando cada uno de los caminos que se intersectan es de dos o más carriles de 3.65 m, pero al hacerlo puede impedir la circulación en el carril adyacente. La trayectoria que elija el conductor y la magnitud de las invasiones del carril adyacente, estarán determinadas por la importancia relativa de los caminos y por la naturaleza del tránsito.

En las Figuras 11.23-B y 11.23-C, se indican las trayectorias de los semiremolques de proyecto DE-1220 y DE-1525, respectivamente. Estas trayectorias muestran que también los semirremolques pueden girar a 90° alrededor de la orilla interna de la calzada diseñada para el vehículo DE-335 cuando cada uno de los caminos que se intersectan es de dos o más carriles, pero en estos casos el conductor no tiene completa libertad para elegir el tipo de trayectoria y las invasiones a los carriles adyacentes son mayores que las del vehículo DE-610.

Cuando la orilla interna de la calzada se diseña adaptándose a la trayectoria del vehículo DE-610, es decir, con una curva compuesta de radios 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m y desplazamientos de 0.60 m, puede acomodarse un vehículo de proyecto DE-1220 con sólo ligeras invasiones, cuando los carriles son de 3.65 m de ancho tal como se indica en la Figura 11.24-A. Las invasiones en los carriles adyacentes son de 0.60 m y de 0.45 m para las trayectorias (1) y (3), respectivamente. Un vehículo DE-1525 que



① —— —— Trayectoria cuando un vehículo que se aproxima inicia la vuelta dentro de su propio carril e invade el carril adyacente del camino tranversal.

② — — — Trayectoria cuando un vehículo que se aproxima invade el carril adyacente y entra al camino transversal, dentro de su propio carril.

③ --------- Trayectoria cuando un vehículo invade el carril adyacente en ambos caminos. La invasión es aproximadamente igual en cada camino.

FIGURA 11.23. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-335 Y TRAYECTORIA NECESARIA PARA VEHICULOS MAYORES

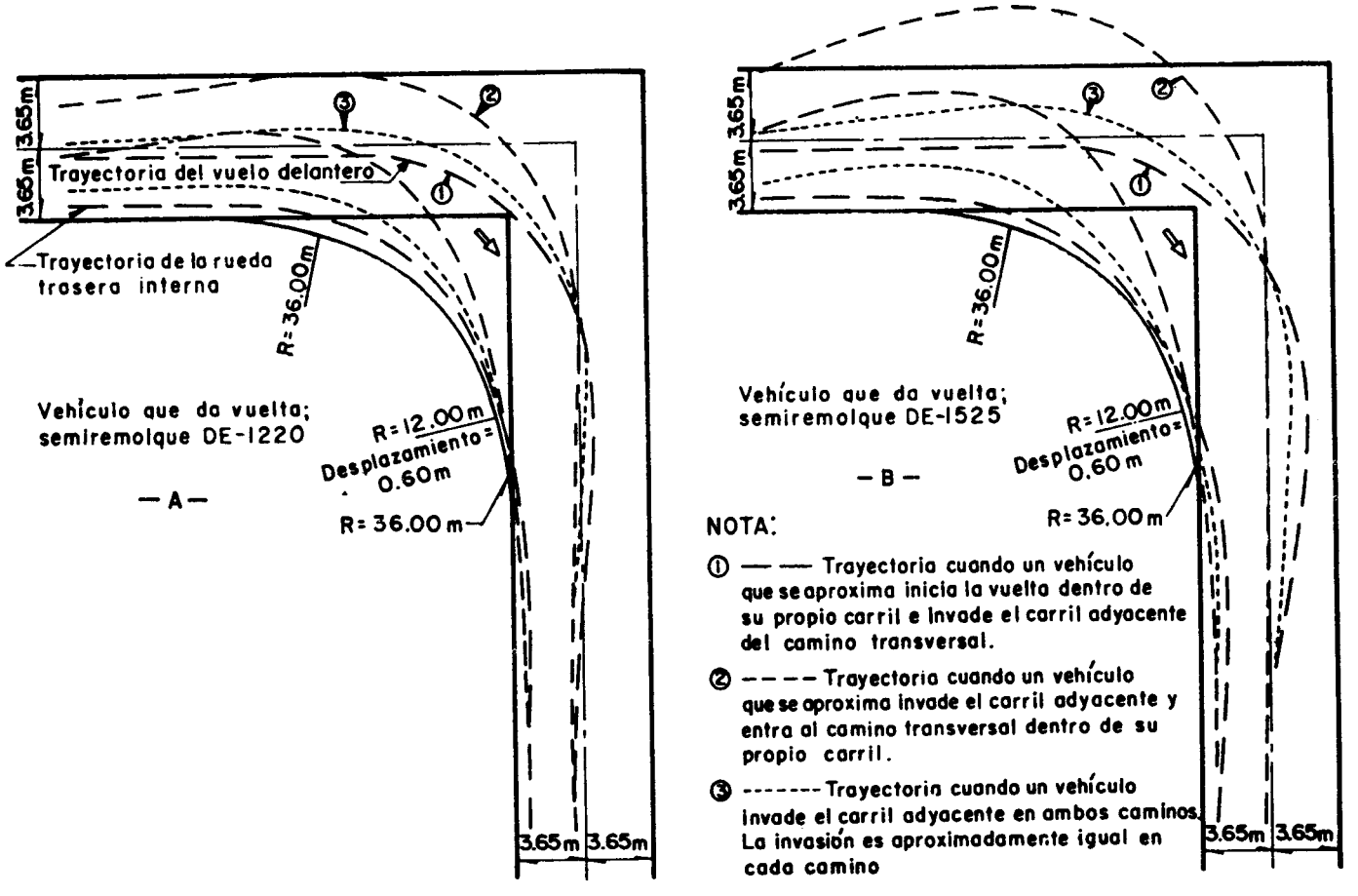


FIGURA 11.24. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-610 Y TRAYECTORIA NECESARIA PARA VEHICULOS MAYORES

gira alrededor de la misma orilla interna de la calzada, invade los carriles adyacentes 2.15 m y 1.20 m en las trayectorias (1) y (3), respectivamente, como se muestra en la Figura 11.24-B. Del análisis de estas trayectorias, junto con otros datos pertinentes, el proyectista puede elegir el tipo de diseño mínimo apropiado. Los diseños mínimos pueden adoptarse en los casos en que las velocidades de los vehículos sean bajas, el valor de la propiedad alto, y los volúmenes de tránsito bajos. La selección del vehículo adecuado para el diseño mínimo, Figuras 11.20 a la 11.22, dependerá del criterio del proyectista después de que haya analizado todas las situaciones y evaluado el efecto de la operación de los vehículos más grandes.

Como resumen, a continuación se indican los casos en que pueden aplicarse los diseños mínimos:

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria DE-335 mostrados en la Figura 11.20, se aplican en las intersecciones de los caminos, en donde el mayor porcentaje de vehículos lo constituyen los automóviles; en intersecciones de caminos secundarios con caminos principales cuando el tránsito que da vuelta es reducido; y en intersecciones de dos caminos secundarios que tienen poco tránsito. Sin embargo, en la mayor parte de las veces es preferible emplear, si las condiciones lo permiten, los diseños correspondientes al vehículo DE-610, mostrados en la Figura 11.21.

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria DE-610 de la Figura 11.21, se aplican en todos los caminos rurales que estén en condiciones distintas a las descritas en el párrafo anterior. Las vueltas más importantes en caminos principales, especialmente en aquellos por los que circula un porcentaje alto de vehículos pesados, deben proyectarse de preferencia con radios más grandes y con carriles de cambio de velocidad.

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria de los semirremolques de proyecto, Figura 11.22, se aplican cuando es muy frecuente el tránsito de este tipo de vehículos. Por lo general se preferirán las curvas simétricas compuestas, sobre todo cuando los vehículos más pequeños constituyen un porcentaje apreciable del tránsito total que da vuelta. Como estos diseños requieren de grandes superficies de calzada, por regla general es conveniente canalizarlos, para lo cual se requieren radios un poco más grandes.

Los diseños mínimos para vueltas, algunas veces se hacen necesarios en entronques canalizados, o donde se requiere un control con semáforos; o bien, en entronques secundarios en los que pocos vehículos dan vuelta. Las especificaciones mínimas también pueden usarse para caminos de alta velocidad con altos volúmenes de tránsito, en aquellos lugares en donde está limitado el derecho de vía; en estos casos deben proyectarse, además, carriles de cambio de velocidad.

Las guarniciones a lo largo de las orillas de la calzada en intersecciones con curvas pronunciadas, restringen la operación de los vehículos que dan vuelta. Por esta razón, cuando se colocan guarniciones es conveniente considerar una ampliación adicional y proyectar curvas más suaves que las mínimas.

C) Vueltas en ángulo oblicuo. Los radios mínimos para vueltas en intersecciones con ángulos distintos de 90° se establecieron en la misma forma que para la vuelta en ángulo recto, esto es, dibujando las trayectorias de los vehículos de proyecto en las vueltas más agudas y ajustando curvas simples o compuestas a las trayectorias de las ruedas traseras internas.

VEHICULO DE PROYECTO	DEFLEXION	RADIO DE LA CURVA SIMPLE	CURVAS COMPUESTAS SIMETRICAS		CURVAS COMPUESTAS ASIMETRICAS	
			R A D I O	DESPLAZAMIENTO	R A D I O	DESPLAZAMIENTO
	grados	metros	m e t r o s	metros	m e t r o s	metros
DE - 335	30	18.25	——	——	——	——
DE - 610		30.25	——	——	——	——
DE - 1220		45.75	——	——	——	——
DE - 1525		60.25	——	——	——	——
DE - 335	45	15.25	——	——	——	——
DE - 610		23.00	——	——	——	——
DE - 1220		36.75	——	——	——	——
DE - 1525		52.00	61.00 - 30.00 - 60.00	0.90	——	——
DE - 335	60	12.25	——	——	——	——
DE - 610		18.25	——	——	——	——
DE - 1220		28.00	——	——	——	——
DE - 1525		——	61.00 - 23.00 - 61.00	1.70	61.00 - 23.00 - 84.00	0.60 - 1.85
DE - 335	75	11.00	30.00 - 7.50 - 30.00	0.60	——	——
DE - 610		16.75	36.00 - 13.50 - 36.00	0.60	——	——
DE - 1220		26.00	36.00 - 13.50 - 36.00	1.55	36.00 - 13.50 - 60.00	0.60 - 2.00
DE - 1525		——	45.00 - 15.00 - 45.00	1.85	45.00 - 15.00 - 67.50	0.60 - 3.05
DE - 335	90	9.25	30.00 - 6.00 - 30.00	0.75	——	——
DE - 610		15.25	36.00 - 12.00 - 36.00	0.60	——	——
DE - 1220		——	36.00 - 12.00 - 36.00	1.50	36.00 - 12.00 - 60.00	0.60 - 1.80
DE - 1525		——	54.00 - 18.00 - 54.00	1.80	36.00 - 12.00 - 60.00	0.60 - 3.00
DE - 335	105	——	30.00 - 6.00 - 30.00	0.75	——	——
DE - 610		——	30.00 - 10.50 - 30.00	0.90	——	——
DE - 1220		——	30.00 - 10.50 - 30.00	1.55	30.00 - 10.50 - 60.00	0.60 - 2.45
DE - 1525		——	56.00 - 14.00 - 56.00	2.45	45.00 - 12.00 - 63.00	0.60 - 3.05
DE - 335	120	——	30.00 - 6.00 - 30.00	0.60	——	——
DE - 610		——	30.00 - 9.00 - 30.00	0.90	——	——
DE - 1220		——	36.00 - 9.00 - 36.00	1.85	30.00 - 9.00 - 54.00	0.60 - 2.75
DE - 1525		——	54.00 - 12.00 - 54.00	2.60	46.00 - 10.75 - 67.50	0.60 - 3.65
DE - 335	135	——	30.00 - 6.00 - 30.00	0.45	——	——
DE - 610		——	30.00 - 9.00 - 30.00	1.20	——	——
DE - 1220		——	36.00 - 9.00 - 36.00	2.00	30.00 - 7.50 - 54.00	0.60 - 2.75
DE - 1525		——	48.00 - 10.50 - 48.00	2.75	39.00 - 9.00 - 55.50	0.90 - 4.25
DE - 335	150	——	23.00 - 5.50 - 23.00	0.60	——	——
DE - 610		——	30.00 - 9.00 - 30.00	1.20	——	——
DE - 1220		——	36.00 - 9.00 - 36.00	1.85	27.00 - 7.50 - 48.00	0.90 - 3.35
DE - 1525		——	48.00 - 10.50 - 48.00	2.15	36.00 - 9.00 - 54.00	0.90 - 4.25
DE - 335	180 VUELTA EN U	——	15.00 - 4.50 - 15.00	0.15	——	——
DE - 610		——	30.00 - 9.00 - 30.00	0.45	——	——
DE - 1220		——	30.00 - 6.00 - 30.00	2.90	25.50 - 6.00 - 45.00	1.85 - 3.95
DE - 1525		——	38.50 - 7.50 - 38.50	2.90	30.00 - 7.50 - 54.00	1.85 - 3.95

TABLA 11-B. RADIOS PARA EL DISEÑO MINIMO DE INTERSECCIONES

La tabla 11-B contiene los radios y desplazamientos que se recomiendan para diferentes deflexiones y para cada tipo de vehículos de proyecto. En ella se aprecia que para deflexiones menores de 90°, los radios que se requieren para seguir las trayectorias mínimas de los vehículos, son mayores que los recomendados para vueltas en ángulo recto. Para deflexiones de más de 90°, los radios requeridos son menores y se necesitan mayores desplazamientos del arco central de la curva.

Los valores que se recomiendan en la tabla 11-B son los requeridos para las vueltas más pronunciadas de los diferentes vehículos de proyecto. También pueden usarse otras combinaciones de curvas compuestas con resultados satisfactorios. Cuando se diseña una intersección con dimensiones mínimas, el proyectista puede elegir uno cualquiera de los grupos de valores mostrados en la tabla, la elección dependerá del tipo y tamaño de los vehículos que van a dar vuelta y de la amplitud o facilidad con que se quiere que lo haga. En intersecciones a 90° con carriles proyectados para el tránsito de automóviles, los camiones pueden dar vuelta invadiendo los carriles adyacentes. Para ángulos de giros menores de 90°, los camiones también pueden dar vuelta en carriles proyectados para automóviles, invadiendo menos los carriles adyacentes que en las vueltas a 90°. Para deflexiones de más de 90°, deberá modificarse el diseño mínimo para el vehículo DE-335 en tal forma que se asegure que todos los camiones que van a dar vuelta permanezcan dentro de los carriles del camino. Para deflexiones de 120° o más, pueden usarse las mismas dimensiones de las curvas compuestas que se requieren para el vehículo DE-335, es decir, 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m; pero en este caso, el desplazamiento de la curva central debe aumentarse de 0.75 m, hasta 3.00 m como máximo para las vueltas a 180°. Cuando se dispone de espacio suficiente es preferible, por regla general, un proyecto basado en el vehículo DE-610 aun para caminos secundarios. Con el proyecto del DE-610, los vehículos DE-1220 y DE-1525, invadirán ligeramente los carriles adyacentes.

Con los radios recomendados para deflexiones mayores de 90°, pueden resultar intersecciones innecesariamente grandes, ya que habrá partes de su superficie que no se usen sino ocasionalmente, lo que puede provocar confusión entre los conductores y peligros a los peatones. Estos inconvenientes pueden atenuarse bastante, empleando curvas compuestas asimétricas o bien radios grandes con isletas canalizadoras, como se verá más adelante. En caminos principales que se cruzan con ángulos distintos de 90°, deben proyectarse, si es factible, enlaces para el tránsito que da vuelta a la derecha en los cuadrantes donde los vehículos giran 120° o más.

D) Diseños mínimos para enlaces. Cuando un entronque se proyecta para que circulen semirremolques, o para que den vuelta automóviles a una velocidad de 25 km/h o mayor, la calzada puede llegar a ser excesivamente ancha para un control adecuado del tránsito. Para evitar esto, deben proyectarse isletas canalizadoras de tal manera que formen un camino separado, es decir, un enlace que conecte dos ramas del entronque.

Lo que gobierna principalmente el proyecto de los enlaces en curvas, es el grado máximo que define el diseño mínimo de la orilla interna de la calzada y el ancho de la misma. Con radios mayores que los mínimos, se obtienen superficies que permiten colocar isletas para guiar al tránsito que sigue de frente y al que da vuelta; también sirven para colocar señales y como zonas de seguridad para peatones. La orilla interna de la calzada en las curvas de los enlaces, debe proyectarse de tal manera que permita

alojar, por lo menos, la isleta mínima, además del ancho de calzada necesario. La calzada debe tener el ancho suficiente para que las trayectorias de los vehículos de proyecto pasen aproximadamente a 0.50 m de la orilla en ambos lados del enlace. Por regla general, el ancho de la calzada no debe ser menor de 4.25 m en la parte central de la curva.

La Figura 11.25 muestra el diseño mínimo de enlaces en curva para vueltas a la derecha a 90°, que cumplen con los requisitos mencionados en el párrafo anterior. Un diseño basado en la isleta mínima y en el ancho mínimo de calzada de 4.25 m, Figura 11.25-A, requiere un arco circular con radio de 18.25 m en la orilla interna de la calzada o una curva compuesta de radios 45.00 m, 15.00 m y 45.00 m con desplazamiento de 1.00 m. Este diseño permite no solamente que los automóviles den vuelta a una velocidad de 25 km/h, sino también que la trayectoria de la rueda externa del vehículo DE-610 tenga un radio de giro de aproximadamente 20.00 m y pase a 0.30 m de la orilla de la isleta y de la orilla interna de la calzada, como se muestra en la figura.

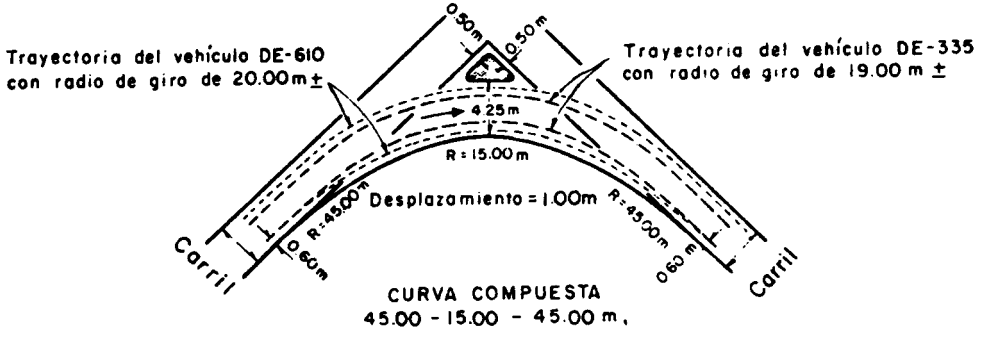
Aumentando el ancho de la calzada a 5.50 m en la parte central de la curva y usando la misma curva compuesta, pero con un desplazamiento de 1.50 m se obtiene un mejor proyecto, tal como se indica en la Figura 11.25-B. Este diseño permite al vehículo DE-610 utilizar un radio de giro de 21.00 m con espacios libres amplios y hace posible que el vehículo DE-1525 gire invadiendo ligeramente los carriles adyacentes.

Cuando el número de semirremolques que van a dar vuelta es apreciable, especialmente las unidades más grandes, debe emplearse el proyecto mostrado en la Figura 11.25-C. Este, que consiste de una curva central de 20.00 m de radio, desplazamiento de 1.75 m y curvas extremas de 60.00 m de radio, fue preparado para que el vehículo DE-1525 pueda circular por una calzada de 6.10 m, beneficiando además la operación de los vehículos más pequeños.

En todos los casos las isletas deben colocarse a 0.50 m aproximadamente de la prolongación de la orilla interna de la calzada en tangente, como se muestra en la figura. Cuando las isletas tienen las dimensiones mínimas, es conveniente proveerlas de guarniciones. En carreteras, las guarniciones deben ser achaflanadas para hacerlas menos peligrosas al tránsito que sigue de frente y para permitir mayor libertad en la operación de vehículos grandes.

Para cada uno de los diseños mínimos mostrados en la Figura 11.25 se recomienda una curva compuesta, simétrica; sin embargo, también pueden usarse curvas compuestas asimétricas, especialmente en los proyectos elaborados para que den vuelta vehículos pesados. Aunque en la figura se indica en cada caso una curva simple equivalente de radio dado, su empleo en los dos últimos diseños pueden ocasionar que el vehículo de proyecto invada la isleta.

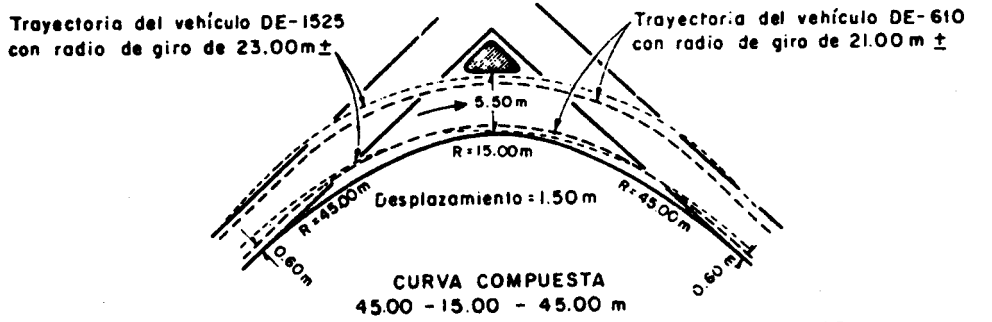
E) Enlaces con vueltas en ángulo oblicuo. En la tabla 11-C se muestran las dimensiones mínimas para el diseño de enlaces con vueltas en ángulos de 75° a 150°, dimensiones determinadas en forma semejante a las de las vueltas en ángulo recto. Para cada uno de los tipos de proyecto descritos en la parte inferior de la tabla, se indican los radios y desplazamientos de la curva de la orilla interna de la calzada, su ancho y el área aproximada de la isleta. Para un entronque particular, el proyectista debe escoger entre los tres tipos de proyecto de acuerdo con el tamaño de los vehículos, el volumen previsto del tránsito y las restricciones físicas del lugar. Las



CURVA COMPUESTA
45.00 - 15.00 - 45.00 m,

RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 18.25m

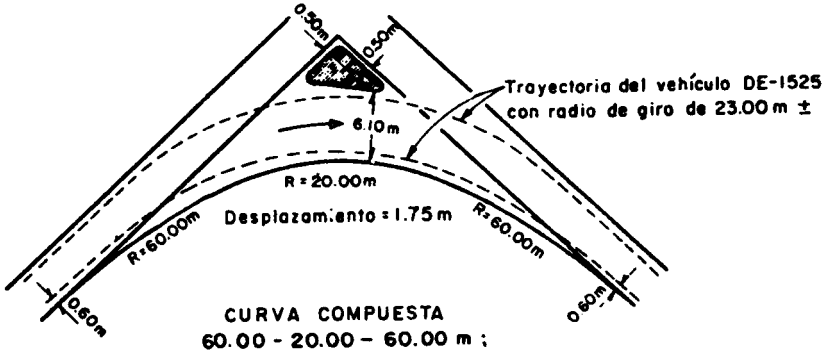
—A—



CURVA COMPUESTA
45.00 - 15.00 - 45.00 m

RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 21.25m

—B—



CURVA COMPUESTA
60.00 - 20.00 - 60.00 m ;

RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 30.50 m

—C—

FIGURA 11.25. DISEÑO MINIMO DE ENLACES EN CURVA PARA VUELTAS A LA DERECHA A 90°

DEFLEXION	* TIPO DE PROYECTO	CURVAS COMPUESTAS		ANCHO DE LA CALZADA	TAMAÑO APROXIMADO DE LA ISLETA
		RADIOS	DESPLAZAMIENTO		
Grados		(metros)	(metros)	(metros)	(metros cuadrados)
75	A	46.00 - 23.00 - 46.00	1.05	4.25	5.50
	B	46.00 - 23.00 - 46.00	1.50	5.50	4.60
	C	45.00 - 27.50 - 45.00	1.05	6.10	4.60
90 +	A	45.00 - 15.00 - 45.00	1.00	4.25	4.60
	B	45.00 - 15.00 - 45.00	1.50	5.50	7.40
	C	54.00 - 19.50 - 54.00	1.75	6.10	11.60
105	A	36.00 - 12.00 - 36.00	0.60	4.55	6.50
	B	30.00 - 10.50 - 30.00	1.50	6.70	4.60
	C	56.00 - 14.00 - 56.00	2.45	9.15	5.60
120	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	11.10
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.50	7.30	8.40
	C	54.00 - 12.00 - 54.00	2.60	10.35	20.40
135	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	42.70
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.50	7.90	34.40
	C	48.00 - 10.50 - 48.00	2.75	10.65	60.00
150	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	130.00
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.85	9.15	110.00
	C	48.00 10.50 48.00	2.15	11.60	160.00

\+ Se ilustra en la figura

* A.- Principalmente vehículos ligeros; permitiendo ocasionalmente diseños para el vehículo DE-610 con espacios restringidos para dar vuelta.

B.- Provisto adecuadamente para el vehículo DE-610; ocasionalmente permite al DE-1525 girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacentes.

C.- Provisto exclusivamente para el vehículo DE-1525

NOTA: Pueden usarse curvas compuestas, asimétricas y transiciones rectas con una curva circular simple, sin alterar significativamente el ancho de la calzada o el tamaño de la isleta.

TABLA 11-C. RADIOS PARA EL DISEÑO MINIMO DE ENLACES

vueltas con ángulos pequeños requieren radios relativamente grandes y no están considerados en este grupo. En estos casos se necesita elaborar un proyecto especial que se ajuste a las condiciones del sitio y del tránsito. Para deflexiones entre 75° y 120°, las dimensiones mínimas están limitadas por las de la isleta. Para deflexiones de 120° o mayores, las dimensiones mínimas generalmente están limitadas por las trayectorias más pronunciadas de los vehículos seleccionados y por las curvas de la orilla interna de la calzada que se ajustan a estas trayectorias, siendo las dimensiones resultantes de la isleta, mayores que la mínima.

11.4.2 Aberturas en la faja separadora central

En los caminos con faja separadora central, se proporcionan aberturas para permitir a los vehículos que transitan por el camino efectuar vueltas izquierdas, o el cruce a los vehículos que transitan por caminos transversales.

Cuando el tránsito en un camino alcanza altas velocidades y gran volumen, se justifica un proyecto en el que la abertura tenga la forma y dimensiones adecuadas, para que los movimientos de vuelta se efectúen con poca o ninguna interferencia para el tránsito que sigue de frente.

El proyecto de las aberturas, de los anchos y remates de la faja separadora central debe hacerse con base en el tipo de los vehículos que dan vuelta, eligiéndose un vehículo de proyecto para establecer el patrón de los movimientos de vuelta y de cruce, comprobando si vehículos mayores pueden también efectuar la maniobra con ciertas restricciones.

A) Dimensiones para los diseños mínimos de vuelta izquierda. En el proyecto de las vueltas izquierdas se ha optado por la utilización de curvas circulares simples, tangentes a los ejes de los caminos que se intersectan o a la orilla de la faja separadora central en caso de que ésta exista; los radios que definen estas curvas para cada vehículo de proyecto se llaman radios de control y consideran que la trayectoria de la rueda trasera interna del vehículo dando vuelta se encuentra al principio y al final de la curva, a 0.60 m de los ejes centrales u orillas de la faja separadora en su caso.

En la Figura 11.26 se muestran las trayectorias mínimas de vuelta a la izquierda con deflexión de 90°, recorridas por los vehículos de proyecto y los radios de control para cada uno de estos vehículos. La Figura 11.26-A muestra las trayectorias de los vehículos que dan vuelta a la izquierda desde una carretera dividida hacia un camino secundario y la Figura 11.26-B las de los vehículos que dan vuelta a la izquierda desde un camino secundario para entrar en una carretera dividida.

Las trayectorias a las que mejor se ajustan los vehículos que dan vuelta, son las definidas por curvas de transición. Para vueltas pronunciadas el proyecto de la orilla que mejor se adapta a estas trayectorias, es el de una curva compuesta como las que se han indicado para las vueltas a la derecha. Estas mismas curvas se aplican para vueltas a la izquierda y deberán usarse donde exista un límite físico de la calzada, como en el caso de entronques canalizados o a desnivel. Para los entronques a nivel en las carreteras divididas, no es indispensable la precisión de las curvas compuestas y se ha comprobado la conveniencia de usar curvas simples para delinear al remate de la faja separadora en las vueltas izquierdas. Obviamente, mientras mayor sea el radio de curva, más fácilmente efectuará la maniobra el vehículo de proyecto, pero se requerirá una longitud mayor

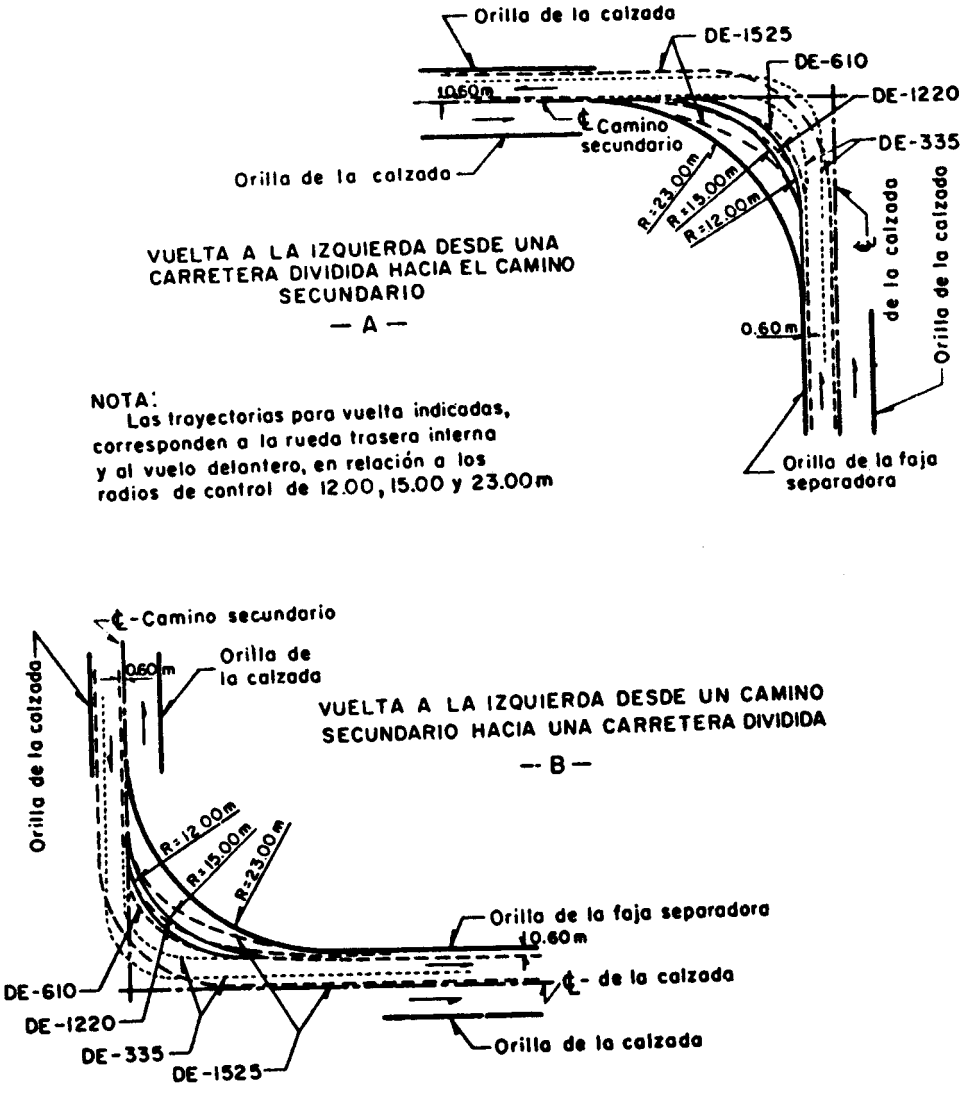


FIGURA 11.26. RADIOS DE CONTROL EN INTERSECCIONES CON VUELTAS A LA IZQUIERDA A 90°

de la abertura de la faja separadora central y mayor área de calzada que para el radio mínimo; esta amplitud puede dar por resultado maniobras erráticas de los vehículos pequeños.

Considerando los radios para vueltas mínimas a la derecha y la necesidad de que circule más de un tipo de vehículos en los entronques comunes, pueden usarse los siguientes radios de control, para un diseño mínimo eficiente.

R = 12.00 m conveniente para vehículos DE-335 y ocasionalmente para DE-610

R = 15.00 m adecuado para vehículos DE-610 y ocasionalmente para DE-1220

R = 23.00 m para vehículos DE-1220 y ocasionalmente para DE-1525.

En las Figuras 11.27 a 11.29, se verifican los radios de control, con el empleo de vehículos mayores que efectúan movimientos ocasionales, distintos de aquellos para los que fue diseñada la vuelta izquierda. Para cada radio se proporciona una tabla de la que se obtiene, a partir del ancho de la faja separadora central, la longitud mínima de la abertura.

B) Forma del remate de la faja separadora central. El semicírculo como forma del remate de la faja separadora central en las aberturas, es conveniente sólo para fajas angostas, para anchos superiores a 2.50 m se han encontrado desventajas al empleo de esta forma, cambiándose entonces por un remate en forma de punta de bala, redondeado o truncado tal como se muestra en las Figuras 11.27 a 11.29, para los radios de control de 12.00 m, 15.00 m y 23.00 m. El diseño con forma de punta de bala está considerado por dos arcos circulares trazados con el radio de control y un arco de radio de aproximadamente 0.60 m para redondear la punta, siendo este valor únicamente para diseños con dimensiones mínimas.

El proyecto en forma de punta de bala se ajusta a la trayectoria de la rueda interna trasera y requiere en comparación con el remate semicircular, una menor área de calzada para la intersección y una menor longitud de la abertura. Con estas variaciones operacionales, el conductor que voltea hacia la izquierda, cuenta con una buena guía para su maniobra, puesto que tiene la mayor parte de su proyecto canalizado.

En fajas separadoras centrales con ancho de 1.20 m prácticamente no existe diferencia operacional para las formas de los remates. Cuando el ancho es de 2.50 m o más, la forma de punta de bala es preferible a la semicircular. En anchos mayores, la forma de punta de bala requiere una longitud menor de la abertura que la semicircular, hasta llegar a una anchura de 4.00 m en la que para el radio de control de 12.00 m empieza a prevalecer la longitud mínima de la abertura. A partir de este ancho, el remate adopta la forma de punta de bala truncada, con el extremo plano paralelo al camino secundario, independientemente del ancho de la faja en cuestión. Esta forma será siempre superior a la semicircular porque canaliza mejor el tránsito.

Las formas de punta de bala se proyectan con el fin de encauzar a los vehículos que voltean, desde o hacia el eje del camino secundario; en tanto que los remates semicirculares, ocasionan que los vehículos que realizan el movimiento izquierdo de salida, puedan invadir el carril de sentido contrario del camino secundario.

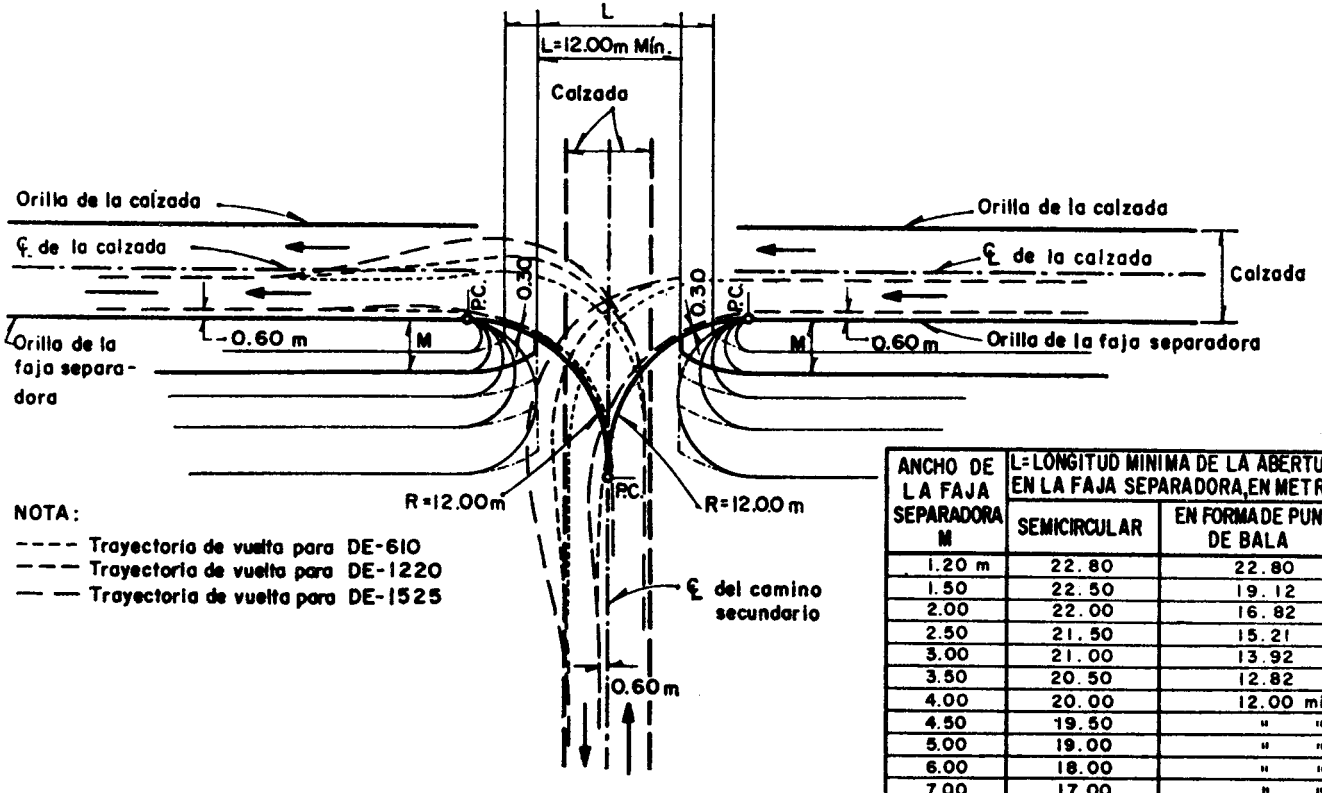
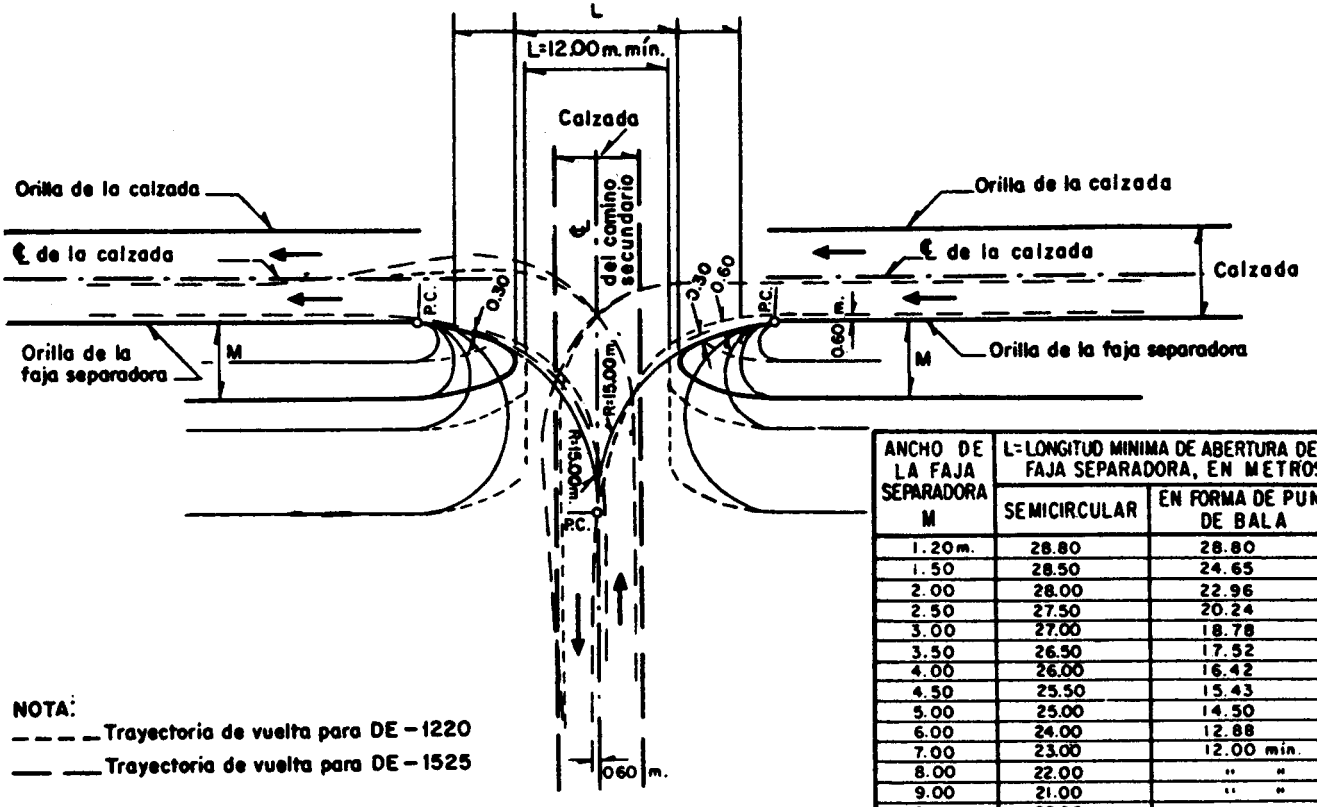


FIGURA 11.27. DISEÑO DE LA ABERTURA MINIMA EN LA FAJA SEPARADORA PARA VEHICULO DE PROYECTO DE-335 CON RADIO DE CONTROL DE 12.00 M

ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA M	L=LONGITUD MINIMA DE LA ABERTURA EN LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1.20 m	22.80	22.80
1.50	22.50	19.12
2.00	22.00	16.82
2.50	21.50	15.21
3.00	21.00	13.92
3.50	20.50	12.82
4.00	20.00	12.00 mín.
4.50	19.50	" "
5.00	19.00	" "
6.00	18.00	" "
7.00	17.00	" "
8.00	16.00	" "
9.00	15.00	" "
10.00	14.00	" "
11.00	13.00	" "
12.00	12.00	" "
>12.00	12.00	" "



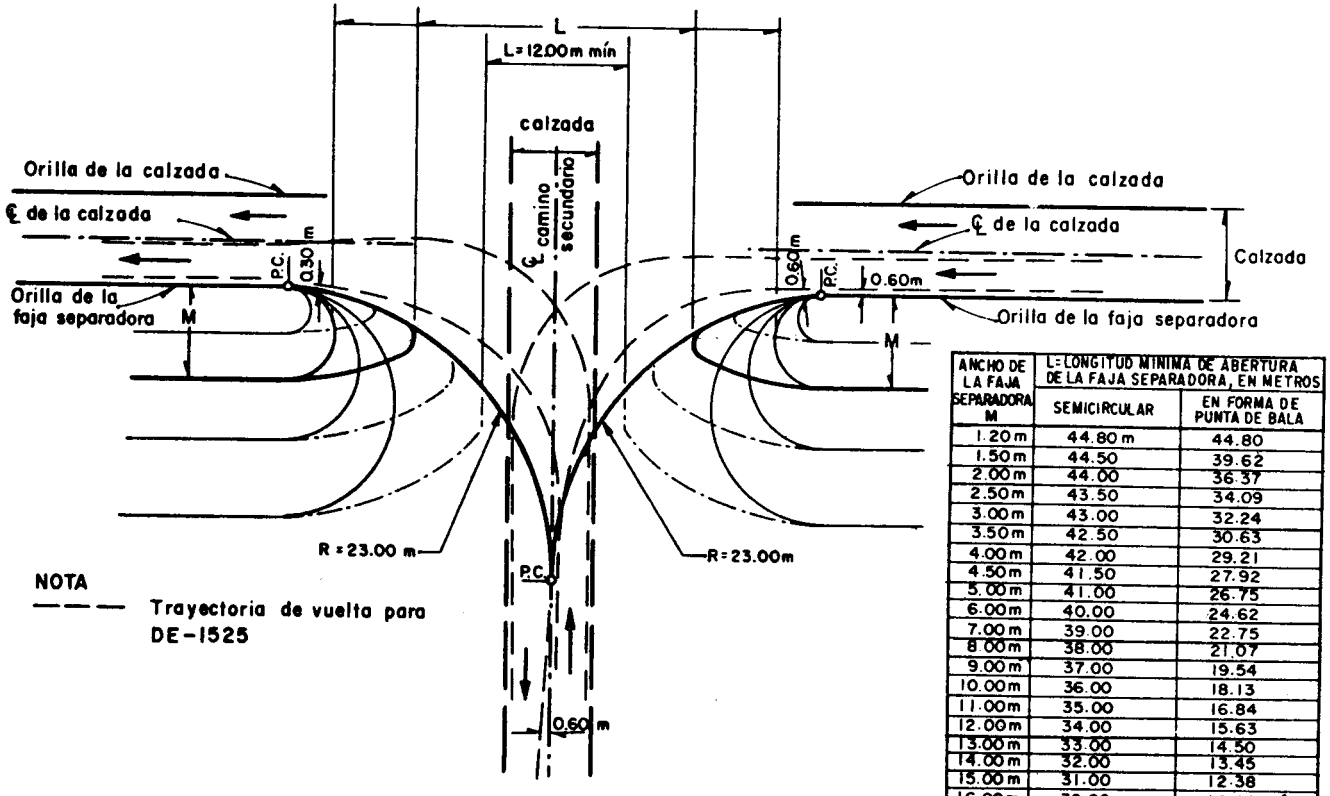
NOTA:

- - - - Trayectoria de vuelta para DE – 1220

—— Trayectoria de vuelta para DE – 1525

ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA M	L= LONGITUD MINIMA DE ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1.20 m.	28.80	28.80
1.50	28.50	24.65
2.00	28.00	22.96
2.50	27.50	20.24
3.00	27.00	18.78
3.50	26.50	17.52
4.00	26.00	16.42
4.50	25.50	15.43
5.00	25.00	14.50
6.00	24.00	12.88
7.00	23.00	12.00 min.
8.00	22.00	" "
9.00	21.00	" "
10.00	20.00	" "
11.00	19.00	" "
12.00	18.00	" "
13.00	17.00	" "
14.00	16.00	" "
15.00	15.00	" "
16.00	14.00	" "
17.00	13.00	" "
18.00	12.00 min.	" "

FIGURA 11.28. DISEÑO DE LA ABERTURA MINIMA EN LA FAJA SEPARADORA PARA VEHICULO DE PROYECTO DE-610 CON RADIO DE CONTROL DE 15.00 M



ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA M	L=LONGITUD MINIMA DE ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1.20 m	44.80 m	44.80
1.50 m	44.50	39.62
2.00 m	44.00	36.37
2.50 m	43.50	34.09
3.00 m	43.00	32.24
3.50 m	42.50	30.63
4.00 m	42.00	29.21
4.50 m	41.50	27.92
5.00 m	41.00	26.75
6.00 m	40.00	24.62
7.00 m	39.00	22.75
8.00 m	38.00	21.07
9.00 m	37.00	19.54
10.00 m	36.00	18.13
11.00 m	35.00	16.84
12.00 m	34.00	15.63
13.00 m	33.00	14.50
14.00 m	32.00	13.45
15.00 m	31.00	12.38
16.00 m	30.00	12.00 mín.
17.00 m	29.00	" "
18.00 m	28.00	" "
19.00 m	27.00	" "
20.00 m	26.00	" "
25.00 m	21.00	" "
30.00 m	16.00	" "
34.00 m	12.00 mín.	" "
35.00 m	12.00 mín	" "

FIGURA 11.29. DISEÑO DE LA ABERTURA MINIMA EN LA FAJA SEPARADORA PARA VEHICULO DE PROYECTO DE-1220 CON RADIO DE CONTROL DE 23.00 M

C) Longitud mínima de la abertura. En las intersecciones de tres o cuatro ramas en una carretera dividida, la longitud de la abertura en la faja separadora central debe cuando menos ser igual a la mayor de las siguientes dimensiones: anchura de la corona del camino secundario a la anchura de la calzada de dicho camino más 2.50 m o 12.00 m. Cuando el camino secundario tenga también faja separadora, la longitud de la abertura en el camino principal será como mínimo, igual a la anchura de la corona del camino secundario y en ningún caso menor que la suma de las anchuras de las calzadas más la anchura de la faja, más 2.50 m, todo referido al camino secundario.

La longitud mínima de 12.00 m no se aplica a las aberturas para vueltas en "U", las que se analizarán posteriormente.

D) Diseño basado en el radio de control para los vehículos de proyecto. La Figura 11.27 muestra el diseño de abertura mínima, basado en el radio de control de 12.00 m para vuelta izquierda con deflexión de 90°. El arco definido por el radio de control es tangente tanto a la orilla superior de la faja separadora central, como al eje del camino secundario. La longitud de la abertura varía según el ancho de la faja separadora, como se muestra en la tabla de la figura.

El radio de 12.00 m permite a los vehículos DE-335 realizar vueltas algo mayores que la mínima, cuya verdadera trayectoria no se muestra, pero puede verse en la Figura 11.26. En la Figura 11.27 se indican las trayectorias de los vehículos DE-610, DE-1220 y DE-1525 al realizar la vuelta izquierda, tanto de salida como de entrada a la carretera dividida, mostrando que aun estos grandes vehículos pueden dar vuelta en una intersección proyectada para automóviles. Sólo se muestran las trayectorias de la rueda trasera interna y la del vuelo delantero. Se hallan representadas partiendo en posición paralela a la orilla de la faja separadora central o al eje del camino secundario al inicio de la vuelta, indicando una curva amplia seguida de otra inversa, al término de la vuelta. Los conductores de vehículos grandes que realicen vueltas izquierdas cerradas, podrán girar a la derecha antes de dar vuelta a la izquierda. Se ilustra la trayectoria del movimiento paralelo al inicio de la vuelta, porque representa la máxima invasión.

1. Diseño para vehículos DE-335. En el diseño que se ilustra en la Figura 11.27, la trayectoria del vehículo DE-1220 al dar vuelta desde el camino dividido, se sale aproximadamente 0.90 m de la orilla de la calzada del camino secundario de dos carriles de 3.65 m cada uno. La trayectoria del vehículo DE-1525 se desplaza cerca de 3.40 m. Esta invasión puede afectar a la vuelta derecha, localizada diagonalmente opuesta a la iniciación del movimiento de vuelta izquierda. En caminos secundarios anchos, estos desplazamientos tienen lugar dentro de la abertura de la faja separadora y la invasión no se extiende más allá del área correspondiente a la vuelta derecha.

En los caminos secundarios de dos carriles, los desplazamientos invaden el remate de la faja separadora cuando ésta es ancha y tiene la longitud de la abertura mínima. La mayoría de los conductores pueden pasar a través de estas aberturas, sin salirse del área pavimentada, comenzando la vuelta un metro o más hacia la derecha sobre la carretera dividida. Este procedimiento, aunque se lleva a cabo con gran frecuencia, es peligroso y debe evitarse siempre que sea posible, usando dimensiones mayores.

Para las vueltas hacia la carretera dividida, las trayectorias muestran diversas invasiones al carril exterior. El vehículo DE-610 invade 0.30 m, el DE-1220 invade 1.50 m y el DE-1525 cerca de 3.10 m del carril exterior de la carretera dividida.

Esto puede aminorarse si el conductor desvía su vehículo hacia la derecha, antes de iniciar la vuelta izquierda cuando dispone del espacio suficiente para ello. Este espacio depende del ancho de la faja, de la longitud de la abertura y de las posibles isletas para canalizar las vueltas a la derecha.

2. Diseño para vehículos DE-610. En la Figura 11.28 se muestra el diseño de abertura mínima para una vuelta izquierda con deflexión de 90°, basado en el radio de control de 15.00 m. El principio fundamental de su desarrollo, o sean los remates de la faja separadora y las trayectorias, son semejantes a los de la figura anterior.

Como se indica en la Figura 11.26, un radio de 15.00 m resulta adecuado para los vehículos DE-610. En la Figura 11.28 se muestran las trayectorias seguidas por los vehículos DE-1220, DE-1525, al efectuar la vuelta izquierda tanto de salida como de entrada, a la carretera dividida, mostrando la forma en que estos vehículos dan la vuelta en un diseño para vehículos DE-610. El vehículo DE-1220 cuando gira directamente a la izquierda hacia la carretera dividida, suele invadir el carril adyacente cerca de 0.90 m, pero esto puede reducirse o evitarse girando hacia la derecha sobre el camino secundario, al iniciar la vuelta. El DE-1525 se desplaza aproximadamente 1.20 m fuera del camino secundario de dos carriles de 3.65 m cada uno al dar vuelta desde la carretera dividida, desplazamiento que puede igualmente reducirse efectuando un amplio giro al principio de la vuelta. Al girar hacia la carretera dividida, invadirá aproximadamente 2.00 m del carril adyacente, lo que también podrá reducirse, pero no eliminarse, realizando un amplio giro al inicio de la vuelta, para ello será necesario que la longitud de la abertura sea mayor de 12.00 m.

3. Diseño para vehículos DE-1220 y DE-1525. La Figura 11.29 muestra el diseño para la abertura mínima en la faja separadora central, para curva izquierda con deflexión de 90° basado en el radio de control de 23.00 m que según se indica en la Figura 12.26, es el apropiado para los vehículos DE-1220. La trayectoria mínima del vehículo DE-1525 que aparece en la Figura 11.29, muestra cómo se comporta este vehículo al dar la vuelta.

En la vuelta a la izquierda, desde el camino secundario los vehículos DE-1525 invadirán el carril adyacente de la carretera dividida, aproximadamente en 0.60 m, pudiéndose evitar esta invasión girando a la derecha al iniciar la vuelta.

4. Efecto del esviajamiento. En un cruce esviajado, es necesario usar el radio de control para localizar el punto de tangencia con la orilla de la faja separadora, punto (1) de la Figura 11.30, cuyo arco equivale a la trayectoria mínima para vehículos dando vuelta con deflexión distinta de 90°.

Existen varias alternativas de proyecto para el remate de la faja separadora cuya elección depende del ángulo de esviajamiento, del ancho de la faja y del radio de control.

Los remates semicirculares de la faja separadora central, marcados con A en la figura, conducen a aberturas muy amplias y a escasa canalización.

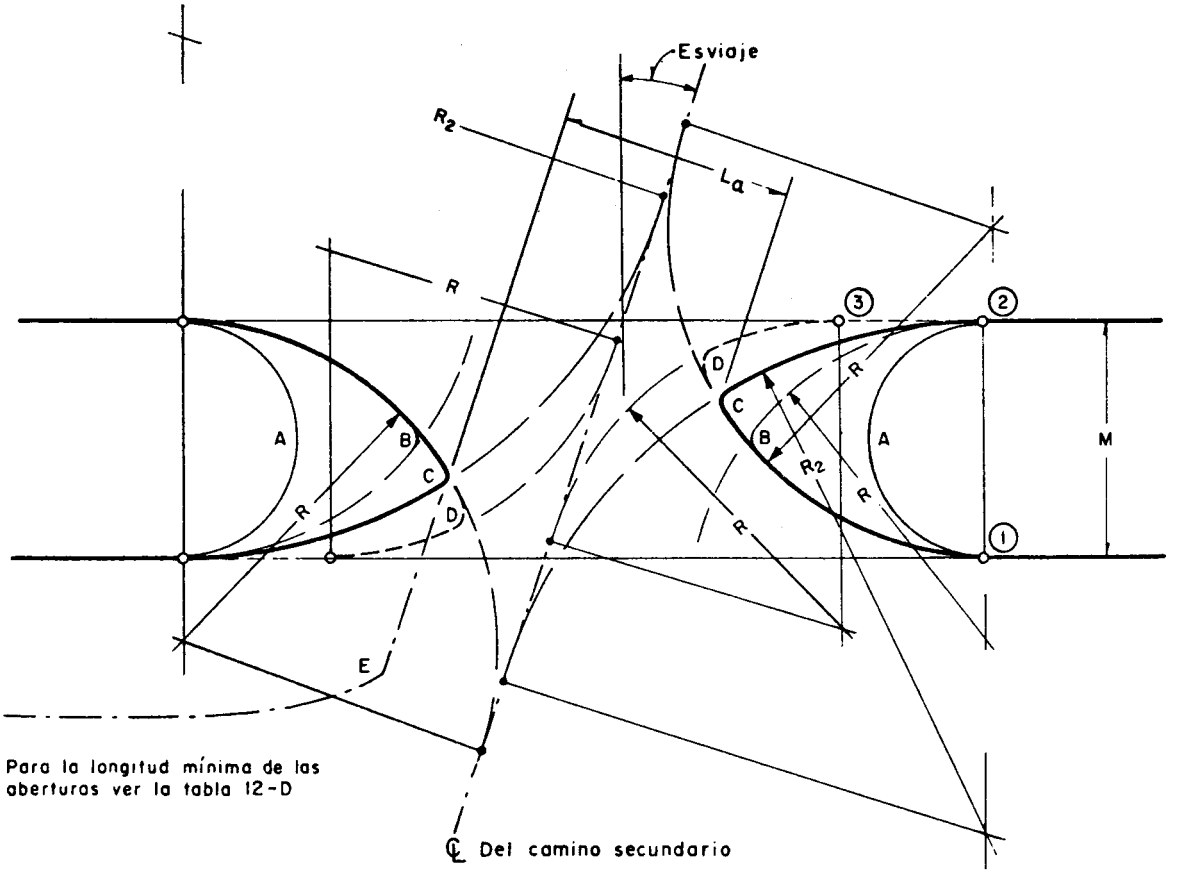


FIGURA 11.30. EFECTOS DEL ESVIAJE EN EL DISEÑO MINIMO DE ABERTURAS EN FAJAS SEPARADORAS CENTRALES

El proyecto simétrico del remate en forma de punta de bala B, cuyos lados circulares se hallan determinados por los radios de control, tangentes en los puntos (1) y (2), tiene asimismo menos canalización para los vehículos que dan vuelta con deflexión menor de 90°, partiendo de la carretera dividida.

El remate asimétrico en forma de punta de bala C, con radios R y R_2, proporciona un control más efectivo, en menor área de calzada que los anteriores. Tanto la orilla de la faja separadora, punto (2), como el eje del camino secundario, son tangentes a la curva descrita por el radio R_2, el cual es mayor que el R. En este diseño el remate se halla desplazado del eje de la faja, pero está correctamente ubicado respecto de ambas trayectorias de vuelta izquierda.

Puede también diseñarse un extremo asimétrico en punta de bala D, usando el radio de control R para ambas vueltas, con los puntos de tangencia sobre las orillas de la faja separadora, punto (1) y (3). Debido a su forma asimétrica este remate no se considera aconsejable. Además la longitud de abertura que proporciona es generalmente insuficiente.

Tratándose de fajas separadoras anchas con fuerte esviajamiento, en los diseños B, C y D, deberá proyectarse el remate en forma de punta de bala truncada, paralelamente al camino secundario, con el fin de lograr la longitud de abertura conveniente L_a, tal como se muestra en la parte inferior izquierda *C-E,* de la Figura 11.30.

La tabla 11-D muestra los valores de la longitud de la abertura en la faja separadora central, medida perpendicularmente al camino transversal para los diseños del remate en forma semicircular, punta de bala simétrica y asimétrica, los valores del radio R_2 para el diseño C, cuando el radio de control R es igual a 15.00 m, para determinados ángulos de esviajamiento y diferentes anchuras de faja separadora.

En la Figura 11.31 se muestran las fórmulas para calcular la longitud de la abertura para cualquier ángulo de esviaje.

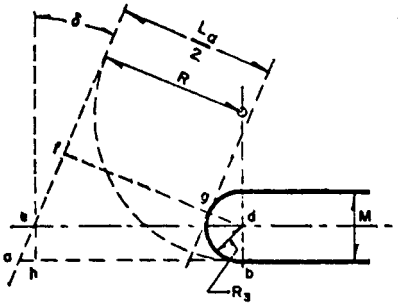
En general, es preferible el remate asimétrico en forma de punta de bala C Donde el remate B no resulte notablemente diferente, debe preferirse por los aspectos prácticos de simetría que presenta.

E) Diseños mayores que el mínimo para vuelta a la izquierda. Cuando en una intersección el volumen de tránsito y la velocidad son altos, teniendo además movimientos de vuelta izquierda importantes, deben evitarse las interferencias, diseñando aberturas en la faja separadora de dimensiones tales, que permitan a los vehículos dar vuelta sin invadir los carriles adyacentes y con el espacio necesario para lograr la protección del vehículo mientras da la vuelta, o se detiene. Para este caso puede utilizarse el patrón general para el diseño mínimo, aumentando sus dimensiones. Dependiendo del ancho de la faja separadora central, del ancho del camino secundario y del tamaño del vehículo de proyecto que deba utilizarse, se pueden considerar una variedad de dimensiones en las aberturas; aquí se presenta el caso más general:

Remate en forma de punta de bala. En los diseños mayores que el mínimo, la modificación más importante es el aumento en el radio de control. Cuando se diseña para semirremolques que realizan una vuelta de 90° a baja velocidad, se puede evitar la invasión que se tiene para radios de 23.00 m empleando un radio de 26.00 m para vehículos DE-1220 y de 29.00 m para los DE-1525. Los diseños con radios iguales o mayores

ANGULO DE ESVIAJE, EN GRADOS	ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL, EN METROS	LONGITUD DE LA ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL, MEDIDA PERPENDICULARMENTE AL CAMINO TRANSVERSAL, EN METROS			R_2 PARA EL DISEÑO C, EN METROS
		SEMICIRCULAR A	REMATE EN FORMA DE PUNTA DE BALA		
			SIMETRICA B	ASIMETRICA C	
0°	1.20	28.80	28.80	28.80	15.00
	2.50	27.50	20.24	20.24	15.00
	5.00	25.00	14.50	14.50	15.00
	10.00	20.00	12 min	12 min	15.00
	15.00	15.00	12 min	12 min	15.00
	20.00	10.00	12 min	12 min	15.00
10°	1.20	33.80	33.80	33.80	21.05
	2.50	32.27	25.15	22.25	20.78
	5.00	29.34	19.06	17.86	20.25
	10.00	23.47	12 min	12 min	19.20
	15.00	17.60	12 min	12 min	18.15
	20.00	11.74	12 min	12 min	17.10
20°	1.20	38.65	38.65	38.65	29.97
	2.50	36.91	30.17	28.59	29.29
	5.00	33.55	23.91	21.53	28.00
	10.00	26.84	16.17	12.75	25.00
	15.00	20.13	12 min	12 min	22.80
	20.00	13.42	12 min	12 min	20.20
30°	1.20	43.16	43.16	43.16	43.80
	2.50	41.18	35.14	33.21	42.50
	5.00	37.35	28.92	25.46	40.00
	10.00	29.70	20.85	15.64	35.00
	15.00	22.05	15.01	12 min	30.00
	20.00	14.40	12 min	12 min	25.00
40°	1.20	47.31	47.31	47.31	66.82
	2.50	45.18	39.92	36.93	64.48
	5.00	41.07	33.91	29.59	59.99
	10.00	32.86	25.78	18.89	50.99
	15.00	24.64	19.61	12 min	41.99
	20.00	16.43	14.54	12 min	32.99

TABLA 11-D. EFECTO DEL ESVIAJAMIENTO EN EL DISEÑO MINIMO PARA ABERTURAS EN LA FAJA SEPARADORA, CUANDO EL RADIO DE CONTROL ES IGUAL A 15.00 M



A.- Remate en forma semicircular

$$\frac{L_a}{2} = \overline{fg} = \overline{df} - \overline{dg} = \overline{df} - \frac{M}{2}$$

$$\overline{df} = \overline{de}\cos\delta;\ \overline{de} = \overline{ab} - \overline{ah};\ \overline{ab} = R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right)$$

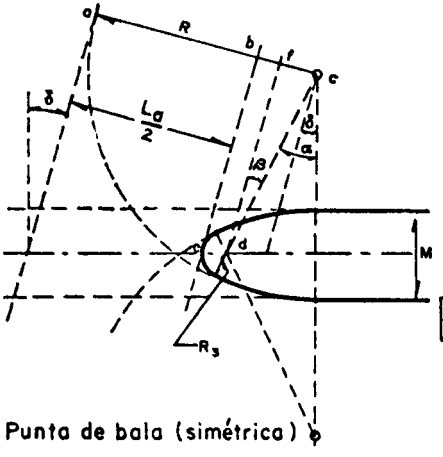
$$\overline{ah} = \overline{eh}\ tg\ \delta;\ \overline{de} = R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - \overline{eh}\ tg\ \delta$$

$$\overline{df} = R\cos\delta\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - \overline{eh}\ \text{sen}\ \delta$$

$$\therefore \boxed{L_a = 2R\cos\delta\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - M\ (1+\text{sen}\ \delta)}$$

Si $\delta = 0^\circ$

$$\therefore \boxed{L_a = 2R - M}$$



B.- Punta de bala (simétrica)

$$\frac{L_a}{2} = R - \overline{bc}$$

$$\overline{bc} = \overline{bf} + \overline{fc}$$

$$\overline{bf} = R_3 = 0.60\ m$$

$$\alpha = \text{áng cos}\ \frac{R - \frac{M}{2}}{R - R_3}$$

$$\beta = \alpha - \delta$$

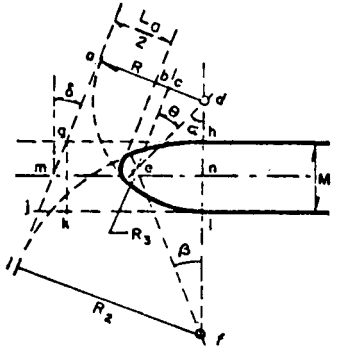
$$\therefore \overline{fc} = (R - R_3)\ \text{sen}\ \beta$$

$$\therefore L_a = 2R - 1.20 - 2(R - R_3)\text{sen}\ \beta$$

$$\therefore \boxed{L_a = 2(R - 0.60)\ [1 \pm \text{sen}\ \beta]}$$

$+$ Sen β ; Si $\delta \geq \alpha$

$-$ Sen β ; Si $\delta \leq \alpha$



C.- Punta de bala (asimétrica)

$$\overline{gh} = \overline{gi} = \overline{jl} - \overline{jk}$$

$$\overline{jl} = R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right)$$

$$\overline{jk} = M\ tg\ \delta$$

$$\therefore \overline{gh} = R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta$$

También $\overline{gh} = R_2\ tg\left(\frac{90^\circ-\delta}{2}\right)$

$$\therefore \boxed{R_2 = \frac{R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta}{tg\left(\frac{90^\circ-\delta}{2}\right)}}$$

$$\boxed{L_a = 2(R - R_3)(1 \pm \text{sen}\ \theta)}$$

$+$ Sen θ ; Si $\theta = \alpha - \delta$

$-$ Sen θ ; Si $\theta = \alpha + \delta$

Si $R = 15$ metros

$$\boxed{R_2 = \frac{15\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta}{tg\left(\frac{90^\circ-\delta}{2}\right)}}$$

$$\theta = \text{áng cos}\ \frac{(R-R_3)^2 + (R_2+R-M)^2 - (R_2-R_3)^2}{2(R-R_3)(R_2+R-M)} \pm \delta;\ \begin{matrix} +\text{Si}\ \delta \geq \alpha \\ -\text{Si}\ \delta \leq \alpha \end{matrix}$$

FIGURA 11.31. EFECTO DEL ESVIAJE EN EL DISEÑO MINIMO

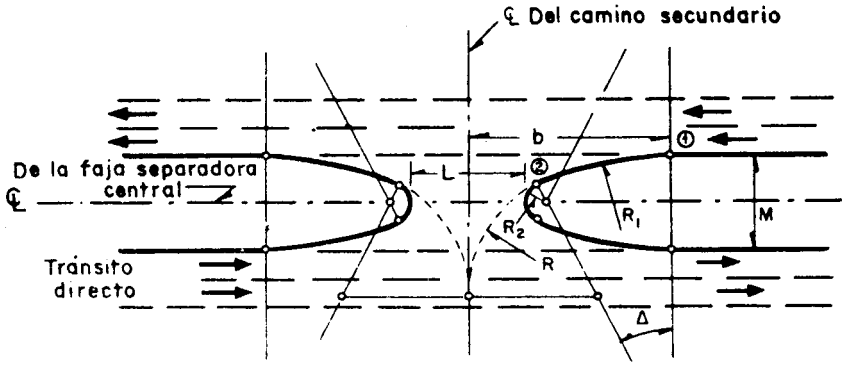
que éstos permitirán la maniobra de la vuelta a velocidades superiores a las permitidas con radios de control mínimos. Para radios de control mayores, las ventajas del remate en forma de punta de bala sobre el semicircular se acentúan ya que, el control sobre el vehículo y la apariencia del remate mejoran, además de que el área pavimentada es menor.

En la Figura 11.32 se muestra un diseño para la abertura de la faja separadora central con remates en forma de punta de bala y radios de control mayores que al mínimo. R es el radio para la parte más cerrada de la curva; R_1, define la curva de la orilla del remate y R_2 es el radio de la punta del remate. Para una longitud suficiente de R_1, se garantiza una velocidad de vuelta aceptable para los vehículos que van dejando la carretera principal y el área, dentro de la orilla interior del carril de tránsito directo, entre los puntos (1) y (2) puede aprovecharse para efectuar los cambios de velocidad necesarios, así como para protección de los vehículos que dan vuelta. El radio R_1 puede variar entre 25.00 y 125.00 m. Los valores tabulados muestran que 25.00 m, 50.00 m y 75.00 m son los radios mínimos establecidos para velocidades de vuelta de 30, 40 y 50 km/h, respectivamente. El radio R_2 puede variar considerablemente, pero para una mejor proporción y apariencia, se recomienda que sea igual a un quinto de la anchura de la faja separadora central. El radio R es tangente al eje del camino secundario, o a la orilla de la faja separadora cuando éste la tenga. Los radios R y R_1, forman una curva de dos centros que se adapta a la trayectoria de la vuelta izquierda. R no debe ser menor que el radio de control mínimo para el vehículo de proyecto, o éstos no podrán voltear de o hacia el carril que desean, aun a baja velocidad.

La longitud de la abertura de la faja separadora central se rige por los radios. Para fajas con anchos mayores de 9.00 m, sobre carreteras que cruzan un camino secundario de cuatro o más carriles, el radio de control R, generalmente necesitará ser mayor de 15.00 m, o la abertura resultará demasiado estrecha. En tal caso, el proyectista puede seleccionar la longitud de la abertura, entre 15 y 18 m y usar dicha dimensión para localizar el centro correspondiente a R_2. Entonces R es una dimensión comprobatoria de la efectividad del proyecto. Los valores tabulados en la Figura 11.32 muestran las longitudes resultantes para la abertura, de acuerdo con las anchuras de la faja separadora central. La dimensión b se incluye como un control general del diseño y para establecer una comparación con otros que excedan al mínimo.

El diseño de la abertura de la faja separadora central de la Figura 11.32, no proporciona una área de protección dentro de los límites del ancho de la faja. Los diseños en los que R_1 sea igual o mayor a 30.00 m proporcionan un espacio para que por lo menos un automóvil se detenga en el área que quede libre, protegido de las demás corrientes de tránsito. En fajas separadoras centrales con anchos mayores de 9.00 m, dichos radios proporcionan suficiente espacio aun para vehículos más grandes.

F) Diseños para movimientos de cruce. La anchura de la faja separadora central, más que por las intersecciones, es determinada por las condiciones generales a lo largo de la carretera dividida. La abertura de una faja separadora de ancho conocido, se selecciona dándole la forma específica y la longitud necesaria para coordinar el uso que los distintos tipos de vehículos hacen de la intersección, con la importancia relativa de los movimientos de cruce y de vuelta.



$$\Delta = \text{Ang cos} \frac{R_1 - \frac{M}{2}}{R_1 - R_2}$$

$$b = R + (R_1 - R)\ \text{Sen}\ \Delta$$

$$L = 2\ (R - R_2)(1 - \text{Sen}\ \Delta)$$

$$R_2 = \frac{M}{5}$$

$R = 15$ metros

L mín. = 12 metros

M mín. = 3 metros

M ANCHURA DE LA FAJA SEPARADORA	DIMENSIONES EN METROS					
	$R_1 = 25$		$R_1 = 50$		$R_1 = 75$	
	L	b	L	b	L	b
5	18.26	18.48	21.12	23.60	22.39	27.01
6	17.07	18.82	20.17	24.42	21.54	28.17
7	15.93	19.14	19.29	25.18	20.75	29.23
8	14.98	19.41	18.47	25.88	20.00	30.23
9	14.04	19.68	17.69	26.55	19.29	31.15
10	13.16	19.94	17.06	27.18	18.62	32.02
11	12.33	20.18	16.25	27.78	17.98	32.86
12	12.00	20.41	15.58	28.36	17.36	33.66
13			14.95	28.90	16.77	34.42
14			14.34	29.43	16.20	35.16
15			13.76	29.93	15.65	35.88
16			13.19	30.44	15.12	36.56
17			12.64	30.92	14.60	37.23
18			12.13	31.39	14.10	37.89
19			12.00	31.84	13.62	38.52
20					13.15	39.13
21					12.69	39.74
22					12.25	40.33
23					12.00	40.91

Remate en forma de punta de bala

FIGURA 11.32. DISEÑOS MAYORES QUE EL MINIMO PARA ABERTURAS EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

En algunos casos, la anchura de la faja separadora central, así como la de sus aberturas, deben estar determinadas por el tránsito que cruza. Estos casos son los de las intersecciones sin dispositivos de control, en donde existen volúmenes de tránsito importantes en la carretera dividida, que hacen casi imposible el cruzamiento seguro en una sola operación. Cuando el tránsito que cruza es importante, debe proporcionarse una anchura suficiente de la faja separadora para permitir cuando menos, que un vehículo se detenga en el área de la abertura, protegido del tránsito directo. La longitud del vehículo de proyecto que se use para representar al tránsito que cruza, constituye la dimensión de control. El ancho de la faja separadora debe ser igual o cuando sea factible, mayor que esta longitud.

Si se considera que el vehículo DE-610 se ha seleccionado para determinar la anchura de la faja separadora y un vehículo DE-1220 permanece dentro del área de protección, tendrá que invadir uno o ambos carriles de alta velocidad de la carretera dividida. El peligro que representa el detenerse en este sitio, se reduce cuando el conductor que va a cruzar la carretera dividida, dispone de suficiente distancia de visibilidad, que le permita realizar el cruce en una sola operación.

G) Diseños para vueltas en U. En algunas carreteras divididas con faja separadora central se requieren aberturas en ésta para acomodar los vehículos que sólo dan vuelta en U, adicionalmente a las aberturas proyectadas para movimientos de cruce y de vuelta izquierda. Los lugares en donde pueden ubicarse las aberturas para vueltas en U, son las siguientes:

Después de intersecciones a nivel o de algunas intersecciones a desnivel, a fin de permitir a los conductores regresar a ella por haber equivocado la ruta al no estar familiarizados con la intersección.

Poco después de una intersección con el fin de facilitar los movimientos de vuelta poco frecuentes, cuando el área principal de la intersección, se reserva para los movimientos de vuelta importantes.

Poco antes de una intersección, en la que el tránsito directo y otros movimientos se verían afectados por las vueltas en "U", sobre todo cuando la faja separadora central de la carretera tenga pocas aberturas y obligue a efectuar recorridos más largos para llegar a las áreas adyacentes.

En intersecciones donde al tránsito del camino secundario no le está permitido cruzar directamente la carretera dividida y para realizarlo requiere voltear a la derecha incorporándose al tránsito del camino principal; entrecruzarse, efectuar el retorno, volver a entrecruzarse y dar vuelta a la derecha para completar su maniobra de cruce. En carreteras de altas velocidades o fuertes volúmenes de tránsito, las dificultades que se presentan y las grandes longitudes requeridas para entrecruzarse sin riesgo, hacen que este tipo de diseño resulte inconveniente, a menos que los volúmenes del camino secundario sean escasos y la faja separadora central tenga un ancho adecuado.

Donde las aberturas espaciadas regularmente faciliten las operaciones de conservación, vigilancia y servicio de reparación de vehículos. Para estos fines pueden ser necesarias tanto en carreteras de accesos controlados como en las divididas que atraviesan áreas no desarrolladas.

En carreteras divididas, donde las aberturas de la faja separadora central estén destinadas a servir a las propiedades adyacentes.

En la mayoría de los casos es suficiente un espaciamiento entre 400 y 800 m, el cual no es necesario mantenerlo uniforme, debido a las variaciones del terreno y a los requerimientos de las propiedades colindantes.

1. Diseño mínimo. Las aberturas de la faja separadora central para vueltas en U, deben permitir que éstas se realicen en una sola maniobra. Los diseños mínimos se rigen directamente por las trayectorias mínimas de cada uno de los vehículos de proyecto que dan vuelta en U. De preferencia, todo vehículo debe estar en posibilidad de iniciar y terminar la vuelta en U sobre los carriles interiores adyacentes a la faja separadora central sin invadir los exteriores, pero el ancho de la faja que esto requiere lo hace impracticable en muchas carreteras y deben considerarse vueltas en U que empiecen o terminen en los carriles exteriores de la carretera dividida. En casos extremos, puede ser necesario considerar vueltas en U que se inicien o terminen en los acotamientos, para que puedan realizarlas ocasionalmente camiones y semirremolques.

En la Figura 11.33 se muestran las vueltas en U y los anchos de la faja separadora central necesarios para acomodarlas. Se ha supuesto que los carriles para el tránsito principal miden 3.65 m de ancho y que la rueda interna trasera del vehículo de proyecto se halla a 0.60 m de la orilla interior del carril indicado en los extremos de la vuelta. Cuando la vuelta se hace hacia o desde el acotamiento, se supone que la rueda interna trasera del vehículo de proyecto se encuentra al principio y al final de la vuelta, sobre la orilla exterior de la calzada del tránsito principal de 7.30 m de ancho.

La anchura de la faja separadora central necesaria para el vehículo DE-1525 es 3.00 m mayor que el requerido por el DE-1220. La anchura indispensable para los vehículos DE-610 es aproximadamente la semisuma de los anteriores.

Al realizar una vuelta en U, el conductor puede detenerse o no sobre la abertura de la faja separadora central, pero cuando lo haga, su vehículo deberá quedar preferentemente fuera de los carriles del tránsito principal. La comparación de las longitudes de los vehículos de proyecto, indicados en la parte superior de la Figura 11.33 con los anchos de las fajas separadoras dados para acomodar las vueltas en U, muestra cuáles proporcionarán protección en el área de la abertura. Un ancho de 18.00 m de la faja separadora central proporciona protección para casi todos los vehículos.

Las curvas compuestas que forman el remate con forma de punta de bala y que se ajustan a todas las aberturas para vuelta en U y a todo tipo de vehículos, son los siguientes:

Anchura de la faja separadora central, en m	Radios de las curvas compuestas, en m
9.00 o menos	15.00 – 0.2 – 15.00
9.00 a 18.00	23.00 – 0.2 – 23.00
18.00 a 24.00	36.00 – 0.2 – 36.00

Para fajas separadoras centrales de ciertos anchos, el remate en forma de punta de bala tiene considerables ventajas sobre el diseño semicircular, por lo que se refiere a facilitar la trayectoria de los vehículos que realizan la vuelta en U. Para camiones, cuando el ancho de la faja es menor de 12.00 m y para automóviles, cuando es menor de 5.00 m, carece de importancia qué tipo de diseño se aplica, ya que la vuelta en U debe iniciarse a cierta distancia de la orilla de la faja. Cuando las fajas son más anchas,

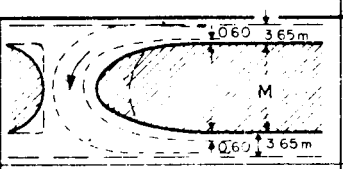
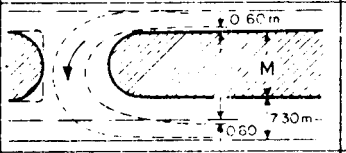
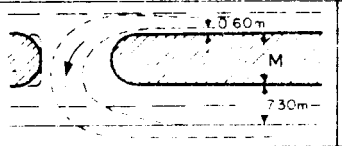
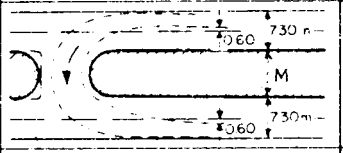
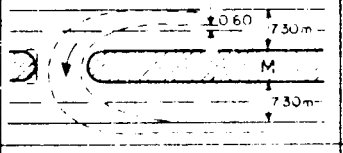
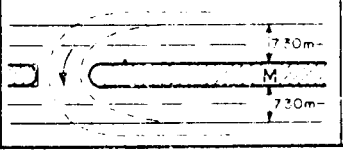
TIPO DE MANIOBRA		M - Anchura mínima de la faja separadora central, en metros. Para vehículo de proyecto			
		DE-335	DE-610	DE-1220	DE-1525
		Longitud del vehículo de proyecto. 5.80 m	9.15 m	15.25 m	16.80 m
De carril interior a carril interior		10.00	20.00	18.00	21.00
De carril interior a carril exterior		6.00	16.00	15.00	18.00
De carril interior al acotamiento		3.00	13.00	12.00	15.00
De carril exterior a carril exterior		2.50	12.00	11.00	14.00
De carril exterior al acotamiento		0	9.00	8.00	11.00
De acotamiento a acotamiento		0	6.00	5.00	8.00

FIGURA 11.33. DISEÑOS MINIMOS PARA VUELTAS EN "U"

los conductores pueden iniciar la vuelta desde el carril adyacente a la faja, además cuentan con la ayuda del ahusamiento en su remate y son inducidos a seguir la orilla en vez de invadir el carril del tránsito directo. Ya que las vueltas en U se proyectan principalmente para dar servicio a automóviles, el remate en forma de punta de bala deberá aplicarse a todas las aberturas para vueltas en U con fajas separadoras centrales de un ancho mayor a 5.00 m.

La longitud mínima necesaria de una abertura para dar servicio a los diversos tipos de vehículos, es aproximadamente de 9.00 m excepto para automóviles, que requieren únicamente 6.00 m. En la mayoría de los casos

deberá preferirse el remate en forma de punta de bala sobre el semicírculo, porque en las fajas separadoras anchas el diseño semicircular ocasiona una mayor longitud de abertura.

Los proyectos que han dado mejor resultado para la orilla exterior, en las vueltas en U de un solo sentido, se hallan indicados por las líneas discontinuas que aparecen a la izquierda de la Figura 11.33.

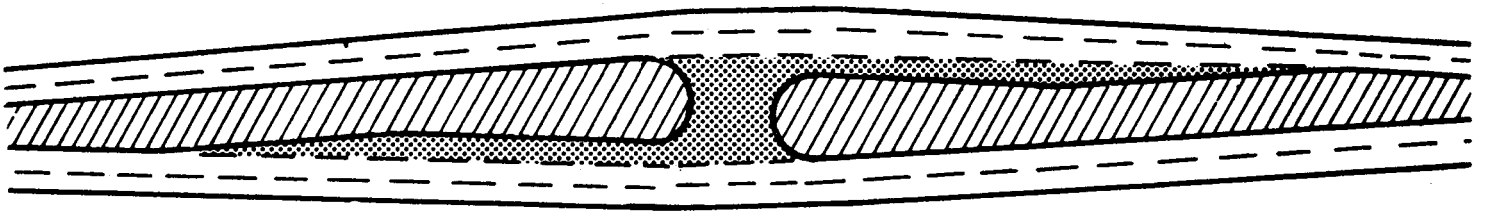
El servicio que proporcionan las aberturas para retornos realizados de acuerdo con el diseño mínimo, pueden sintetizarse como sigue:

Anchura de la faja separadora central (m)	Tipo de maniobras realizables en carreteras divididas de 4 carriles	Vehículo protegido mientras está parado en la abertura
18.00	Casi todos los vehículos pueden realizar la vuelta en U, iniciándola y terminándola sobre los carriles interiores.	Todos los de proyecto
12.00	Todo automóvil puede voltear en U, desde y hacia los carriles interiores. Algunos camiones inician y terminan la vuelta sobre los carriles exteriores; otros más largos lo hacen con cierta invasión del acotamiento.	DE–335 a DE–610
10.00	Permite la vuelta en U a los automóviles desde y hacia los carriles interiores; los camiones invaden el acotamiento.	DE–335 a DE–610
6.00	Permite a los automóviles la vuelta en U del carril interior al exterior; los camiones grandes no pueden hacerlo en una sola operación.	DE–335 y DE–450

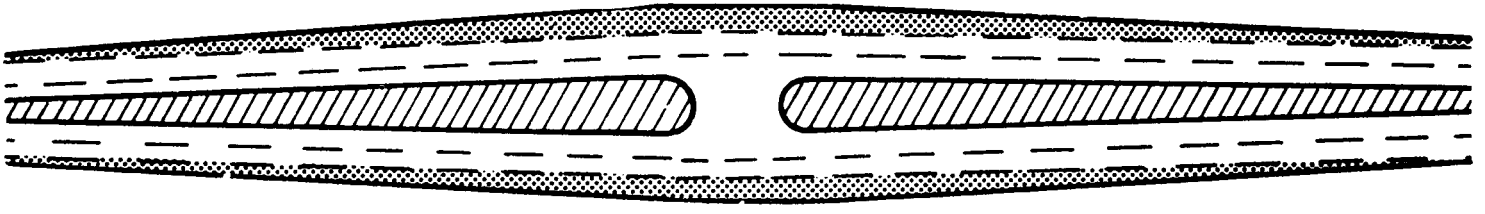
2. Diseños especiales para vueltas en U. Cuando en las carreteras divididas con grandes volúmenes de tránsito y altas velocidades, sea necesario proporcionar vueltas en U, los riesgos y la interferencia con el tránsito principal pueden reducirse al mínimo, mediante diseños especiales que permitan a los vehículos iniciar y terminar dichas vueltas en mejores condiciones.

En muchas carreteras divididas, el ancho de la faja separadora central es insuficiente para establecer aberturas convenientes, destinadas a retornos. En estos casos se procede a efectuar un ensanchamiento gradual de la faja hasta obtener la dimensión necesaria para la vuelta en U del vehículo de proyecto seleccionado.

La Figura 11.34 muestra dos diseños especiales para vuelta en U. En el croquis A se aprecia un carril para cambio de velocidad y protección en la faja separadora central, el cual sería utilizado en aquellos casos en que el conductor desea dar la vuelta en U. En el croquis B muestra el caso en que se incluyen carriles auxiliares en las orillas exteriores de las calzadas, que permiten refugiarse a los vehículos cuyos conductores desean dar la vuelta en U, permitiendo que los rebasen otros vehículos mientras esperan el momento oportuno para efectuar la maniobra. La anchura de la faja debe proporcionar la protección necesaria al vehículo de proyecto, independientemente de la forma en que se inicie la maniobra.



- A -



- B -

FIGURA 11.34. DISEÑOS ESPECIALES DE VUELTAS EN "U"

11.4.3 Carriles en la faja separadora central

La finalidad del carril en la faja separadora central, es permitir la desceleración y almacenamiento de los vehículos que voltean a la izquierda al salir de un camino dividido, o bien, funciona como un carril de aceleración para los vehículos que hacen una vuelta izquierda para entrar a dicho camino. El caso más común de carriles de salida en la faja separadora central se muestra en la Figura 11.35-A. Estos carriles de desceleración pueden ser parte de una intersección controlada con semáforos, en donde cada uno sirve como carril de almacenamiento y de desceleración, o también pueden usarse en aquellas intersecciones en donde el único control son las señales de alto para el tránsito del camino secundario.

En la Figura 11.35-B se muestra un diseño con carriles de aceleración. Su empleo es poco frecuente, pues sólo se usa en aquellos casos en que exista un gran volumen de tránsito que por medio de la vuelta izquierda se incorpore al camino dividido.

En la Figura 11.35-C se muestra una intersección con ambos tipos de carriles sobre la faja separadora central. Este arreglo hace menos expuestos los remates, pero tiene la desventaja de permitir al tránsito principal rebases peligrosos.

A) Transición del carril en la faja separadora central. Los carriles sobre la faja separadora se usan tanto para proteger a los vehículos que dan vuelta a la izquierda en aquellos lugares en donde los volúmenes y la velocidad del tránsito principal son altos, como en donde las velocidades son bajas y los cruces de los caminos secundarios son frecuentes.

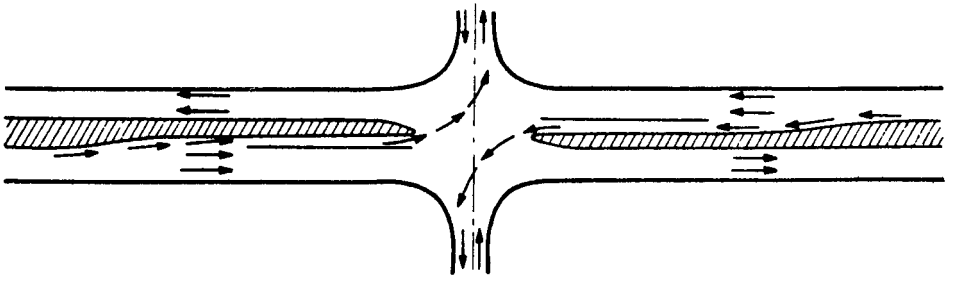
Como se muestra en la Figura 11.36, la transición deberá tener una longitud suficiente para permitir que los vehículos queden protegidos dentro del carril de la faja separadora central y evitar interferencias con el tránsito directo que usa el resto de la calzada.

La Figura 11.36-A muestra el caso de transiciones formadas por curvas inversas simétricas, en las que se considera que una longitud de 23 m o más, es la apropiada. Para bajas velocidades la transición (2) funcionará tal y como se desea y probablemente lo hará también la transición (1); en cambio para altas velocidades funcionará mejor la transición (3) que la (2) pero requiere mayor longitud.

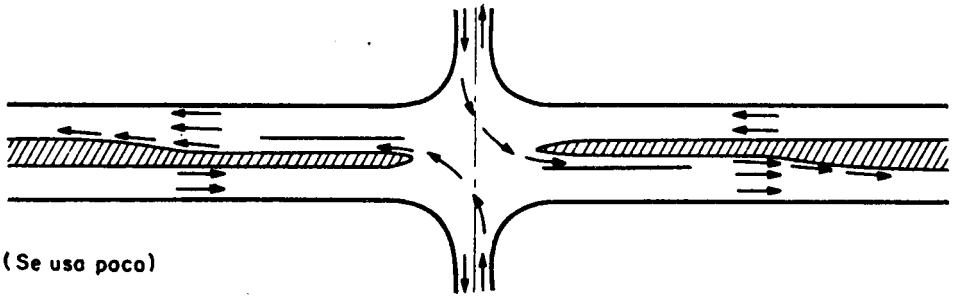
Una transición mejor que la anterior se logra con curvas inversas asimétricas, tal como se muestra en la Figura 11.36-B en las que el radio de la primera curva es el doble que el de la segunda. Para este caso, se considera que una longitud apropiada de la transición es de 28.50 m y su operación será semejante al caso anterior.

El uso de un tramo en tangente entre las curvas, Figura 11.36-C, proporciona una transición más deseable que la de las curvas inversas unidas directamente. El tramo en tangente deberá tener aproximadamente un tercio de la longitud total.

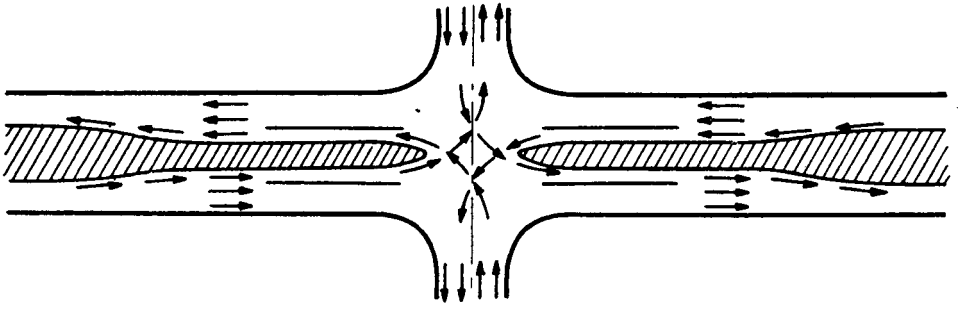
B) Anchura y longitud del carril adicional. Los carriles sobre la faja separadora central, Figuras 11.37 y 11.38, deberán tener cuando menos 3.05 m y preferentemente 3.65 m de ancho. Generalmente en el lado izquierdo del carril adicional existe una guarnición en cuyo caso, no es necesario proporcionar un ancho adicional para permitir a los conductores separarse de la guarnición, debido a la baja velocidad y a que los conductores van alerta cuando viajan en un carril auxiliar. Una anchura de



CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTA DE SALIDA
— A —

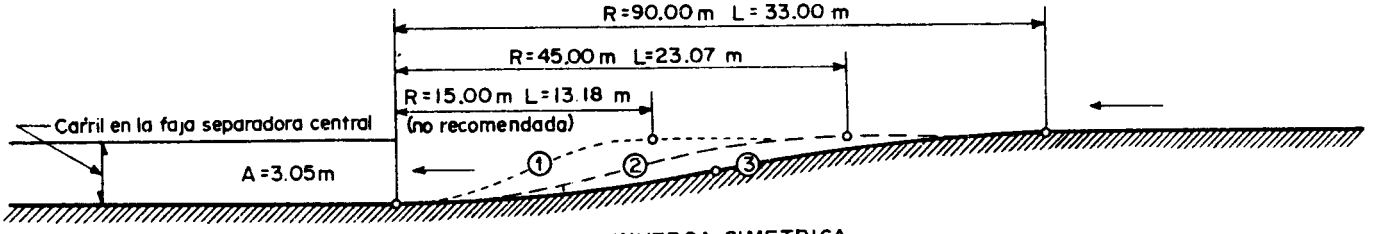


CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTA DE ENTRADA
— B —

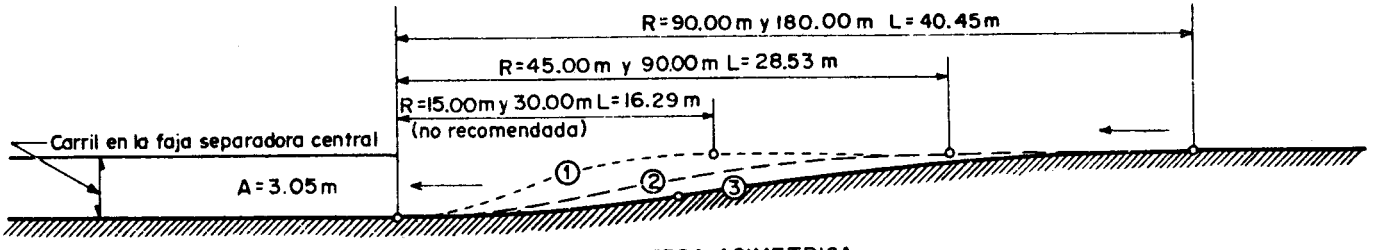


CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTAS DE ENTRADA Y SALIDA
— C —

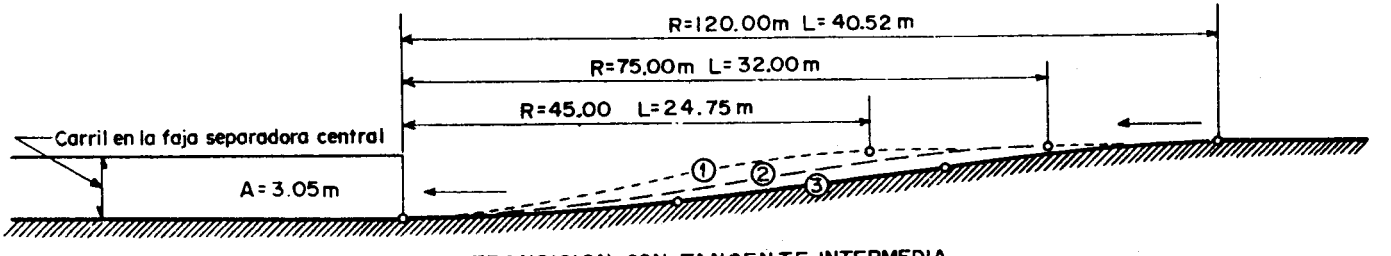
FIGURA 11.35. CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL



CURVA INVERSA SIMETRICA
- A -



CURVA INVERSA ASIMETRICA
- B -



NOTA: Longitudes para proyecto véase Tabla 12 - J

TRANSICION CON TANGENTE INTERMEDIA
- C -

FIGURA 11.36. TRANSICION DEL CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

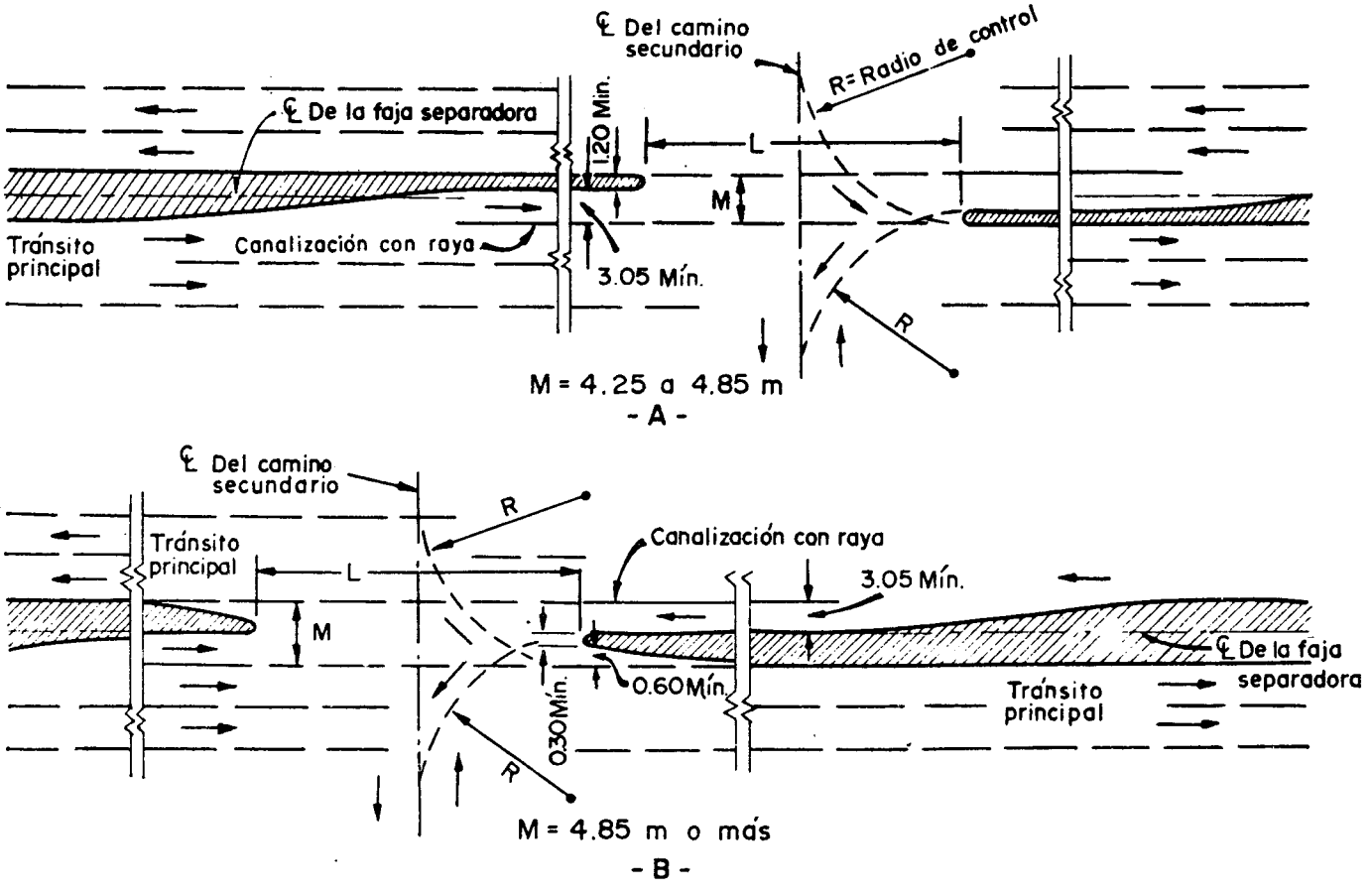
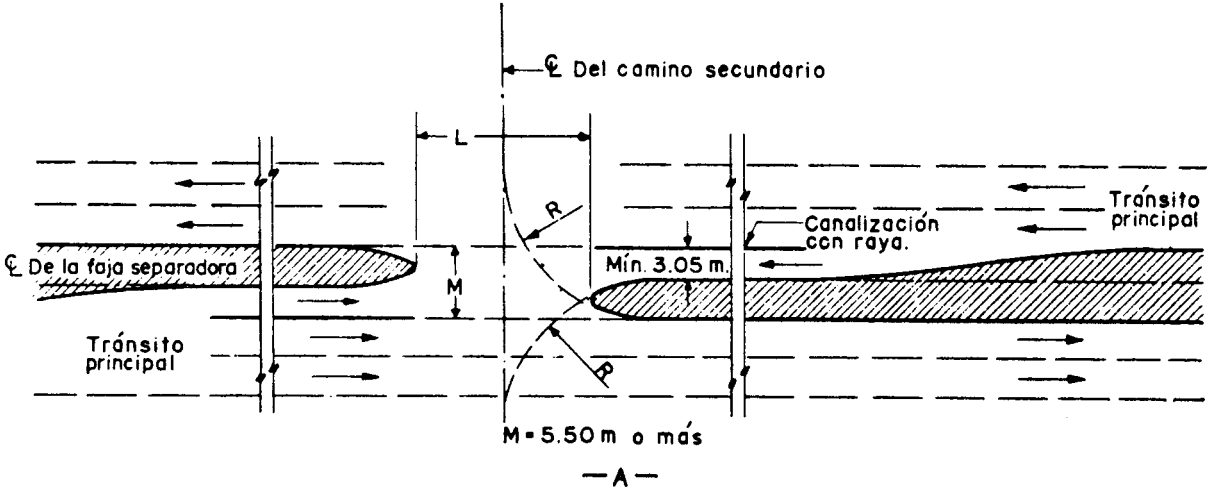


FIGURA 11.37. DISEÑOS MINIMOS DE CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL



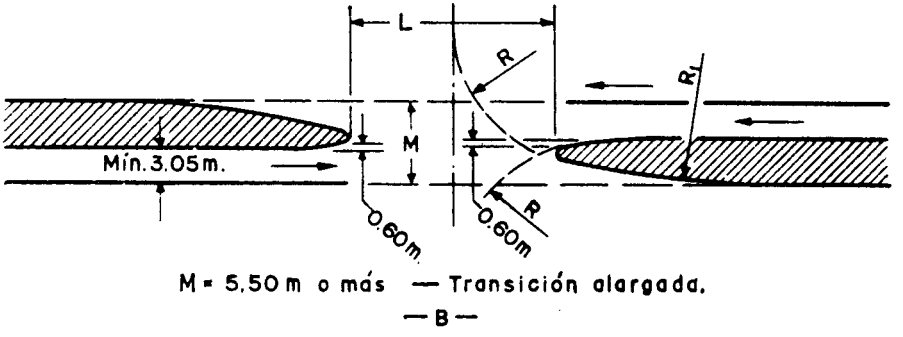


FIGURA 11.38. DISEÑOS DE CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL CON REMATE EN FORMA DE PUNTA DE BALA

3.65 m es deseable, cuando en la faja central se tiene una guarnición del tipo vertical.

En casos especiales de intersecciones canalizadas controladas con semáforos, se pueden proyectar sobre la faja separadora central dos carriles. En este caso el ancho adicional deberá oscilar entre 7.50 y 8.25 m, como se muestra en la tabla 11-H para el caso III, con alineamiento en tangente y en su caso una ampliación para guarnición vertical entre 0.30 y 0.60 m.

Los carriles sobre la faja separadora central, para movimientos de salida importantes, deberán proyectarse como un carril de cambio de velocidad; también sirven para almacenar vehículos que esperan completar su maniobra de vuelta, por lo que su longitud deberá ser suficiente para almacenar el número de vehículos que se espera arriben durante cualquier intervalo de tiempo, en el cual no pueda realizarse la vuelta izquierda. De preferencia, la longitud de almacenamiento deberá ser una adición a la longitud de cambio de velocidad, pero en ocasiones puede existir un traslape razonable.

Como una guía para el cálculo de la longitud de almacenamiento requerida, puede tomarse un minuto como intervalo de tiempo en que la vuelta izquierda no pueda realizarse. Si se supone que N es el número de vehículos que dan vuelta izquierda en la hora máxima, entonces, el promedio de vehículos que llegan por minuto será $N/60$ y puede considerarse un máximo del doble o sea $N/30$. Ahora bien, si se considera una longitud de 7.50 m para cada vehículo que llega a esperar una vuelta izquierda, se tendrá que la longitud de almacenamiento será:

Vehículos dando vuelta, por hora (N)	30	60	100	200	300
Longitud de almacenamiento requerida, en m	7.50	15.00	25.00	50.00	75.00

En el diseño mínimo de un carril sobre la faja separadora central, para baja velocidad y frecuentes cruces, pueden usarse las longitudes de transición que se muestran en la Figura 11.36, adicionándoles las distancias de almacenamiento, anteriormente citadas. La longitud de estos diseños mínimos no corresponde a la que proporciona un carril para cambio de velocidad, por lo que se consideran como una forma de diseño del remate de la faja separadora, para proteger la vuelta izquierda de los vehículos.

C) Remates para una faja separadora central reducida. El tratamiento que se le dé a los remates en una abertura de la faja separadora central, cuyo ancho se ha reducido para introducir un carril adicional para vueltas, como se muestra en las Figuras 11.37 y 11.38, depende en gran parte del ancho disponible en la faja ya reducida.

En la mayoría de los casos, la faja separadora central reducida se protege con guarniciones para delinear la orilla del carril y sirve para separar los movimientos opuestos, para proporcionar espacio necesario para señales, indicadores, postes de iluminación y como refugio de peatones. La faja reducida debe tener cuando menos un ancho de 1.20 y preferentemente 1.80 m, con el remate en forma semicircular.

En las fajas separadoras centrales con una anchura de 4.85 m o más, el extremo debe desplazarse hacia afuera del carril del tránsito principal de 0.60 a 1.80 m, con un ahusamiento gradual, para hacerlo menos vulnerable a los golpes, tal y como se indica en la Figura 11.37-B.

Cuando la faja tiene 5.50 m o más de ancho, Figura 11.38-A, el remate puede tener la forma de punta de bala con las ventajas que se han citado anteriormente. De preferencia, el desplazamiento del extremo debe ser mayor para los carriles del tránsito directo que el correspondiente al carril auxiliar, Figura 11.38-B.

D) Separación entre el carril adicional y el de tránsito directo. Debe definirse una separación entre el carril auxiliar en la faja separadora central y el lado izquierdo del carril del tránsito directo con el fin de dividir los movimientos. La forma más simple consiste en pintar una raya continua entre estos carriles, como se muestra en las Figuras 11.37 y 11.38. Puede lograrse una división más efectiva colocando una línea de botones de tránsito. La raya o los botones deberá empezar donde se tiene el ancho total del carril adicional y terminar en el extremo del remate de la faja separadora.

E) Proyectos especiales de vueltas izquierdas. Para los caminos de volúmenes y velocidades altas, es recomendable prohibir las vueltas izquierdas directas desde los carriles del camino principal, particularmente cuando la faja separadora central es angosta. Cuando los vehículos reducen su velocidad sobre el camino principal, se ha observado una alta incidencia de accidentes, ya que el tránsito principal alcanza a los vehículos parados o que han reducido su velocidad para efectuar la vuelta izquierda. En la Figura 11.39 se muestra un diseño que permite las vueltas izquierdas a través de un enlace separado que conecta el camino principal con el secundario que lo cruza. El diseño de este tipo tiene la ventaja de evitar las vueltas izquierdas directas desde el camino principal, permitiendo a los vehículos salir sobre el lado derecho. Los vehículos que van a dar la vuelta izquierda, están en posibilidad de cruzar los carriles del camino principal, con un poco de recorrido extra. A través del uso de este tipo de diseño se ha apreciado una reducción de accidentes en caminos de altos volúmenes de tránsito con cruces a nivel, sobre todo cuando se tienen dispositivos de control del tránsito.

11.4.4 Relaciones velocidad-curvatura

Tal como se indicó en el inciso 11.4.1, los vehículos que dan vuelta en las intersecciones proyectadas con dimensiones mínimas, tienen que circular a bajas velocidades, tal vez menores de 15 km/h. Lo deseable sería proyectar para que los vehículos circulasen a velocidades más altas, pero en la mayoría de los casos de intersecciones a nivel, por seguridad y economía es necesario proyectar para velocidades bajas. Las velocidades para las cuales deben proyectarse las curvas de una intersección, dependen en gran parte, de las velocidades de los vehículos en los caminos que se intersectan, del tipo de la intersección, de los volúmenes del tránsito directo y del que da vuelta. Generalmente, una velocidad deseable en las curvas de la intersección, es la velocidad de marcha que llevan los vehículos en los caminos que se intersectan. Los enlaces proyectados con esta velocidad presentan pocos obstáculos a la fluidez del tránsito y pueden justificarse en algunas intersecciones para vueltas en que no existen conflictos con peatones o con vehículos de otra corriente de tránsito.

Las curvas en las intersecciones no deben ser consideradas de la misma categoría que las de un camino abierto, pues los conductores en una inter-

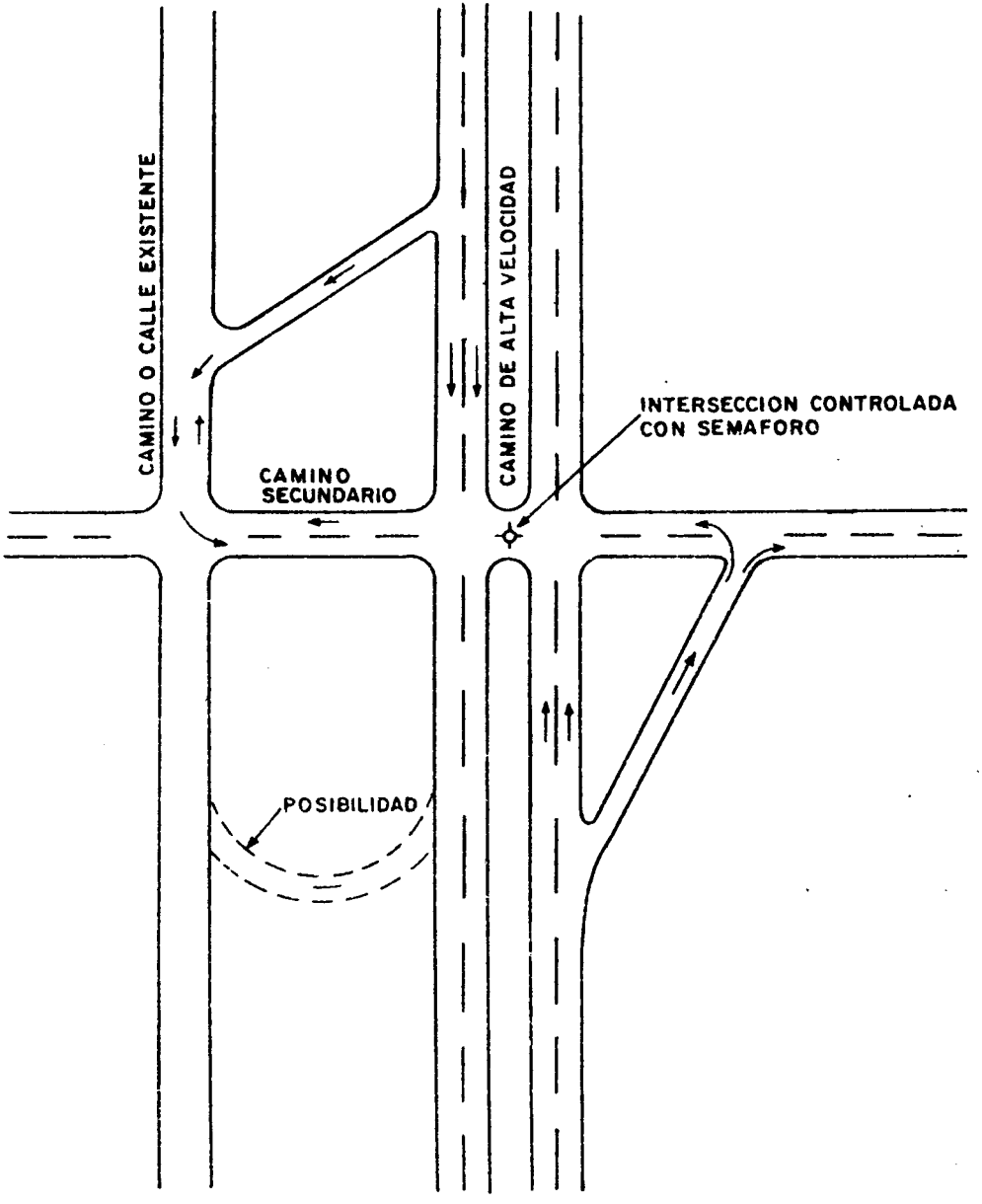


FIGURA 11.39. DISEÑO ESPECIAL DE VUELTA IZQUIERDA PARA EL TRANSITO QUE DEJA UNA CARRETERA CON FAJA SEPARADORA ANGOSTA

sección, aceptan mayores coeficientes de fricción lateral que los que tendrían en camino abierto, por darse cuenta de las condiciones críticas del lugar.

A) Radios mínimos para curvas en intersecciones. En la Figura 11.40 están indicados los resultados de los estudios efectuados acerca de las relaciones velocidad-curvatura. Para el análisis de estos datos, se supone que el 95 percentil de la velocidad del tránsito, representa aproximadamente la velocidad de proyecto, la cual corresponde generalmente a la velocidad adoptada por el grupo de conductores que viaja más rápido. En la figura se indican los coeficientes de la fricción lateral tomando en cuenta la sobreelevación, obtenidos en treinta y cuatro curvas distintas. Como resultado de estos estudios se obtuvo una curva representativa de los muestreos realizados que indica la relación entre la velocidad de proyecto y los coeficientes de fricción lateral. Esta curva tiene la particularidad de que a velocidades de 70 km/h se hizo coincidir con los valores empleados en camino abierto y están mostrados con línea interrumpida en la parte superior izquierda de la figura. Si se considera el valor antes citado como límite

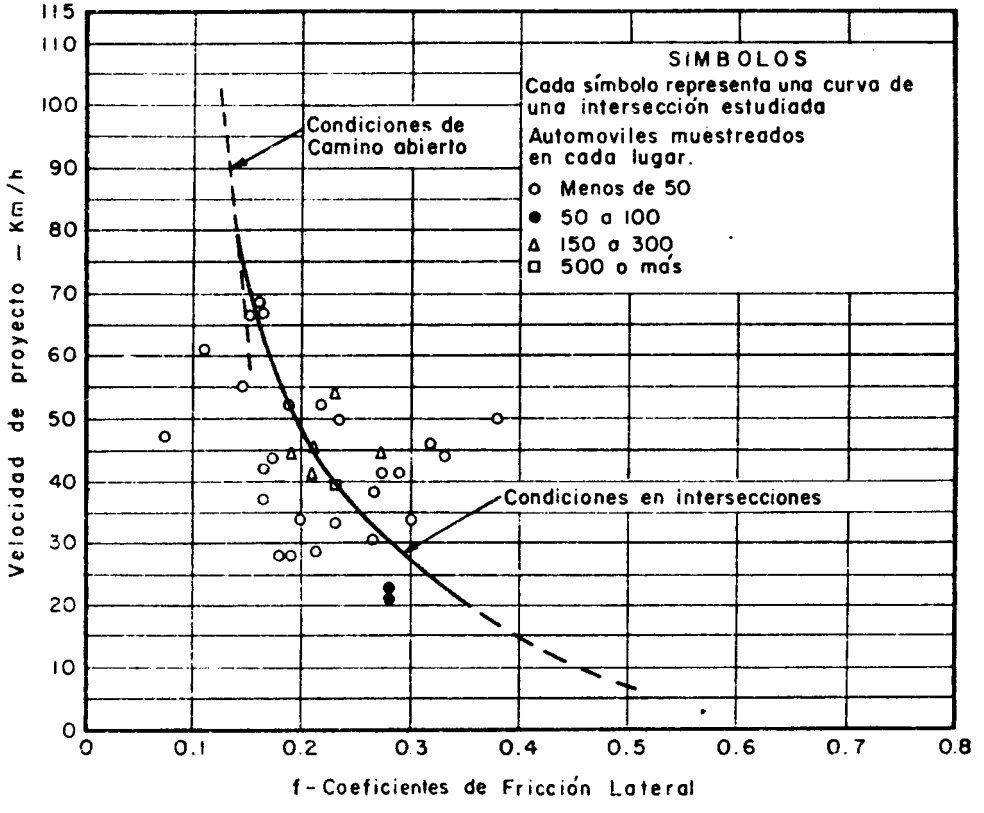


FIGURA 11.40. RELACION ENTRE VELOCIDAD DE PROYECTO Y COEFICIENTE DE FRICCION LATERAL EN INTERSECCIONES

para altas velocidades y el coeficiente de 0.5 como límite para bajas velocidades, se habrá determinado la curva que relaciona la velocidad de proyecto con los coeficientes de fricción lateral en las intersecciones.

Con esta relación establecida y suponiendo la sobreelevación que puede tener la curva, se calcula el radio mínimo para varias velocidades de proyecto. Obviamente a diferentes sobreelevaciones corresponden radios diferentes, para una velocidad de proyecto y coeficientes de fricción lateral dados. Para el proyecto de una curva en una intersección es deseable establecer un radio mínimo para cada velocidad de proyecto. Esta se logra suponiendo igualmente una sobreelevación mínima en cada caso. Si se proporciona una sobreelevación mayor que la mínima, los conductores podrán manejar en las curvas más rápido o bien más confortablemente, debido a la fricción lateral menor.

La sobreelevación mínima que se toma para propósitos del cálculo, varía desde cero para una velocidad de 25 km/h, hasta 0.08 para una velocidad de 60 km/h. Empleando estos valores y los coeficientes de fricción lateral de la Figura 11.40, se calculan los radios mínimos para curvas en intersecciones, operando los vehículos a la velocidad de proyecto. Estos valores se muestran en la tabla 11-E.

Los radios mínimos recomendados en la tabla 11-E, deben usarse para el diseño de la orilla interna de la calzada y no para el centro de la trayectoria del vehículo o el eje de la vía.

Los radios mínimos de la tabla 11-E, están representados por la línea continua más gruesa a la izquierda de la Figura 11.41. La línea continua más delgada en la parte superior derecha, muestra la relación entre la velocidad de proyecto y el radio mínimo en camino abierto, empleando los valores de sobreelevación mostrados en la parte superior izquierda. La unión de las líneas gruesa y delgada, indica que en las curvas de intersecciones se alcanzan las condiciones de camino abierto, cuando la curvatura es tan suave que permite velocidades entre 60 y 80 km/h.

Además de la velocidad de proyecto, se usa la velocidad de marcha en la consideración de ciertos elementos del proyecto de la intersección. Los puntos indicados con cruces en la Figura 11.41, son velocidades observadas en las mismas curvas de las intersecciones citadas anteriormente. La línea interrumpida con guiones largos, obtenida de esos estudios, representa la velocidad de marcha en las curvas de las intersecciones. Esta curva cruza la línea interrumpida de guiones cortos, la cual indica la velocidad de marcha para camino abierto.

11.4.5 Curvas de transición

Los vehículos que dan vuelta en las intersecciones lo hacen siguiendo trayectorias de transición en la misma forma que lo hacen en las curvas de camino abierto. Si no se proyectan las curvas adecuadamente, los conductores pueden desviarse de su trayectoria e invadir el carril adyacente o el acotamiento. Las curvas de transición que mejor se ajustan a las trayectorias naturales son las curvas espirales, las cuales se proyectan entre una tangente y un arco circular, o bien entre dos arcos circulares de radios distintos. También pueden utilizarse curvas circulares compuestas ajus-

Velocidad de proyecto km/h	25	30	40	50	60	70
Coeficiente de fricción lateral (μ)	0.32	0.27	0.23	0.20	0.17	0.15
Sobreelevación (s)	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10
Total $s+\mu$	0.32	0.29	0.27	0.26	0.25	0.25
Radio mínimo calculado (R), metros	15.33	24.36	46.52	75.48	113.40	153.86
Valores para proyecto						
Radio mínimo, metros	15	24	47	75	113	154
Grado máximo de curvatura	—	48	24	15	10	8

NOTA: Para velocidades de proyecto de 70 km/h o mayores, úsense valores para condiciones de camino abierto.

Fórmula empleada:

$$s+\mu = 0.00785\,\frac{V^2}{R}$$

TABLA 11-E. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS EN INTERSECCIONES

tadas a las trayectorias de transición. Los tramos en transición se aprovechan para hacer el cambio de la sección transversal normal a la sección transversal sobreelevada.

A) Longitud de la espiral de transición. La longitud de la espiral en intersecciones se determina de la misma manera que en las curvas de camino abierto. En las intersecciones, la longitud de las espirales puede ser menor debido a que los conductores aceptan cambios más rápidos en la dirección del viaje. Es decir, que la aceleración centrípeta C, en curvas de intersecciones, puede ser mayor que en las curvas de camino abierto en las cuales se aceptan valores que varían entre 0.30 y 0.90 m/seg^3. En curvas de intersecciones, se supone que C varía desde 0.75 m/seg^3 para 80 km/h hasta 1.24 m/seg^3 para 30 km/h. Aplicando estos valores en la fórmula de Shortt, se obtuvieron las longitudes de espirales para curvas en intersecciones que se indican en la tabla 11-F. Los valores que se mues-

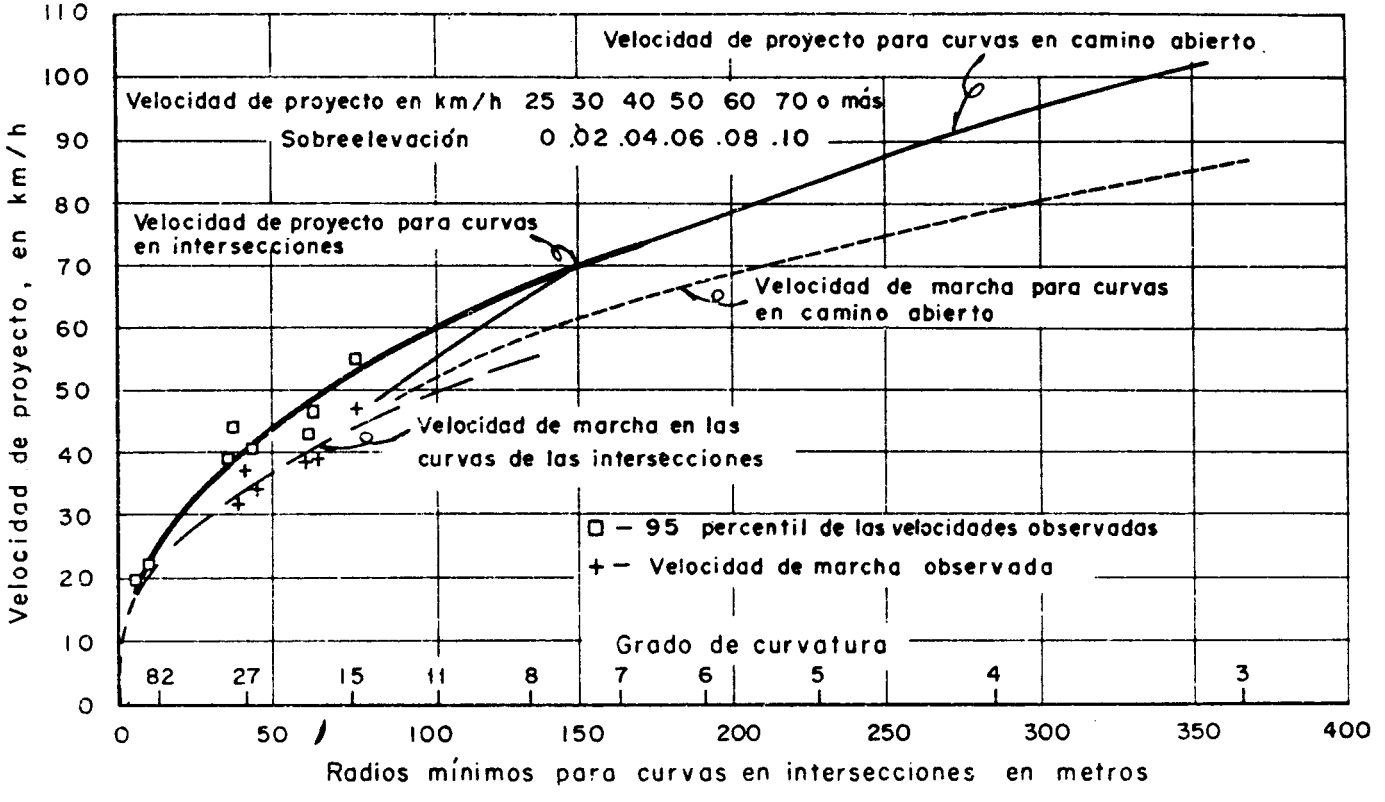


FIGURA 11.41. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS EN INTERSECCIONES

Las curvas compuestas no deben ser muy cortas para no hacer peligrosa su función de permitir la operación de cambio de una tangente o curva suave a una curva forzada.

En una serie de curvas, cuyos radios van disminuyendo, cada curva debe tener la suficiente longitud para permitir al conductor descelerar gradualmente. En las intersecciones se considera razonable una desceleración de 5 km/h por segundo, aunque la deseable es de 3 km/h por segundo. Sobre esta base, en la tabla 11-G se indican las longitudes mínimas usando las velocidades de marcha, como se muestra en la Figura 11.41. Las longitudes mínimas están basadas en desceleraciones de 5 km/h por segundo, y las deseables en 3 km/h por segundo. Para este último valor se requiere emplear muy poco los frenos del vehículo, ya que el frenar con el motor equivale a reducciones de 1.6 y 2.2 km/h por segundo, aproximadamente.

Radio, m	30	45	60	75	90	120	150 o más
	Longitud del arco circular:						
Mínima, m	12	15	18	24	30	36	42
Deseable, m	18	21	27	36	42	54	60

TABLA 11-G. LONGITUD DE ARCOS CIRCULARES DE UNA CURVA COMPUESTA CUANDO ESTA SEGUIDA DE UNA CURVA DE RADIO IGUAL A LA MITAD, O PRECEDIDA DE UNA CURVA DE RADIO IGUAL AL DOBLE

Los valores indicados en la tabla 11-G, se obtuvieron considerando que la trayectoria del viaje es en la dirección de la curva más pronunciada, también son aplicables para la condición de aceleración, cuando la dirección del viaje es de la curva forzada a la más suave.

C) Transiciones en los extremos de los enlaces. Una parte importante en el diseño de las intersecciones, es proporcionar un alineamiento adecuado de la orilla de la calzada, en donde los extremos del enlace se separan de o se juntan con las ramas de la intersección.

La facilidad y la suavidad de la operación resulta cuando la orilla de la calzada se proyecta con curvas de transición de la forma y longitud necesaria para evitar una desceleración brusca de los vehículos antes de entrar al enlace y para permitir el desarrollo de la sobreelevación antes de la curvatura máxima y para que los vehículos puedan seguir su trayectoria natural.

En las Figuras 11.42 y 11.43 se ilustran varias soluciones mediante curvas de transición aplicables al extremo de un enlace proyectado para velocidades de 30 y 50 km/h, respectivamente y que sale de un camino. Conforme se aumenta el desplazamiento (p) de la tangente de la orilla de la calzada del camino a la curva de radio mínimo, se proporcionan progresivamente salidas más suaves y adecuadas. La trayectoria correspondiente a la curva circular simple de la Figura 11.42-A mejora notablemente, uniendo el extremo de la curva con la orilla de la calzada del camino por medio de

tran, son para los radios mínimos correspondientes a la velocidad de proyecto.

Velocidades de proyecto en la curva, en km/h	25	30	40	50	60	70
Radio mínimo, en m	15.0	24.0	47.0	76.0	113.0	154.0
C supuesto, en m/seg^3	1.30	1.25	1.15	1.05	0.95	0.85
Longitud de espiral calculada, en m	17.2	19.3	25.4	33.6	43.1	56.2
Longitud mínima de espiral recomendable, en m	17	19	25	34	43	56
Desplazamiento de la curva circular respecto a la tangente, en m	0.81	0.64	0.57	0.62	0.68	0.85

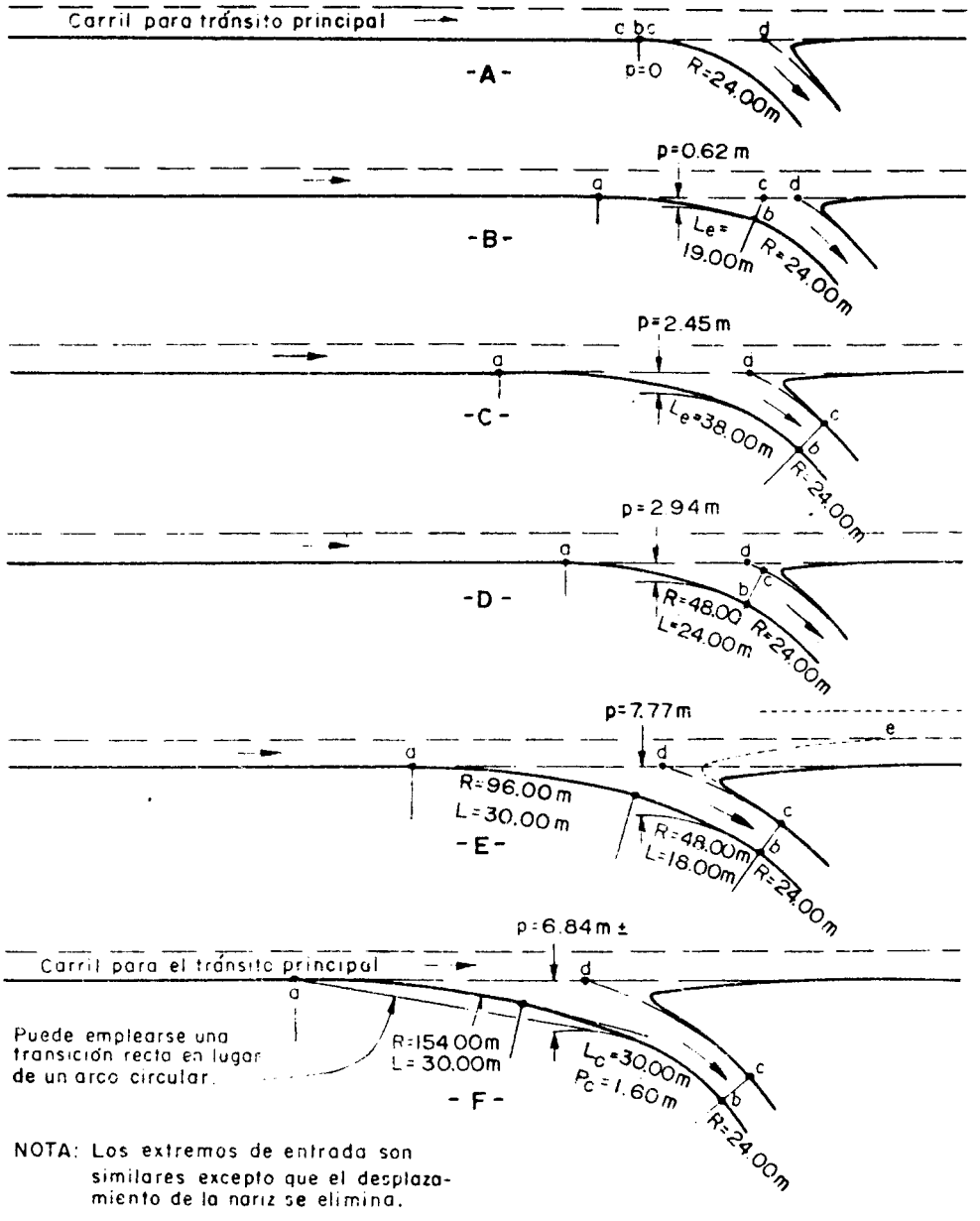
NOTA. Las longitudes de las espirales se determinan de la misma manera que para camino abierto.

TABLA 11-F. LONGITUDES MINIMAS DE ESPIRALES PARA CURVAS DE INTERSECCIONES

Las espirales pueden usarse ventajosamente entre dos arcos circulares de radios muy distintos. En este caso la longitud de la espiral puede obtenerse de la tabla 11-F usando el radio equivalente a la diferencia de los grados de curvatura de los arcos. Por ejemplo: dos curvas que van a unirse por medio de una espiral, tienen curvaturas de 5 y 14 grados o radios de 229.18 y 81.85 m, respectivamente. La diferencia de grados de curvaturas es de 9, la cual corresponde a un radio de 127.32 m.* Este radio es un valor intermedio entre 113.00 m y 154.00 m de la tabla 11-F, para el cual resulta, interpolando, una longitud de espiral mínima de 48 m, aproximadamente.

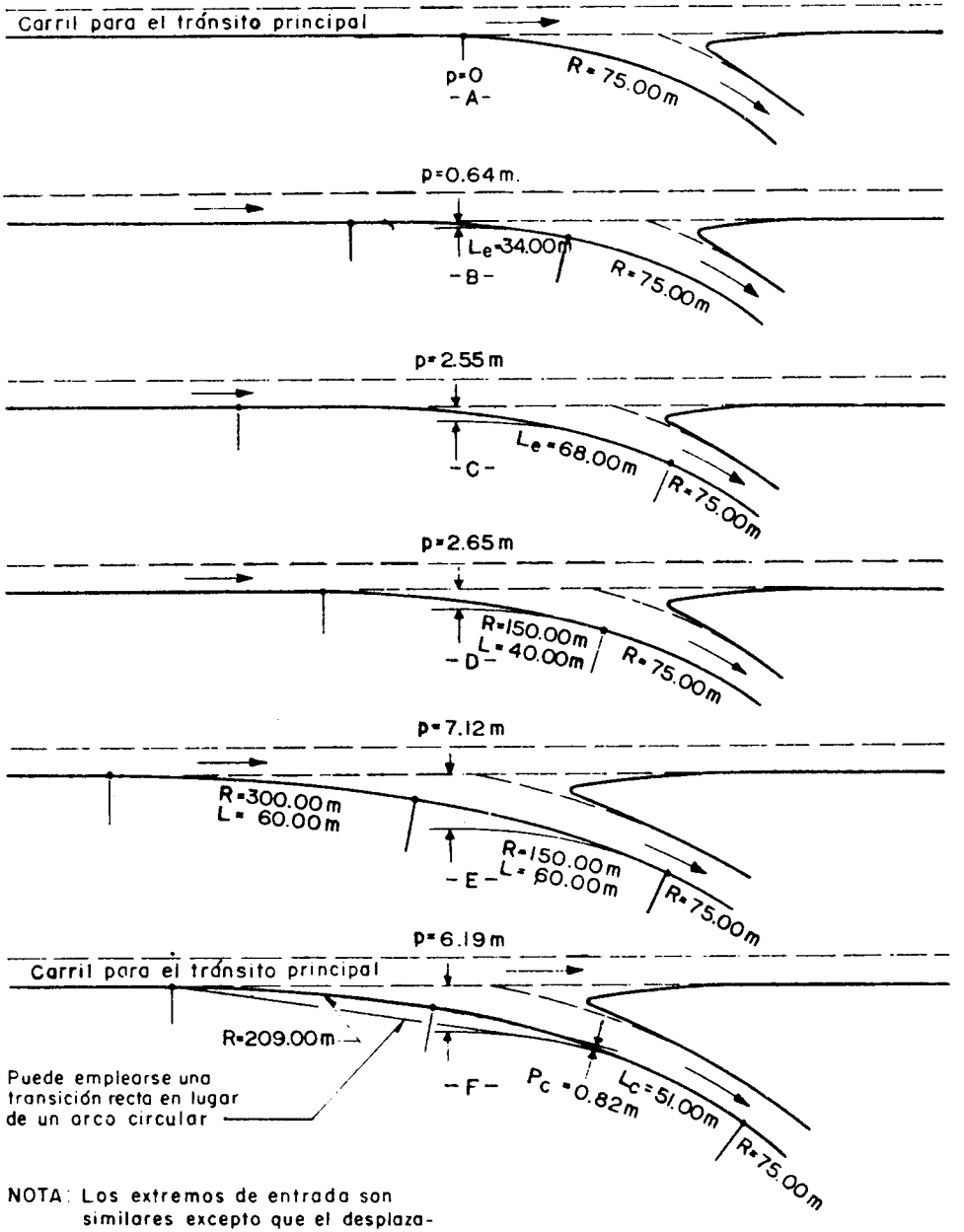
$$* R = \frac{180^\circ \times 20\text{m}}{\pi G} = \frac{1\,145.92}{G} = 127.32\text{m}$$

B) Curvas circulares compuestas. Las curvas circulares compuestas son apropiadas para dar la forma que se desea a las curvas en los enlaces de las intersecciones. El uso de curvas compuestas en camino abierto, se ha limitado a que la relación de los radios más grandes a los más cortos sea como máximo de 1.5. En las intersecciones, donde los conductores aceptan cambios más rápidos de dirección y velocidad, esta relación puede llegar a ser 2. Una relación máxima deseable es de 1.75. Cuando la relación sea mayor de 2, deberá intercalarse entre las dos curvas una espiral de longitud adecuada o un arco circular de radio intermedio. En los diseños mínimos, en los cuales se ha considerado que la curva de la orilla interna de la calzada se ajusta a la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto, esta recomendación no es válida, puesto que se aceptan para estos casos relaciones más grandes, como se muestra en las Figuras 11.20 a 11.22 y 11.25.



NOTA: Los extremos de entrada son similares excepto que el desplazamiento de la nariz se elimina.

FIGURA 11.42. TRANSICIONES EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES. DISEÑOS PARA 30 KM/H



NOTA: Los extremos de entrada son similares excepto que el desplazamiento de la nariz se elimina.

FIGURA 11.43. TRANSICIONES EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES. DISEÑOS PARA 50 KM/H

una curva espiral de longitud mínima, como se muestra en la Figura 11.42-B Sin embargo, esta pequeña espiral no proporciona la longitud necesaria para desarrollar gradualmente la sobreelevación que requiere la curva circular, debido a que la cuña del pavimento adicional, $a - b - c$, es demasiado pequeña. Duplicando la longitud mínima de la espiral, Figura 11.42-C, el desplazamiento (p) aumenta a cerca de 2.50 m, lo cual permite una mejor trayectoria y mayor área $a - b - c - d$ para desarrollar la sobreelevación. Se pueden obtener resultados análogos aunque no siempre tan satisfactorios, con un arco circular de radio doble del mínimo, Figura 11.42-D.

Todavía se puede obtener un mejor alineamiento empleando una curva compuesta, Figura 11.42-E. En este caso, la curva de 24.00 m de radio es precedida de curvas de 48.00 y 96.00 m de radio, cuyas longitudes son aproximadamente las mínimas indicadas en la tabla 11-G. Este tipo de salida requiere un espacio mayor, debido a que el desplazamiento (p) es mayor de 7.00 m. Este diseño es superior a los ejemplos anteriores porque proporciona un cambio más gradual en la salida, con un espacio para la desceleración del tránsito y una mayor superficie para desarrollar la transición de la sobreelevación. En la Figura 11.42-F se muestra un tipo similar de salida, mediante una curva circular relativamente suave y una espiral entre esta curva y la de radio mínimo. El radio seleccionado para la curva inicial corresponde a una velocidad de proyecto de 70 km/h, o sea 40 km/h más que la velocidad de la curva mínima de 24.00 m de radio del enlace. Donde principia la espiral, se deberá tener un ancho aproximadamente igual al ancho de un carril.

Las Figuras 11.42-E y 11.42-F muestran el tipo de alineamiento que el proyectista deberá seguir en los lugares donde los movimientos de vuelta derecha deben canalizarse. especialmente cuando el tránsito sea intenso o se necesite acomodar vehículos largos. Cuando no sea factible aplicar estos diseños, deberán usarse alineamientos semejantes a los mostrados en la Figura 11.42-C. El diseño con un solo arco circular, como el de la Figura 11.42-A, por regla general debe evitarse. La misma explicación general se aplica a la Figura 11.43, en donde el enlace está proyectado por una velocidad de 50 km/h.

En las Figuras 11.42 y 11.43, se ilustra el extremo de un enlace que se separa de una carretera, pero pueden aplicarse diseños semejantes para el extremo que se une al camino, excepto en lo que se refiere a la nariz, la cual para los extremos de entrada no sufre desplazamientos en las orillas de la calzada.

En los diseños de las Figuras 11.42 y 11.43, se supone que una parte o todos los cambios necesarios de velocidad tienen lugar en el carril de tránsito principal. Los croquis mostrados también son aplicables cuando se añade un carril auxiliar paralelo o de cambio de velocidad. Si el carril exterior es de desceleración, la transición en la nariz será como lo muestra la línea punteada en la Figura 11.42-E, haciéndose la unión con la orilla de la calzada del carril de tránsito principal en el punto e.

Una solución alterna en el diseño de los extremos sería utilizar una línea recta en lugar de un arco circular, para unir la orilla del carril del tránsito principal con la curva desplazada de radio mínimo, como se ilustra en la Figura 11.42-F. Esta disposición requiere mayor superficie de pavimento, pero proporciona un cambio de dirección y una desceleración gradual al salir de los carriles del tránsito principal.

11.4.6 Ancho de la calzada en los enlaces

Los anchos de la calzada en los enlaces dependen de una serie de factores, entre los cuales están incluidos como principales: el volumen del tránsito y su composición, las características geométricas de los vehículos de proyecto, los grados de curvatura, el tipo de operación que se tendrá en los enlaces y algunas consideraciones con respecto a la distancia entre el vehículo y las orillas de la calzada.

Para fines de proyecto se consideran los siguientes tipos de operación:

I Operación en un solo sentido, con un solo carril y sin previsión para rebase.

II Operación en un solo sentido, con un solo carril y con previsión de rebase a vehículos estacionados.

III Operación en uno o en dos sentidos de circulación y con dos carriles.

Las condiciones anteriores se ilustran en la Figura 11.44.

El caso I puede aplicarse para enlaces relativamente cortos, siempre que los volúmenes de tránsito sean moderados o bajos.

El proyecto para el caso II permite rebasar a los vehículos estacionados, el espacio aun cuando es restringido permite la circulación, que ha de realizarse a velocidades bajas; se recomienda para volúmenes que no excedan la capacidad de un solo carril.

Los anchos del caso III se emplean cuando la operación es en dos sentidos, o cuando el volumen de tránsito es tan intenso que requiere de dos carriles para un solo sentido.

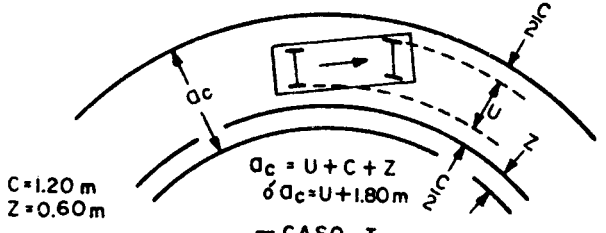
En el cálculo de la anchura de la calzada en curva a_c intervienen los siguientes elementos:

EV = Entrevía (m).
U = Distancia entre las trayectorias extremas de las ruedas del vehículo dentro de la curva (m).
R_G = Radio de giro de la rueda delantera externa (m).
DE = Distancia entre ejes del vehículo (m).
F_A = Proyección del vuelo delantero (m).
R = Radio de la orilla interna de la calzada (m).
F_B = Proyección del vuelo trasero (m).
V = Velocidad de proyecto (km/h).
C = Distancia libre entre vehículos (m).
Z = Ancho adicional por dificultades de maniobra (m).

A continuación se define brevemente cada uno de estos elementos dando en su caso una expresión para obtenerlos.

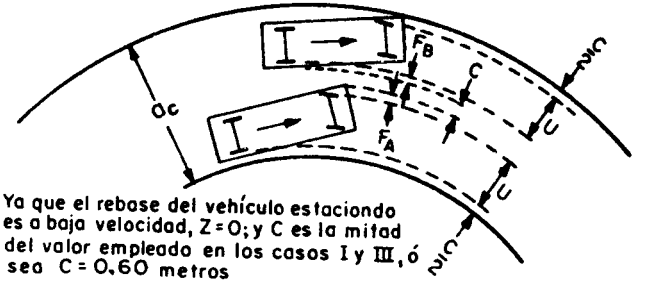
Entrevía EV es la distancia entre las caras externas de las ruedas traseras. Su valor depende del vehículo de proyecto seleccionado.

El ancho de la rodada en curva U se mide entre la trayectoria de la rueda delantera exterior y la de la rueda trasera interior, entre caras externas de las llantas; su valor depende del vehículo de proyecto seleccionado. Su determinación numérica está basada en la expresión siguiente:



— CASO I —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y SIN PREVISION PARA REBASE



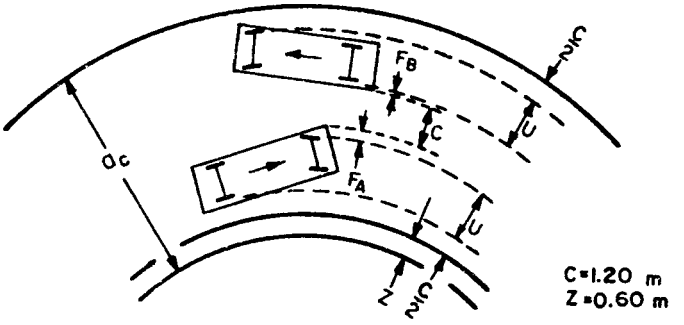
Ya que el rebase del vehículo estaciondo es a baja velocidad, Z=0; y C es la mitad del valor empleado en los casos I y III, ó sea C = 0.60 metros

$a_c = 2(U+C)+F_A+F_B$ ó

$a_c = 2U+F_A+F_B+1.20m.$

— CASO II —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y CON PREVISION DE REBASE A VEHICULOS ESTACIONADOS



$a_c = 2(U+C)+F_A+F_B+Z$ ó

$a_c = 2U+F_A+F_B+3.00m$

— CASO III —

OPERACION EN UNO O EN DOS SENTIDOS DE CIRCULACION Y CON DOS CARRILES

U=Distancia entre las trayectorias extremas de las ruedas del vehículo dentro de la curva, (m)

F_A= Proyección del vuelo delantero, (m)

F_B= Proyección del vuelo trasero, (m)

C= Distancia libre entre vehículos, (m)

Z= Ancho adicional por dificultad de maniobra, (m)

NOTA: En las fórmulas para los casos II y III si el vehículo rebasado es de diferente tipo, 2U se convertirá en U_1+U_2.

FIGURA 11.44. ANCHO DE LA CALZADA EN LOS ENLACES

$$U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - DE^2}$$

La ecuación anterior se aplica únicamente a los vehículos formados por una sola unidad; los valores correspondientes para los semirremolques se obtienen de modelos a escala. Los valores para los diferentes tipos de vehículos y para diferentes radios de giro se muestran en las curvas de la Figura 11.45.

Los valores para el radio de giro mínimo y la distancia entre ejes se obtienen para los diferentes vehículos de proyecto de la tabla 5-E mostrada en el Capítulo V referente a Elementos Básicos para el Proyecto.

La proyección del vuelo delantero F_A es la distancia radial entre la cara externa de la rueda delantera exterior y la trayectoria del borde delantero exterior de la carrocería. Sus valores para los diferentes vehículos de proyecto y diferentes radios de giro de la rueda delantera externa, se muestran en las curvas de la Figura 11.46.

La proyección del vuelo trasero F_B es la distancia radial entre la cara externa de la rueda trasera interna y el borde trasero interior de la carrocería. En los automóviles la carrocería es 0.30 m más ancha que la distancia entre caras externas de las ruedas traseras, por lo que F_B es igual a 0.15 m. En cambio, en los camiones el ancho de la carrocería es el mismo que la entrevía, de donde $F_B = 0$. Estos valores aparecen en la esquina superior derecha de la Figura 11.46.

El ancho adicional por dificultad de maniobra (Z) proporciona una tolerancia para las distintas formas de manejar de los conductores. Se mide radialmente y se aplica en la orilla interior de la calzada conservándose uniforme en toda la curva. Su valor se obtiene a partir de la siguiente expresión empírica:

$$Z = \sqrt{\frac{0.10\,V}{R}}$$

en donde:
Z y R, en metros y
V, en km/h

Para los valores de V y R empleados usualmente en intersecciones, Z es un valor casi constante de 0.60 m.

La velocidad V y el radio R están ligados entre sí y sus valores de proyecto se trataron en el inciso 11.4.4.

La distancia libre entre vehículos C es la separación entre las carrocerías de los vehículos que se encuentran o rebasan. Su valor para proyecto es igual o mayor de 1.20 m.

Los anchos de calzada para cada uno de los casos de operación se denominan a_c. En la Figura 11.44 se muestran las fórmulas para obtener a_c y los valores de los factores que intervienen, para cada caso de operación. Para el caso I no se consideran las salientes de la carrocería ni la separación entre vehículos, puesto que no hay rebases ni encuentros. La maniobra de rebase en el caso II es una maniobra ocasional que sucede únicamente cuando algún vehículo debe detenerse por una situación de emergencia; es por ello que se elimina el valor de Z y el valor de C empleado, es la mitad que el utilizado para los casos I y III, o sea 0.60 m. En el proyecto correspondiente al caso III se emplean los valores normales, Z = 0.60 m, C = 1.20 m y F_A, F_B y U los correspondientes al vehículo o vehículos de proyecto.

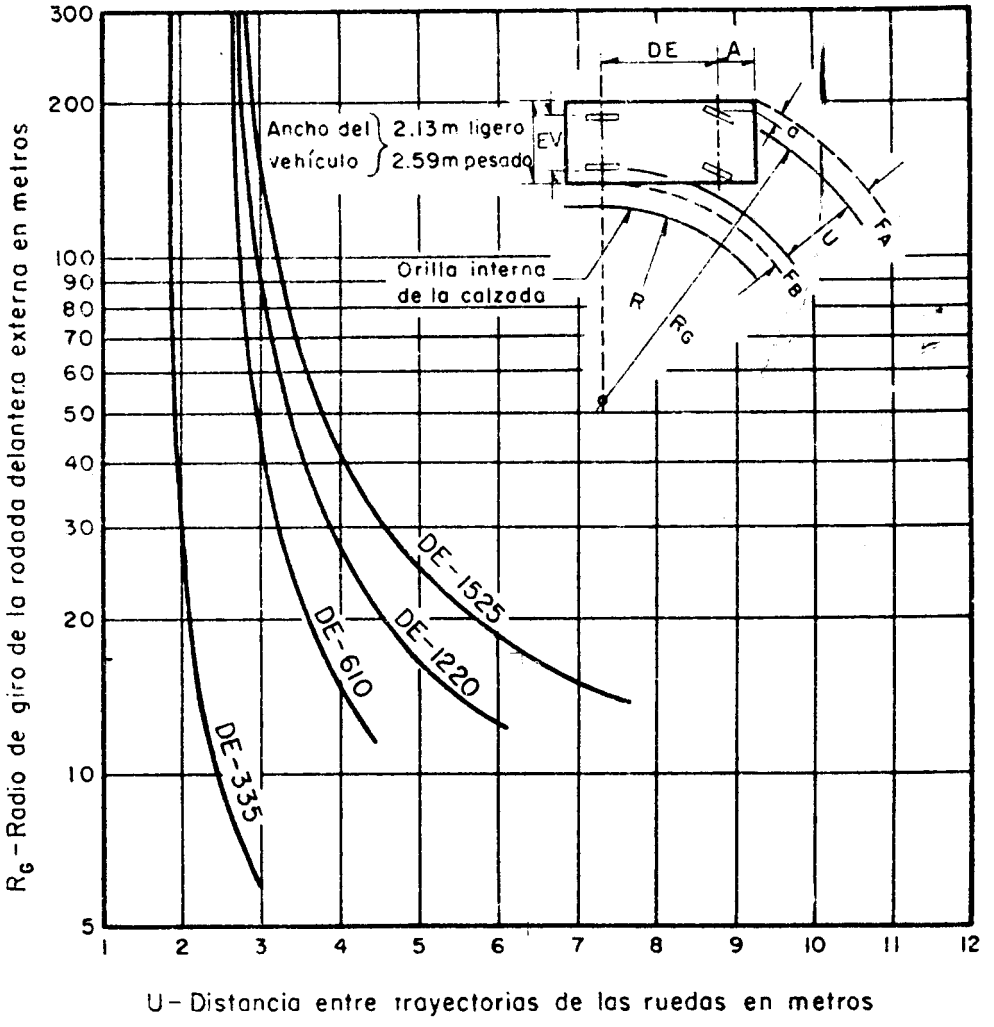


FIGURA 11.45. DISTANCIA ENTRE LAS TRAYECTORIAS EXTERNAS DE LAS RUEDAS DEL VEHICULO DENTRO DE LA CURVA

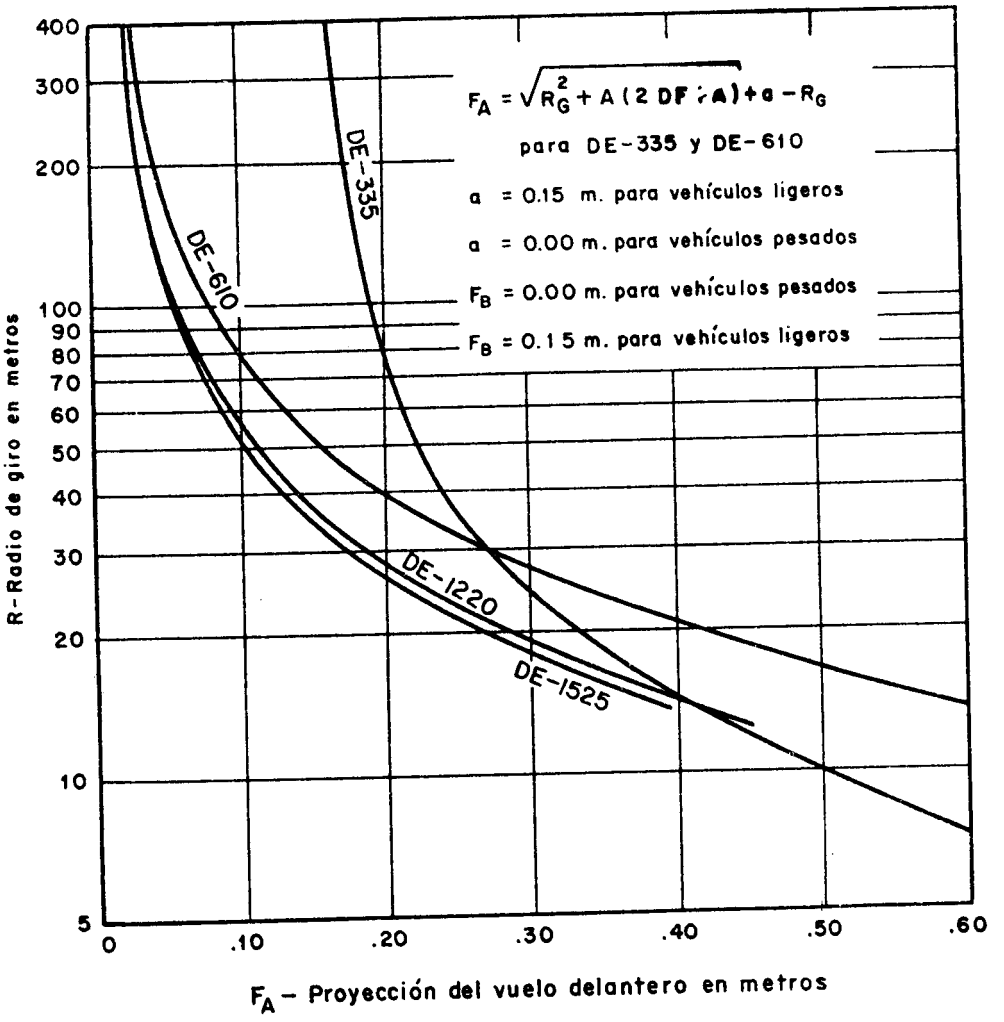


FIGURA 11.46. PROYECCION DEL VUELO DELANTERO DEL VEHICULO

Independientemente del tipo de operación para el cual se ha decidido proyectar, de acuerdo con las condiciones esperadas, es necesario conocer el tipo de vehículos que operarán en el enlace antes de determinar el ancho de la calzada. Para fines de proyecto se analizan tres condiciones de tránsito, las cuales se describen a continuación:

Condición de Tránsito A: predominantemente vehículos de proyecto DE-335, pero con algunos camiones DE-610.

Condición de Tránsito B: un número suficiente de vehículos DE-610 como para gobernar el proyecto, pero con algunos semirremolques.

Condición de Tránsito C: suficientes vehículos DE-1220, o DE-1525 para gobernar el proyecto.

Las condiciones de Tránsito A, B y C, están descritas en términos muy generales debido a que usualmente no se dispone de los datos de tránsito de cada tipo de vehículos, que permitan definir con precisión estas condiciones de tránsito en relación con el ancho de la calzada.

Para fines de proyecto se supone un tipo o tipos de vehículos por cada caso de operación en combinación con las diferentes condiciones de tránsito. Los tipos seleccionados se presentan en la siguiente tabla:

CASO DE OPERACION	CONDICIONES DE TRANSITO		
	A	B	C
Caso I.....	DE — 335	DE — 610	DE — 1220
Caso II.....	DE-335 — DE-335	DE-335 — DE-610	DE-610 — DE-610
Caso III.....	DE-335 — DE-610	DE-610 — DE-610	DE-1220 — DE-1525

La combinación de vehículos, por ejemplo DE-335 - DE-610 para el caso II y condición de tránsito B, significa que un vehículo DE-335 puede rebasar a un vehículo DE-610, o viceversa.

El hecho de proyectar para un cierto vehículo, no necesariamente imposibilita el paso de un vehículo de mayores dimensiones, aunque reduce su velocidad de operación y su libertad de maniobra, requiriéndose una mayor habilidad del conductor. En la siguiente tabla se muestran los vehículos más grandes que pueden circular por los enlaces, de acuerdo con los vehículos de proyecto empleados para cada combinación de caso de operación y condición de tránsito mostradas en la tabla anterior:

CASO DE OPERACION	CONDICIONES DE TRANSITO		
	A	B	C
Caso I.....	DE — 1220	DE — 1220	DE — 1525
Caso II.....	DE-335 — DE-610	DE- 335 — DE-1220	DE- 610 — DE-1525
Caso III.....	DE-610 — DE-1220	DE-1220 — DE-1220	DE-1525 — DE-1525

En la tabla 11-H se dan los valores de proyecto para las anchuras de calzada necesarias para cada caso de operación-condición de tránsito. En la parte inferior de la tabla, se incluye una serie de recomendaciones para modificar el ancho de la calzada de acuerdo con el tratamiento lateral que se dé a los enlaces.

La anchura de la calzada se modifica dependiendo de que exista acotamiento así como libertad para circular sobre él. En ocasiones puede llegar a reducirse o aumentarse, tal como se indica en la parte inferior de la tabla 11-H.

R Radios de la orilla interna de la calzada, metros	ANCHO DE CALZADA EN METROS								
	CASO I Operación en un sólo sentido, con un sólo carril y sin previsión para el rebase.			CASO II Operación en un sólo sentido, con un sólo carril y con previsión para el rebase a vehículos estacionados.			CASO III Operación en uno o dos sentidos de circulación, y con dos carriles.		
	CONDICION DE TRANSITO								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15.00	5.50	5.50	7.00	7.00	7.50	8.75	9.50	10.75	12.75
23.00	5.00	5.25	5.75	6.50	7.00	8.25	8.75	10.00	11.25
31.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	7.50	8.50	9.50	10.75
46.00	4.25	5.00	5.25	5.75	6.50	7.25	8.25	9.25	10.00
61.00	4.00	5.00	5.00	5.75	6.50	7.00	8.25	8,75	9,50
91.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	9.25
122.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
152.00	3.75	4.50	4.50	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
Tangente	3.75	4.50	4.50	5.25	5.75	6.50	7.50	8.25	8.25

Modificaciones al ancho de acuerdo con el tratamiento de las orillas de la calzada.			
Guarnición achaflanada	NINGUNA	NINGUNA	NINGUNA
Guarnición vertical Un lado Dos lados	Aumentar 0.30 m Aumentar 0.60 m	NINGUNA Aumentar 0.30m	Aumentar 0.30m Aumentar 0.60m
Acotamiento, en uno o en ambos lados.	NINGUNA	Restar el ancho del acotamiento; Ancho mínimo de la calzada el del Caso I	Cuando el acotamiento sea de 1.20m o mayor, reducir 0.60 m

TABLA 11-H. ANCHO DE CALZADA EN LOS ENLACES

En algunas intersecciones canalizadas, los enlaces son tan cortos, que su orilla izquierda la constituye la orilla de la isleta direccional, los anchos adicionales, necesarios para el enlace, se tratan en lo referente a isletas.

En las intersecciones de caminos rurales el acotamiento del lado derecho del enlace, generalmente es igual al del camino de acceso a la intersección, aunque en ocasiones puede tener un ancho menor debido a condiciones especiales de la intersección.

11.4.7 Carriles de cambio de velocidad

Se llaman carriles de cambio de velocidad, aquellos que se añaden a la sección normal de una calzada, con el objeto de proporcionar a los vehículos el espacio suficiente para que alcancen la velocidad necesaria y se incorporen a la corriente de tránsito de una vía, o puedan reducir la velocidad cuando desean separarse de la corriente al acercarse a una intersección.

De acuerdo con esta definición, los carriles de cambio de velocidad pueden ser carriles de aceleración y carriles de desceleración.

Los carriles de aceleración, permiten a los vehículos que entran a la vía principal de la intersección, adquirir la velocidad necesaria para incorporarse con seguridad a la corriente de tránsito de la misma, proporcionando la distancia suficiente para realizar dicha operación sin interrumpir la corriente de tránsito principal

Los carriles de desceleración permiten a los vehículos, que desean salir de una vía, disminuir su velocidad después de haber abandonado la corriente del tránsito principal.

No pueden establecerse con precisión los requisitos que justifican el uso de carriles de cambio de velocidad por la cantidad de factores que deben considerarse, entre los principales se citan los siguientes: velocidad, volumen de tránsito, capacidad, tipo de camino y de servicio que debe proporcionarse, disposición y frecuencia de las intersecciones e incidencia de accidentes; sin embargo, de acuerdo con experiencias y observaciones se ha llegado a las siguientes conclusiones con relación a su empleo:

Se requieren carriles de cambio de velocidad en caminos de alta velocidad y de alto volumen de tránsito, en donde es necesario modificar la velocidad de los vehículos que se incorporan o dejan la corriente de tránsito principal.

No todos los conductores usan los carriles de cambio de velocidad de la misma manera y algunos conductores los utilizan poco, pero en general estos carriles son utilizados lo suficiente para mejorar la seguridad y la operación del camino.

El grado de utilización de los carriles de cambio de velocidad varía directamente con el volumen de tránsito; cuando los volúmenes de tránsito son altos la mayoría de los conductores los emplean para ejecutar sus cambios.

Los carriles de desceleración en los accesos de intersecciones a nivel, que también funcionan como carriles de espera o almacenamiento para el tránsito que va a dar vuelta, son especialmente ventajosos y en general la experiencia con ellos ha sido favorable. Estos carriles reducen el peligro de accidentes y aumentan la capacidad de la intersección. Un buen ejemplo de esto son los carriles adyacentes a la faja separadora central, los cuales proporcionan un lugar para los vehículos que esperan una oportunidad para dar vuelta, dejando así el carril o los carriles directos sólo para el tránsito que sigue de frente.

Los carriles de cambio de velocidad pueden tomar diferentes formas, dependiendo del alineamiento del camino, la frecuencia de las intersecciones y las distancias requeridas para efectuar el cambio de velocidad.

Los carriles de desceleración deben proyectarse de tal manera que den al conductor una indicación clara del lugar en donde se separa de la corriente principal, lo que se logra tanto con superficie de pavimento de color contrastante, como con señalamiento e iluminación. En la Figura 11.47 se muestran algunos diseños típicos, de los cuales dos pertenecen a carriles de desceleración.

El croquis 11.47-A muestra un carril de desceleración, con una zona de transición que tiene por objeto eliminar la parte del carril que no se usa. Este tipo presenta desventaja para los conductores ya que los obliga a maniobrar siguiendo una curva inversa. La mayoría de los conductores, cuando tienen la libertad de escoger sus trayectorias, prefieren usar una trayectoria directa en lugar de una inversa; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es grande, se presenta una tendencia en la mayoría de los conductores de utilizar los carriles con una trayectoria inversa.

El croquis 11.47-B muestra el carril de desceleración que se adapta a la trayectoria directa, preferida por los conductores. Su uso es particularmente ventajoso cuando existen movimientos de vuelta importantes.

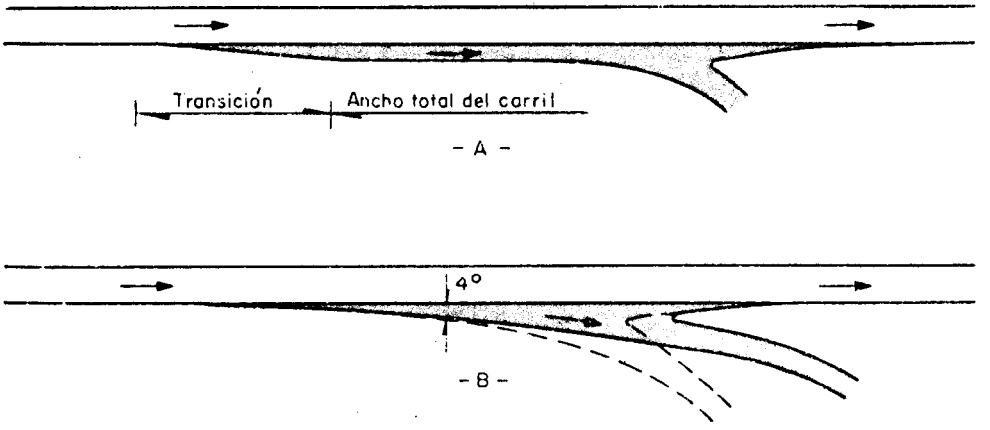
Cuando los carriles de desceleración se inician dentro de una sección en curva, tal como se muestra en la Figura 11.48, deben definirse sus límites, de tal manera que aseguren al conductor distinguir claramente entre el camino y el enlace; cuando la curva del camino es izquierda y el enlace sale a la derecha, se presenta un quiebre en la sección transversal en la orilla de la calzada del camino, debido a la sobreelevación contraria que debe proporcionársele al enlace, por lo que la longitud del carril de desceleración, deberá ser suficiente para permitir un cambio gradual en la sección transversal; cuando esta longitud sea considerable, o cuando la sobreelevación del camino sea mayor de 5%, la manera más apropiada para diseñar el carril es la que se indica en la Figura 11.48-B.

Cuando el camino tiene una curva derecha y la salida está ubicada sobre el lado derecho, el carril de desceleración deberá tomar la forma que se indica en la Figura 11.48-C. La sobreelevación del carril adicional es la misma que tiene la curva del camino y la nariz que separa los carriles, en este caso, como en todos los de carriles de desceleración, deberá quedar fuera de la orilla de la calzada del camino, de preferencia a una distancia igual al ancho del acotamiento; de esta manera, un vehículo que se salga de la calzada podrá volver a ella con mínimos daños.

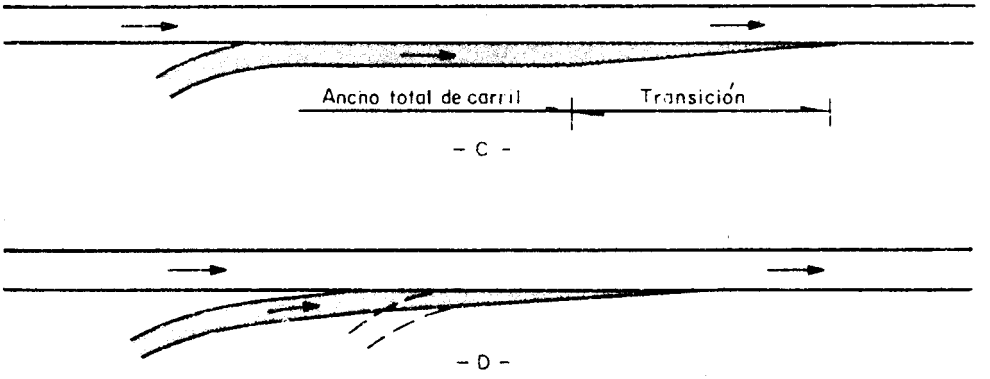
Las consideraciones para el proyecto de los carriles de aceleración son similares a las de los carriles de desceleración.

Los carriles de aceleración tienen una doble función; por un lado, permiten a los conductores aumentar su velocidad antes de entrar a los carriles principales y por el otro, proporcionan una distancia suficiente dando tiempo a que el conductor pueda incorporarse al flujo adyacente, seleccionando un espacio entre dos vehículos que le permiten ejecutar la maniobra.

A) Transición en los carriles de cambio de velocidad. Cuando en los carriles de cambio de velocidad se utilizan transiciones para realizar el cambio de carril en una manera cómoda y segura. La longitud y forma de la transición deberá ser tal que invite a los conductores a efectuar la maniobra de cambio de carril. Para poder determinar la longitud de



CARRILES DE DESCELERACION



CARRILES DE ACELERACION

FIGURA 11.47. FORMAS DE CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD

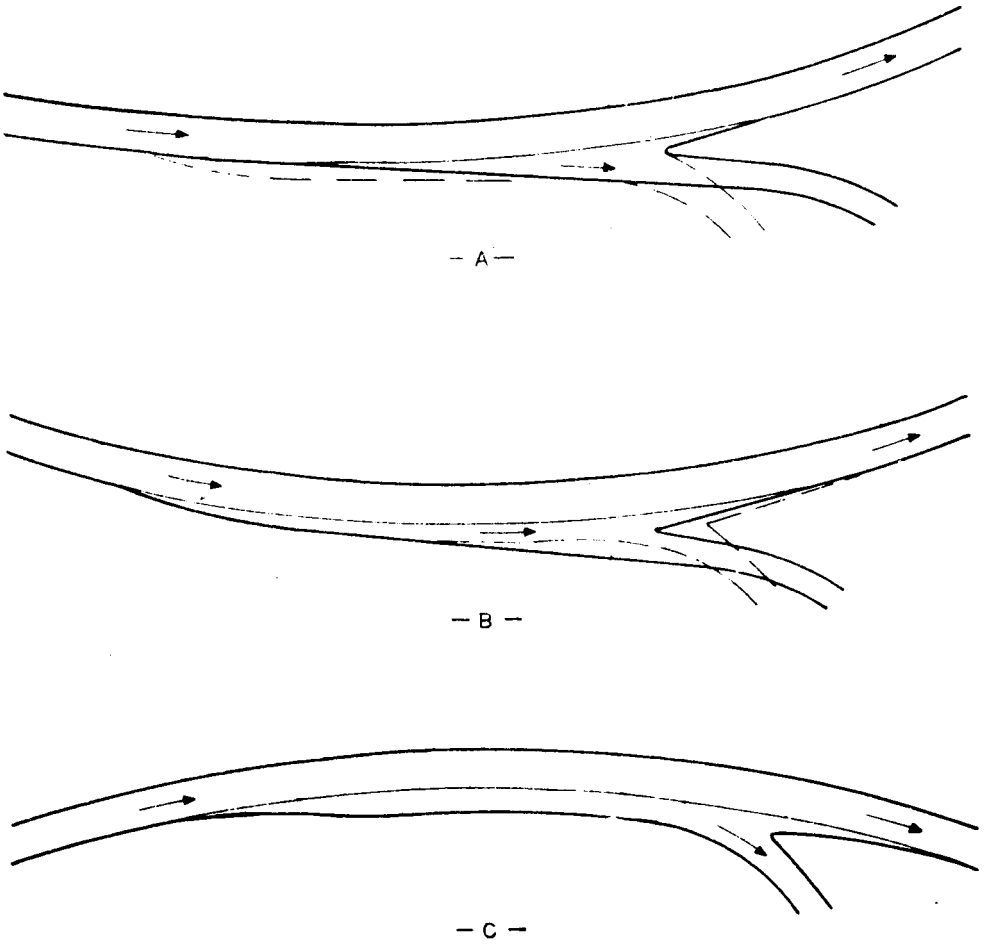


FIGURA 11.48. CARRILES DE DESCELERACION EN CURVAS

la transición se han llevado a cabo algunos estudios sobre el tiempo requerido por un vehículo para abandonar el carril de tránsito principal e incorporarse al de cambio de velocidad. Se encontró que el vehículo que ejecuta la maniobra requiere de 2.7 a 4.1 segundos, dependiendo de las condiciones del tránsito. Por lo que se considera como normal un tiempo que varía entre 3 y 4 seg, recomendándose para proyecto 3.5 seg. Con base en lo anterior se obtuvieron diferentes valores de la longitud de la transición, dependiendo de la velocidad de marcha y de la de proyecto, esos valores se muestran en la tabla 11-I.

B) Anchura del carril de cambio de velocidad. Cuando el carril de cambio de velocidad queda paralelo al eje del camino, la anchura no deberá ser menor de 3.35 m y preferentemente deberá tener 3.65 m. Para el caso en que se utilicen carriles de desceleración direccionales, como el mostrado en la Figura 11.47-B, la anchura es variable dependiendo del enlace y de la forma y desplazamiento de la nariz. Se recomienda que la salida se inicie con una deflexión de 4°, para hacer notar el principio del carril de desceleración.

En los carriles de aceleración direccionales, como los que se muestran en la Figura 11.47-D, se procura que la transición sea uniforme con una relación de 50:1 para caminos de alta velocidad y de 20:1 hasta 50:1 para cualquier otro tipo de camino.

Deben construirse acotamientos aunque no tengan un ancho igual al que tienen en el camino. En el caso de que se coloquen guarniciones deben quedar alojadas en la orilla exterior del acotamiento y por ningún motivo deberán aceptarse a menos de 0.30 m de la orilla de la calzada.

C) Longitud de los carriles de cambio de velocidad. La longitud de los carriles de desceleración está basada en la combinación de tres factores:

La velocidad a la que los conductores entran al carril adicional.
La velocidad a la que los conductores salen después de recorrer el carril de desceleración.
La forma de descelerar o los factores de la desceleración.

Para fines de proyecto se supondrá que los conductores que van a entrar a los carriles de desceleración viajan a la velocidad de marcha. Deberá

VELOCIDAD DE PROYECTO EN LA CARRETERA, EN km/h	50	60	70	80	90	100	110
VELOCIDAD DE MARCHA, EN km/h	46	55	63	71	79	86	92
LONGITUD DE LA TRANSICION, CALCULADA EN METROS	44.8	53.5	61.3	69.1	76.9	83.7	89.5
LONGITUD DE LA TRANSICION, RECOMENDADA EN METROS	45	54	61	69	77	84	90

TABLA 11-I. LONGITUD DE LA TRANSICION EN LOS CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD

colocarse un señalamiento apropiado antes del carril de desceleración, para informar a los conductores de la existencia de éste.

Para determinar la forma de descelerar, se han realizado varios estudios, los cuales se desarrollan en dos etapas:

a) Se retira el pie del acelerador y el vehículo reduce la velocidad únicamente con el motor, sin emplear los frenos.

b) Se aplican los frenos.

Los estudios efectuados para conocer las características de la desceleración en la etapa *a)*, se han realizado con vehículos ligeros y de ellos se ha concluido que en un tiempo de tres segundos la mayor parte de los conductores capta la situación y pasa a la siguiente etapa. Para la etapa *b)* se ha encontrado que una desceleración que se puede llamar cómoda, para pasar de 110 km/h a un alto total, es del orden de 10 km/h por segundo o sea 2.75 m/seg^2 y para pasar de 50 km/h a un alto total, es del orden de 6.5 km/h por segundo o sea 1.8 m/seg^2, de donde se observa que a velocidades altas los conductores aplican los frenos con mayor severidad.

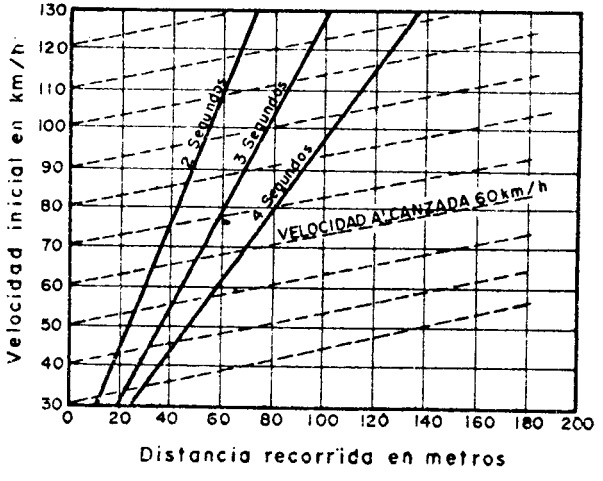
En la Figura 11.49 están mostradas en forma de gráficas, las conclusiones de los estudios para las dos etapas citadas anteriormente; en la gráfica A se puede obtener la distancia recorrida durante la desceleración sin aplicar los frenos y en la B la distancia recorrida durante el frenado.

Para ilustrar la manera de utilizar estas gráficas, supóngase que se quiere conocer la distancia que recorre un vehículo que lleve una velocidad de marcha de 85 km/h y quiere detenerse. En la gráfica A se entra con el valor de la velocidad de marcha, que en este caso es de 85 km/h y horizontalmente se busca el punto de intersección con la línea de tres segundos, que es el tiempo recorrido para utilizarse en el proyecto. Una vez encontrado este punto se regresa a la escala de las velocidades, paralelamente a la línea discontinua que indica las velocidades alcanzadas descelerando únicamente con el motor. De esta manera se obtiene una velocidad de 76 km/h y desde el punto de intersección de la línea de tres segundos con una vertical, se corta el eje de las distancias que para el ejemplo sería, aproximadamente, 65 m. A la gráfica B se entra con el valor de la velocidad alcanzada después de recorrer tres segundos sin aplicar el freno, o sea 76 km/h. Con una horizontal se intersecta la línea que representa la velocidad a la que se quiere llegar al final del carril, en este caso cero y desde este punto se llega verticalmente al eje de las abscisas, donde se tendrá que 98 m es la distancia recorrida mientras se aplican los frenos. La suma de las distancias bajo las dos condiciones da la respuesta al problema o sea: 65 + 98 = 163 m.

De acuerdo con lo anterior, se han tabulado las longitudes resultantes para los carriles de desceleración que se muestran en la tabla 11-J, en donde se determina la longitud en función de la velocidad de proyecto de la carretera. Estos valores están basados en la operación de los vehículos ligeros, reconociendo que los vehículos pesados requieren mayores distancias para descelerar, pero no se justifican longitudes mayores debido a que la velocidad promedio de los vehículos pesados es generalmente menor que la de los ligeros.

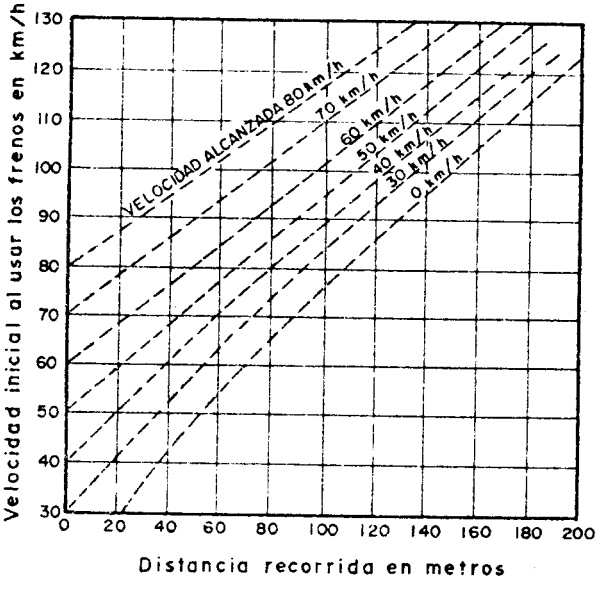
Para medir las longitudes de los carriles de desceleración hay que distinguir entre los dos tipos principales:

a) Cuando son direccionales o sea cuando la transición se efectúa en una forma gradual en toda la longitud del carril.



DISTANCIA RECORRIDA DURANTE
LA DESCELERACION CON MOTOR
SIN USAR FRENOS

A



DISTANCIA RECORRIDA DURANTE
EL FRENADO

B

FIGURA 11.49. DISTANCIAS RECORRIDAS DURANTE LA DESCELERACION PARA VEHICULOS LIGEROS, EN KM/H

b) Cuando lleva transición normal al principio del carril.

Para el tipo *a)* debe considerarse que el carril empieza en un punto donde su ancho sea entre 1.50 y 1.80 m y en autopistas o caminos especiales donde se sostengan altas velocidades puede considerar hasta el punto en donde el ensanchamiento llegue a ser el correspondiente a un carril normal; este incremento de la longitud permitirá un cambio de velocidad más liberal que el considerado. El otro extremo del carril será en aquel punto del enlace en donde sea necesario cambiar la velocidad, ya sea por una curva de grado superior o porque haya necesidad de detenerse.

Para el tipo *b)* o sea cuando el carril de desceleración es paralelo al eje del camino, la longitud total se mide donde empieza la transición normal hasta el punto donde empieza el enlace o sea donde se forma una nariz que separa las dos vías.

La longitud de un carril de aceleración se basa en la combinación de cuatro factores:

La velocidad a la cual los conductores entran al carril de aceleración.

La velocidad a la cual los conductores convergen con el tránsito principal.

La manera de acelerar o los factores de la aceleración.

Los volúmenes relativos del tránsito directo y del que se va a incorporar.

Para caminos de altos volúmenes de tránsito se debe proporcionar la longitud suficiente, para que el tránsito que se va a incorporar a la corriente principal, tenga el tiempo necesario para esperar que exista un espacio entre dos vehículos de la corriente principal, que le permita incorporarse.

La velocidad deseable de los conductores al pasar del carril de aceleración a los carriles del tránsito principal, debe aproximarse a la de éstos, por lo que el proyecto debe basarse en una velocidad de incorporación igual a la velocidad de marcha del camino. Al empezar el carril de aceleración se debe considerar la velocidad de marcha del enlace que precede al carril de aceleración; la diferencia entre la velocidad de marcha del enlace y la del camino es la que determina la longitud del carril de aceleración.

Los estudios sobre la manera que aceleran los vehículos,[67] han definido que para pasar de cero hasta 50 km/h, aceleran a razón de 4 km/h por segundo o sea 1.11 m/seg^2 y de 1.6 km/h por segundo o sea 0.44 m/seg^2, para pasar de cero hasta 110 km/h, de donde se observa que para alcanzar velocidades altas la aceleración es menor.

En la gráfica de la Figura 11.50 están representadas las conclusiones del trabajo realizado para estudiar la aceleración normal, en el que se supuso que la velocidad con que se incorporan los vehículos es aproximadamente 8 km/h menor que la velocidad de marcha del camino principal. Para ilustrar la manera de utilizar la gráfica, supóngase que un vehículo lleva una velocidad de marcha al empezar el carril de aceleración V'_a de 3.5 km/h y que desea alcanzar una velocidad V_a de 55 km/h, que es inferior en 8 km/h a la velocidad de marcha del camino. El punto donde se cruzan las líneas correspondientes a estos valores define una longitud de 100 m para el carril de aceleración. En la tabla 11-J están los valores que se deben utilizar para el proyecto.

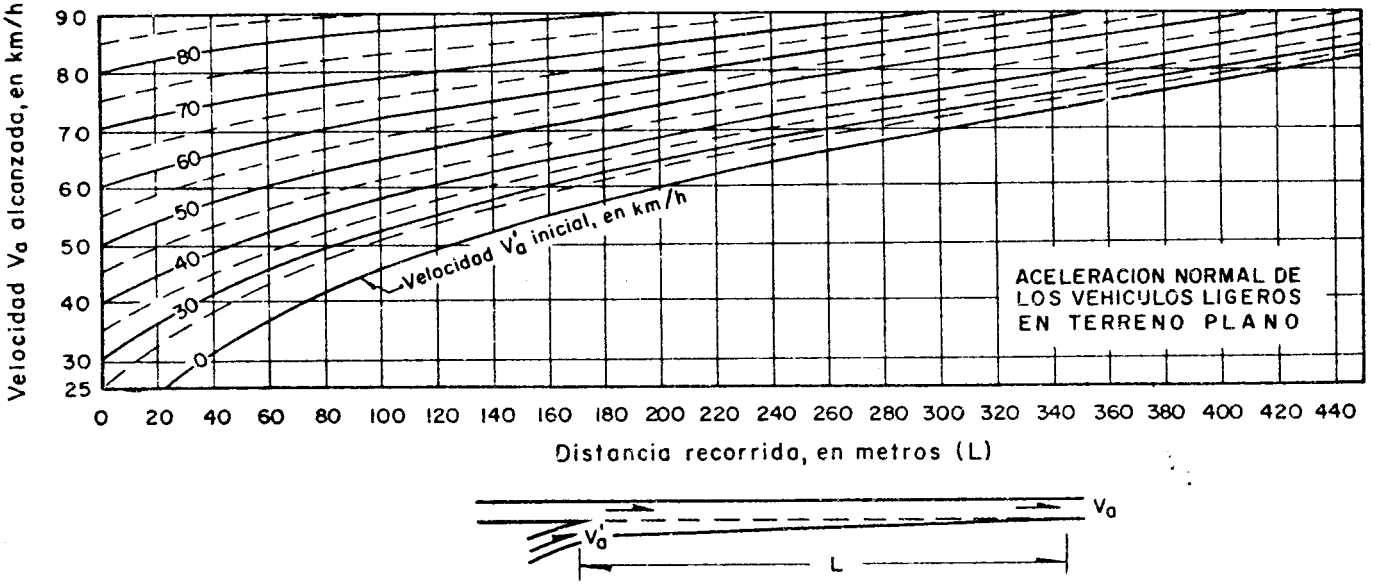
[67] Bureau of Public Roads 1937.

Velocidad de proyecto en el enlace, km/h	Condición de parada	25	30	40	50	60	70	80
Radio mínimo de curva, metros.		15	24	45	75	113	154	209

Velocidad de proyecto de la carretera, km/h	Longitud de la transición, en metros.	Longitud total del carril de DESCELERACION, incluyendo la transición, en metros.							
50	45	64	45	—	—	—	—	—	—
60	54	100	85	80	70	—	—	—	—
70	61	110	105	100	90	75	—	—	—
80	69	130	125	120	110	95	85	—	—
90	77	150	145	140	130	115	105	80	—
100	84	170	160	160	145	135	125	100	—
110	90	185	175	175	160	150	140	120	100

Velocidad de proyecto de la carretera, km/h	Longitud de la transición, en metros.	Longitud total del carril de ACELERACION, incluyendo la transición, en metros.							
50	45	170	45	—	—	—	—	—	—
60	54	110	85	75	—	—	—	—	—
70	61	160	135	125	100	—	—	—	—
80	69	230	125	190	170	125	—	—	—
90	77	315	300	285	255	205	160	—	—
100	84	405	395	380	350	295	240	160	—
110	90	470	465	455	425	375	325	260	180

TABLA 11-J. LONGITUD DE LOS CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD



CARRETERA			L- LONGITUD DEL CARRIL DE ACELERACION, EN METROS							
			VELOCIDAD DE PROYECTO DEL ENLACE, EN km/h							
VELOCIDAD DE PROYECTO, EN km/h	VELOCIDAD DE MARCHA, EN km/h	VELOCIDAD ALCANZADA, EN km/h	CONDICION DE ALTO	25	30	40	50	60	70	80
			Y VELOCIDAD INICIAL (V'_a), EN km/h							
			0	23	27	35	44	51	63	71
50	46	38	64	44	34	10	—	—	—	—
60	55	47	108	85	74	52	12	—	—	—
70	63	55	158	136	126	100	58	—	—	—
80	71	63	230	204	192	168	124	78	—	—
90	79	71	314	300	284	254	204	158	74	—
100	86	78	404	394	382	350	296	240	162	82
110	92	84	470	464	456	426	375	326	258	178

FIGURA 11.50. LONGITUDES PARA CARRILES DE ACELERACION

Las longitudes de los carriles de aceleración se basan en la operación de los vehículos ligeros; los pesados que generalmente requieren distancias mayores para acelerar, al incorporarse a la corriente principal del tránsito causan problemas aceptados en general por el público. Cuando se tiene un número considerable de vehículos pesados haciendo uso de la entrada a un camino de alta velocidad, debe incrementarse la longitud del carril de aceleración.

Las longitudes de los carriles de aceleración se miden de una manera similar a los de desceleración, tomando en cuenta que en este caso únicamente existen dos tipos, el direccional y el paralelo al eje del camino con la transición al final del carril.

D) Factores que afectan la longitud de los carriles de cambio de velocidad. La longitud de los carriles para cambio de velocidad se ha basado en las siguientes condiciones:

Están aproximadamente al nivel, con pendientes de 2% o menos.

La sobreelevación del enlace puede desarrollarse apropiadamente.

Los volúmenes de tránsito no son lo suficientemente grandes para causar una interferencia con el tránsito principal.

Cuando no existan estas condiciones, es necesario hacer ajustes en las longitudes de los carriles para cambio de velocidad.

1. Pendiente. Las distancias de desceleración son mayores en pendientes descendentes y más cortas en pendientes ascendentes, mientras que las distancias de aceleración son mayores en pendientes ascendentes y más cortas en pendientes descendentes; a la fecha no se cuenta con datos sobre el comportamiento de los conductores cuando desceleran y aceleran en pendientes, pero pueden ser estimados aplicando los principios de mecánica, reconociendo que los conductores cuando aceleran en pendientes ascendentes, aplican el pedal del acelerador con mayor intensidad que a nivel. Las longitudes de los carriles de aceleración y desceleración en pendientes, comparadas con las correspondientes a nivel, se muestran en forma de resumen en la tabla 11-K. Los valores obtenidos de esta tabla multiplicados por la longitud dada en la tabla 11-J, proporcionan la longitud total del carril en pendiente.

Como ejemplo, si se desea saber la longitud de los carriles de cambio de velocidad en un camino con altos volúmenes de tránsito y una velocidad de proyecto de 110 km/h, en que el enlace tiene una pendiente descendente de 5% y va en una curva cuya velocidad de proyecto es de 50 km/h, se procederá de acuerdo con lo siguiente:

La longitud del carril de desceleración será $150 \times 1.35 = 202.50$ m y la longitud del carril de aceleración sería $375 \times 0.5 = 187.50$ m.

Considerando ahora una pendiente ascendente de 5% y las demás condiciones iguales al caso anterior, la longitud del carril de desceleración sería $150 \times 0.8 = 120$ m, mientras que la longitud del carril de aceleración sería de $375 \times 2.2 = 825$ m. Esta longitud permitirá a los vehículos entrar aproximadamente a 84 km/h, o sea 8 km/h por debajo de la velocidad de marcha en el camino.

2. Sobreelevación. La longitud y forma de los carriles para cambios de velocidad puede asimismo ser afectada por el desarrollo de la sobreelevación, como se discutirá posteriormente.

3. Volumen. Las longitudes dadas en la tabla 11-J para los carriles de aceleración, son generalmente adecuadas para condiciones de alto volumen,

CARRILES DE DESCELERACION								
VELOCIDAD DE PROYECTO DE LA CARRETERA, EN km/h	RELACION DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA:							
TODAS	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 3 AL 4 % 0.9							EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 3 AL 4 % 1.2
TODAS	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 5 AL 6 % 0.8							EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 5 AL 6 % 1.35
CARRILES DE ACELERACION								
VELOCIDAD DE PROYECTO DE LA CARRETERA, EN km/h	RELACION DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA VELOCIDAD DE PROYECTO EN EL ENLACE, EN km/h							
	25	30	40	50	60	70	80	PARA TODAS LAS VELOCIDADES
	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 3 AL 4 %							EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 3 AL 4 %
50	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.70
60	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.40	0.70
70	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.40	1.40	0.70
80	1.30	1.30	1.30	1.40	1.40	1.40	1.50	0.70
90	1.30	1.30	1.40	1.40	1.50	1.50	1.60	0.60
100	1.40	1.40	1.50	1.50	1.50	1.60	1.60	0.60
110	1.40	1.50	1.50	1.60	1.60	1.70	1.80	0.60
	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 5 AL 6 %							EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 5 AL 6 %
50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	0.60
60	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	1.70	0.60
70	1.50	1.50	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	0.60
80	1.50	1.50	1.60	1.70	1.90	2.00	2.10	0.60
90	1.50	1.60	1.70	1.90	2.00	2.20	2.40	0.50
100	1.70	1.70	1.90	2.00	2.20	2.40	2.60	0.50
110	1.90	1.90	2.00	2.20	2.40	2.60	2.90	0.50

NOTA; Los valores de esta tabla multiplicados por la longitud obtenida de la tabla 12.J da la longitud del carril de cambio de velocidad en pendiente.

TABLA 11-K. RELACION DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD

en donde puede ser difícil para un conductor durante las horas de máxima demanda, encontrar un espaciamiento entre vehículos en la corriente de tránsito. Una situación peligrosa se puede presentar cuando el conductor que va a incorporarse, alcanza el extremo del carril de aceleración y es forzado a moverse hacia adentro del tránsito principal, independientemente de la densidad de éste. Este peligro puede reducirse, evitando el uso de una guarnición en el extremo del carril de aceleración, dándole un tratamiento superficial al acotamiento después del extremo del carril, de tal manera que puede ser usado por los conductores que se vean obligados a continuar.

Para facilitar el flujo del tránsito en las intersecciones es de considerable ayuda un señalamiento adecuado. Las señales anticipadas a una salida que indiquen al tránsito que va a dar vuelta, mantener su derecha y al tránsito directo que mantenga su izquierda a través de la intersección, disminuyen los conflictos y permiten al tránsito una mayor velocidad de operación. Las señales colocadas antes de una entrada indicando una próxima convergencia, encauzan al tránsito directo alejado del carril adyacente al adicional, haciendo posible que se incorpore sin dificultad al camino un mayor volumen de tránsito.

11.4.8 Sobreelevación para las curvas en entronques

La mayoría de los movimientos de vuelta en los entronques se realiza en presencia de otros vehículos, pues el tránsito en los enlaces se separa de o se une a un flujo directo; esto implica, que los conductores viajan más despacio en un entronque que en una curva de camino abierto del mismo radio; sin embargo, al proyectar se deberá considerar la velocidad que tendrán los vehículos en los períodos de bajo volumen de tránsito para lograr una operación segura, lo que hace indispensable proporcionar la sobreelevación necesaria para esta velocidad, en las curvas de los enlaces, particularmente cuando son pronunciadas y en pendiente.

A) Sobreelevaciones. En las curvas de los entronques, las sobreelevaciones máximas se determinan haciendo uso de los mismos factores generales que se aplican al camino abierto. Para enlaces con circulación en un solo sentido, el rango de la sobreelevación máxima es del 6% al 10%; este valor se puede incrementar hasta 12% cuando las condiciones del clima son favorables y tendrá que disminuir a un 8% como máximo, cuando prevalezcan situaciones de nevadas o heladas.

En la tabla 11-E donde se relaciona la velocidad de proyecto con el radio mínimo de curvatura, se muestran también las sobreelevaciones correspondientes; se nota que éstas son más bajas que las máximas, debido a la dificultad práctica de obtener la sobreelevación máxima sin la longitud de transición deseable ya que, generalmente, los enlaces tienen radios pequeños y longitudes reducidas.

Cuando para una velocidad de proyecto dada, se utilize un radio de curvatura mayor que el mínimo, la sobreelevación deberá ser menor a la máxima, para obtener un proyecto equilibrado.

La tabla 11-L muestra las sobreelevaciones en enlaces para las diferentes velocidades de proyecto, valores que fueron obtenidos de una manera muy similar a los del camino abierto, se indica un rango de sobreelevación para cada combinación de velocidad de proyecto y radio de curvatura, debido a la extensa variación de velocidades probables sobre el enlace, que

dependen del volumen de tránsito. En la tabla se consideró una sobreelevación máxima del 12% y deberán preferirse los valores situados en la mitad superior o tercio superior del rango indicado. Una sobreelevación del 2% se considera mínima para efectos de drenaje.

RADIO (m)	GRADO DE CURVATURA	RANGO DE LA SOBREELEVACION PARA CURVAS EN ENLACES CON VELOCIDAD DE PROYECTO DE:					
		25	30	40	50	60	70
15	76.4	0.02-0.12	——	——	——	——	——
25	45.8	0.02-0.07	0.02-0.12	——	——	——	——
45	25.5	0.02-0.05	0.02-0.08	0.04-0.12	——	——	——
70	16.4	0.02-0.04	0.02-0.06	0.03-0.08	0.06-0.12	——	——
95	12.1	0.02-0.03	0.02-0.04	0.03-0.06	0.05-0.09	0.08-0.12	——
130	8.8	0.02-0.03	0.02-0.03	0.03-0.05	0.04-0.07	0.06-0.09	0.09-0.10
180	6.4	0.02	0.02-0.03	0.02-0.04	0.03-0.05	0.05-0.07	0.07-0.09
300	3.8	0.02	0.02-0.03	0.02-0.03	0.03-0.04	0.04-0.05	0.05-0.04
450	2.5	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03	0.03-0.04	0.04-0.05
600	1.9	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03	0.03-0.04
900	1.3	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03

NOTA: Deberán preferirse los valores situados en la mitad superior o el tercio superior del rango indicado.

TABLA 11-L. SOBREELEVACIONES PARA CURVAS EN ENLACES

B) Desarrollo de la sobreelevación. La forma de efectuar el cambio de la pendiente transversal se basa, principalmente, en la comodidad y la apariencia. La diferencia entre el perfil longitudinal del hombro de un camino abierto y el de su eje central, no debe ser mayor de 0.5% para velocidad de proyecto de 80 km/h y de 0.67% para 50 km/h, esto corresponde a un cambio en la sobreelevación del 2.7% y del 3.9%, respectivamente, por cada 20 m de longitud; para enlaces puede emplearse hasta un 5.3% por cada estación de 20 m, para una velocidad de proyecto de 25 km/h o 30 km/h.

En la tabla 11-M se muestran estos valores y los equivalentes a una longitud de cinco metros para diferentes velocidades; el cambio en la sobreelevación puede aumentar o disminuir hasta en un 25% de los valores tabulados, siendo aplicables los valores más bajos para las coronas anchas y los más altos para las angostas.

Velocidad de proyecto km/h	25	30	40	50	60 o más
	Variación de la sobreelevación				
Por estación de 20.00 m	0.053	0.053	0.046	0.039	0.032
Por 5.00 m de longitud	0.013	0.013	0.011	0.010	0.008

TABLA 11-M. CAMBIO DE LA SOBREELEVACION EN ENLACES

C) Desarrollo de la sobreelevación en los extremos de los enlaces. En los enlaces debe fijarse un límite práctico para la diferencia entre la sobreelevación del camino directo y la del enlace, para evitar que se formen lomos que puedan hacer perder el control de los vehículos.

1. Procedimiento general. Para el proyecto de una salida, los carriles para el tránsito directo pueden considerarse fijos en perfil y sobreelevación y a medida que el enlace se separa, la sobreelevación en la parte que se amplia del camino directo, puede variar en forma gradual. Al punto donde se separan las coronas del enlace y del camino directo, se le llama nariz.

El método para desarrollar la sobreelevación en los extremos de los enlaces se muestra en la Figura 11.51. En el caso A se ilustra la variación de la sobreelevación cuando el enlace sale de un camino en tangente. Del punto *a* que es donde se inicia el enlace al punto *b* en que la anchura de la ampliación está comprendida entre 0.50 y 1.00 m, la sobreelevación normal del camino directo se extiende hasta el lado exterior de la calzada ampliada, por facilidad de construcción. Entre los puntos *b* y *c* la anchura es insuficiente para hacer que la sobreelevación de la ampliación sea mayor que la de la corona del camino directo. En el punto *d* donde ya se tiene el ancho total del enlace, puede tenerse una sobreelevación mayor que la del camino directo, la cual se incrementa más aún en el punto *e* adyacente a la nariz, operación que se facilita al inclinar la cuña del pavimento, formada por la orilla derecha del camino directo y la orilla izquierda del enlace. Después de la nariz, como en el punto *f*, la superficie puede inclinarse tan rápidamente como lo permitan las condiciones existentes hasta alcanzar la sobreelevación total deseada.

En el caso B de la figura, se muestra una condición similar para cuando el camino directo y el enlace están en una curva en la misma dirección; la sobreelevación deseada para el enlace de salida, la cual generalmente es mayor que la del camino directo, puede alcanzarse en una distancia relativamente corta; en el punto *b* la sobreelevación del camino directo se extiende sobre la ampliación de la calzada; en los puntos *c* y *d* se proporcionan sobreelevaciones mayores que la del camino directo, alcanzándose la sobreelevación total en los puntos *e* o *f*.

Una situación menos favorable ocurre cuando la separación se hace en curvas de dirección opuesta, como se ilustra en el caso C de la figura. La sobreelevación del camino directo se extiende a la ampliación de la calzada a la altura del punto *b*, en el punto *c* la sobreelevación disminuye sin llegar a la horizontal y en el *d* se efectúa el quiebre entre las sobreelevaciones, estando la superficie de la ampliación aproximadamente a nivel. En el punto *e* se incrementa la sobreelevación para el enlace, produciendo un doble rompimiento en la cuña frente a la nariz, a partir de ese punto debe desarrollarse la sobreelevación hasta llegar a la máxima en el punto *f*.

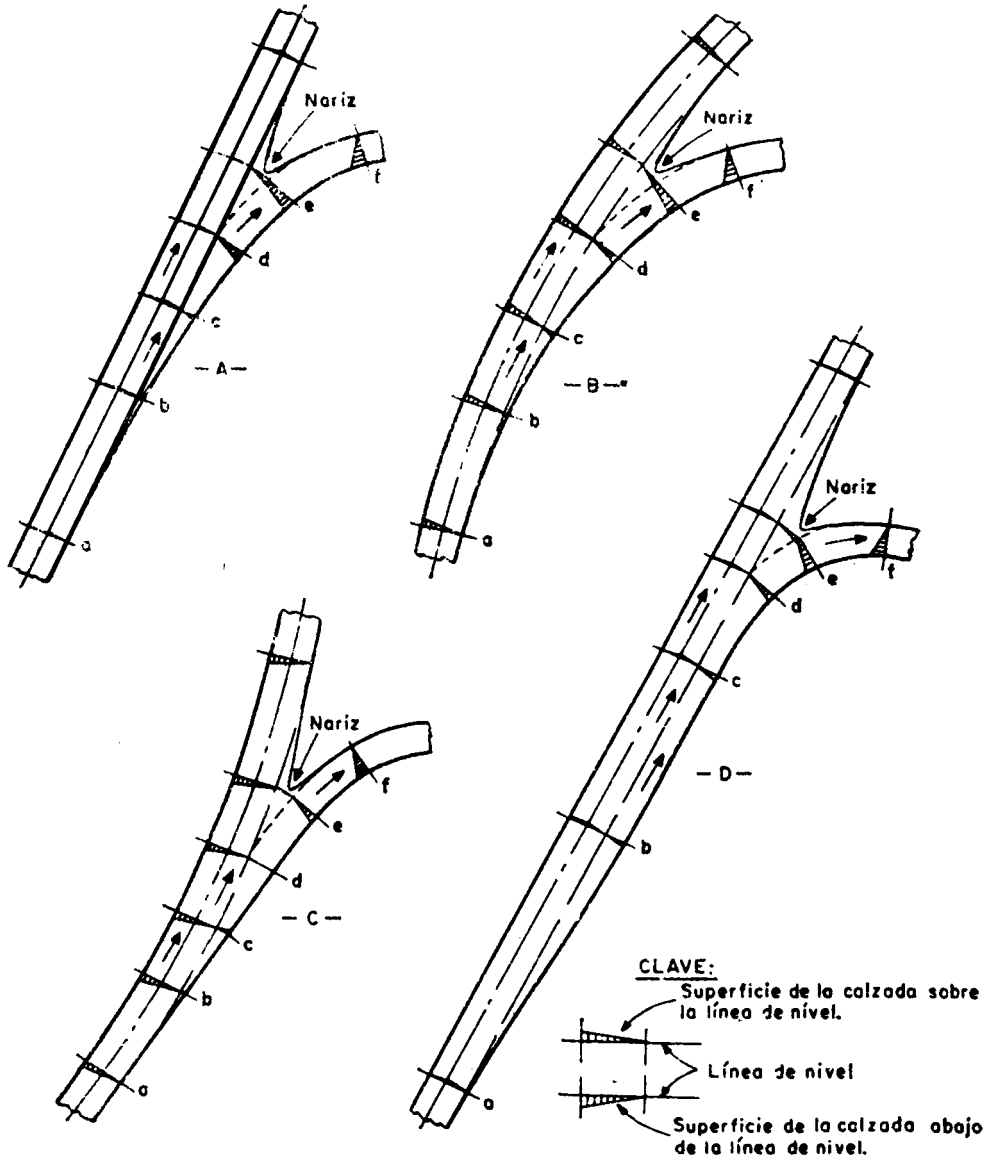


FIGURA 11.31. DESARROLLO DE LA SOBREELEVACION EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES

En los proyectos donde se disponga de un carril paralelo para cambio de velocidad, como el caso D, parte del cambio de sobreelevación puede efectuarse sobre este carril, generalmente más de la mitad del valor de la sobreelevación total puede obtenerse en la cercanía del punto *d* y la inclinación total se alcanza no muy lejos de la nariz.

Los criterios señalados e ilustrados en la Figura 11.51 para los extremos de salida de los enlaces, pueden aplicarse también para los extremos de entrada, haciendo notar que los detalles de la nariz son diferentes ya que en la convergencia el extremo final se localiza en el punto *d*.

2. Control de paso sobre el lomo de la corona. Se llama lomo de la corona, a la línea formada por los cambios de sobreelevación en la calzada. Para controlar el paso por este lomo se obtiene la diferencia algebraica de los valores de la sobreelevación en ambos lados de él. Cuando las dos pendientes tienen el mismo signo, la diferencia algebraica es la suma de las dos pendientes y cuando tienen signo contrario es la diferencia de las pendientes de las sobreelevaciones. El valor deseable de esta diferencia algebraica oscila entre el 4% y el 5%, pero para velocidades bajas puede usarse un valor hasta del 8%. En la tabla 11-N se indican las diferencias algebraicas máximas entre las pendientes de la sobreelevación para diferentes velocidades de proyecto en los extremos de los enlaces.

Velocidad de proyecto en los extremos del enlace km/h	Diferencia algebraica máxima m por m
25 y 30	0.05 — 0.08
40 y 50	0.05 — 0.06
60 o más	0.04 — 0.05

TABLA 11-N. DIFERENCIA ALGEBRAICA MAXIMA ENTRE LAS PENDIENTES DE LA SOBREELEVACION

3. Control de la transición de la sobreelevación. Al efectuar el desarrollo de la sobreelevación para los extremos de los enlaces, se deberá tener en consideración las tablas 11-L, 11-M y 11-N. Como un ejemplo, considérese un extremo de salida como el mostrado en la Figura 11.51-A. Teniendo como dato un radio de 75 m para la curva divergente en la que la velocidad de proyecto será de 50 km/h, de la tabla 11-L se obtiene el rango de la sobreelevación máxima, del cual preferiblemente se usará un 9% o un 11% como máximo. El cambio de la sobreelevación a lo largo del enlace, según la tabla 11-M, no deberá ser mayor del 1% para cada 5 m de longitud. Si el bombeo del camino directo es del 2% y los puntos *b, c* y *d* se encuentran a intervalos de 15 m, la sobreelevación en el punto *b* será de 2%, en el *c* de 5% y en el *d* de 8%; al consultar la tabla 11-N se nota que para la velocidad de 50 km/h el valor máximo de la diferencia de sobreelevación es de 6%, que corresponde a la diferencia obtenida en el punto *d* (8% − 2% = 6%). Si la separación entre los puntos *d, e* y *f* es de 7.50 m se tendrá una sobreelevación en el punto *e* de 9.5% y de 11% en el punto *f*. La sobreelevación en la cuña frente a la nariz podrá tener un valor intermedio que satisfaga las normas de la tabla 11-N, por ejemplo, 4.5%. Para una segunda estimación, un mejor juicio de la sobreelevación podría resultar usando una sobreelevación máxima de 10%.

Este procedimiento de establecer las sobreelevaciones en ciertos puntos es un paso preliminar en el proyecto, ya que éstos sirven como puntos de control para dibujar los perfiles de los hombros del enlace, ajustándolos hasta obtener un alineamiento continuo, cómodo, seguro y de buena apariencia; el perfil final puede no producir precisamente las sobreelevaciones seleccionadas en todos los puntos de control, pero esto no es significativo, siempre y cuando el cambio de la sobreelevación sea progresivo y dentro de los límites establecidos.

11.4.9 Distancia de visibilidad

A) Distancia de visibilidad en los enlaces. La distancia de visibilidad de parada es el factor que debe usarse para controlar la visibilidad en los enlaces. En los enlaces de doble sentido de circulación no debe usarse la distancia de visibilidad de rebase, pues esta maniobra no debe permitirse debido a la poca longitud de que generalmente constan.

Es indispensable que en cualquier intersección de caminos se proporcione la visibilidad necesaria para que los vehículos puedan hacer alto total, antes de alcanzar un obstáculo que aparezca inesperadamente en su trayectoria.

1. Distancia mínima de visibilidad de parada. En la tabla 11-O se muestran las longitudes mínimas de visiblidad de parada en los enlaces para diversas velocidades de proyecto, estos valores se obtuvieron por el mismo método empleado para camino abierto, usando un tiempo de reacción de 2.5 seg y coeficientes de fricción que varían de 0.420 a 0.325 para velocidades de 25 km/m a 70 km/h.

Velocidad de proyecto (km/h)	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia mínima de visibilidad de parada (m)	25	35	50	65	80	95	110	140	165	200

TABLA 11-O. DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD DE PARADA EN LOS ENLACES

2. Longitud mínima de las curvas verticales. La longitud mínima de las curvas verticales se basa, como en el caso de camino abierto, en la distancia necesaria para que el conductor, desde una altura del ojo de 1.14 m, vea un objeto de 0.15 m de altura. En la Figura 11.52 se relacionan la velocidad de proyecto, la diferencia algebraica de pendientes y la longitud mínima de la curva vertical en cresta, para proporcionar una distancia segura de visiblidad de parada. En la parte inferior izquierda de las líneas continuas de la figura, la longitud mínima en metros se estableció igual que en las condiciones para camino abierto, o sea 60% de la velocidad de proyecto en km/h. El factor K es constante para cada velocidad y la longitud mínima de la curva se encuentra multiplicando la diferencia de pendientes, en por ciento, por el valor de K. Para velocidades de proyecto menores de 60 km/h las curvas verticales en columpio, cuya longitud está regida por el criterio de los faros de los vehículos, teóricamente deberían ser de un 25 a un 60% más largas que las curvas en cresta.

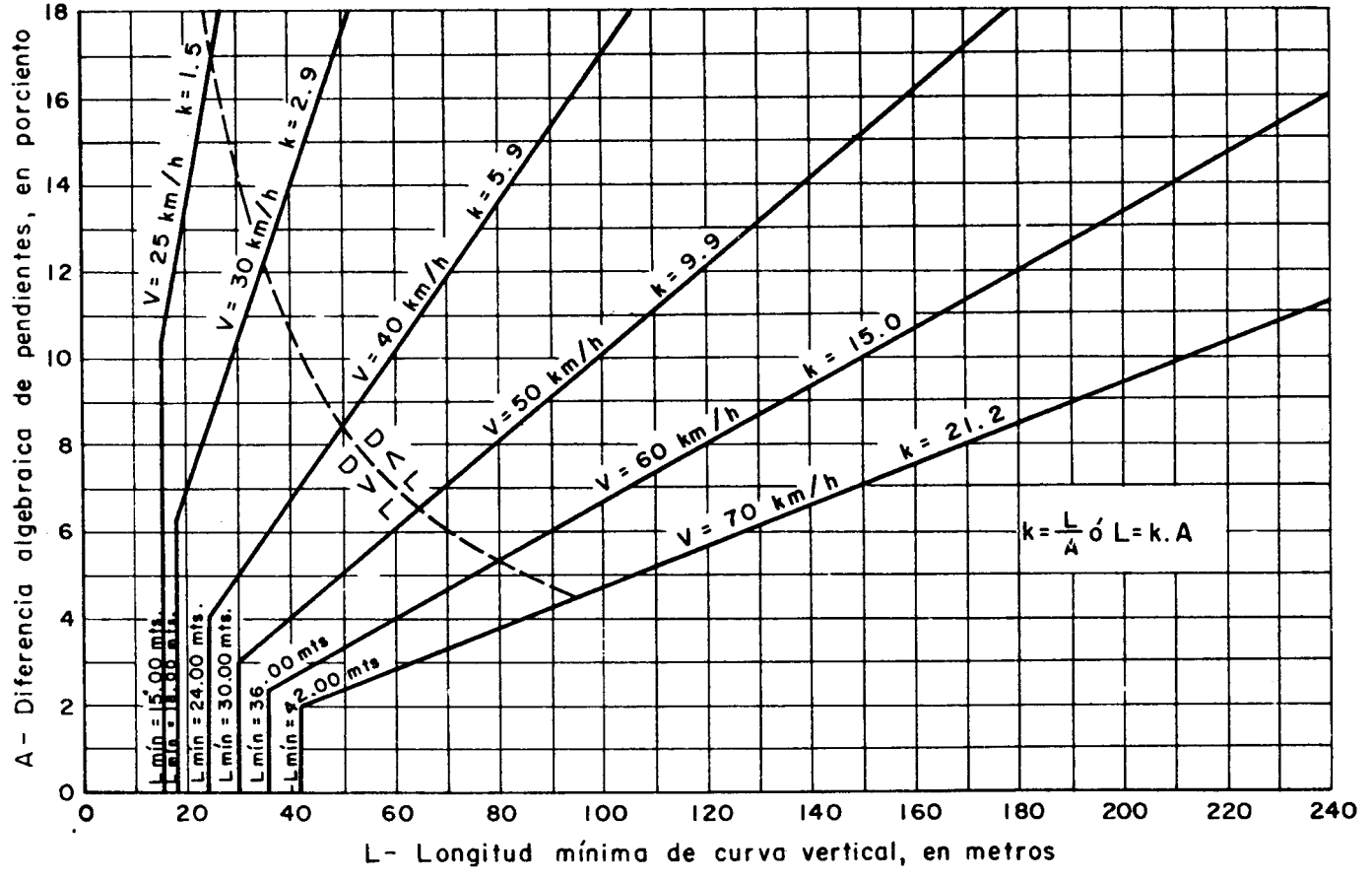


FIGURA 11.52. LONGITUD MINIMA DE CURVAS VERTICALES EN LOS ENLACES DE ACUERDO CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

Debido a que la velocidad de proyecto en la mayoría de los enlaces está gobernada por la curvatura horizontal, generalmente de radio reducido, los rayos de luz paralelos al eje longitudinal del vehículo, dejan de servir como control vertical y la longitud práctica de las curvas en columpio es la correspondiente a las curvas en cresta. Siempre que sea posible es conveniente usar longitudes mayores a las mínimas.

3. Distancia mínima lateral de visibilidad para curvas horizontales. El control de la distancia de visibilidad para las curvas horizontales es de igual o mayor importancia en los enlaces, que el control vertical, ya que la línea visual a través de la parte inferior de la curva, libre de obstrucciones, deberá ser tal que la distancia de visibilidad medida en la curva a lo largo de la trayectoria del vehículo, iguale o exceda la distancia mínima de velocidad de parada dada en la tabla 11-O. La obstrucción probable puede ser el remate de una estructura, una pared, la orilla de un corte, o la esquina de un edificio.

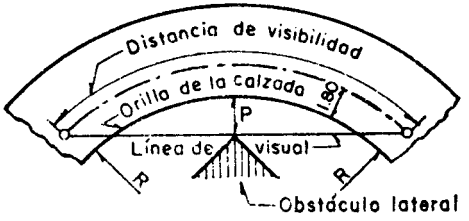
En la Figura 11.53 se muestra gráficamente, para varios radios de la orilla de la calzada, la distancia mínima lateral entre la orilla interior de la calzada y la obstrucción; se supone que el ojo del conductor y el objeto visto, se encuentran a 1.80 m de la orilla interior de la calzada y que la distancia mínima de visibilidad de parada se cumple a lo largo de la curva.

B) Distancia de visibilidad en las intersecciones. El conductor de un vehículo que se acerca a una intersección a nivel, debe tener una visual libre de obstrucciones, de toda la intersección y de un tramo del camino transversal, de longitud suficiente que le permita reaccionar y efectuar las maniobras necesarias para evitar colisiones. La distancia mínima de visibilidad, indispensable para la seguridad bajo ciertas condiciones físicas y determinado comportamiento del conductor, se halla relacionada directamente con la velocidad de los vehículos y con las distancias recorridas durante el tiempo de reacción del conductor y el correspondiente de frenado. Cuando el tránsito en la intersección está controlado por algún dispositivo, se puede restringir la visibilidad de la zona del cruce.

1. Triángulo mínimo de visibilidad. En las intersecciones debe existir una visibilidad continua a lo largo de los caminos que se cruzan, para permitir a los conductores que se aproximan simultáneamente, verse entre sí con la anticipación necesaria. En la Figura 11.54 se consideran tres casos generales, en los cuales se suponen las maniobras de los conductores sobre las ramas.

a) Intersecciones sin dispositivos de control.

Caso I. Cuando se permite a los vehículos ajustar su velocidad. En un cruce sin señales de "Ceda el paso" o de "Alto" o bien sin semáforo, el conductor de un vehículo que se aproxime, debe hallarse en aptitud de percibir cualquier peligro con el tiempo suficiente para modificar su velocidad en la medida necesaria, antes de llegar al camino transversal. Se ha fijado una distancia mínima entre la intersección y el punto desde el cual un conductor puede descubrir la presencia de otro vehículo que se aproxima al cruce por el camino transversal, que equivale a la distancia recorrida en tres segundos, correspondiendo dos al tiempo de reacción del conductor y un segundo adicional para proceder a frenar o acelerar, según se re-



$$P = \left[(R + 1.80) \text{ sen vers } \frac{28.65\, D}{R + 1.80} \right] - 1.80$$

y $$D = \frac{R + 1.80}{28.65} \text{ sec } \frac{R - P}{R + 1.80}$$

V = Velocidad de proyecto, km/h
D = Distancia de visibilidad de parada en metros, medida a 1.80 m de la orilla interna de la calzada

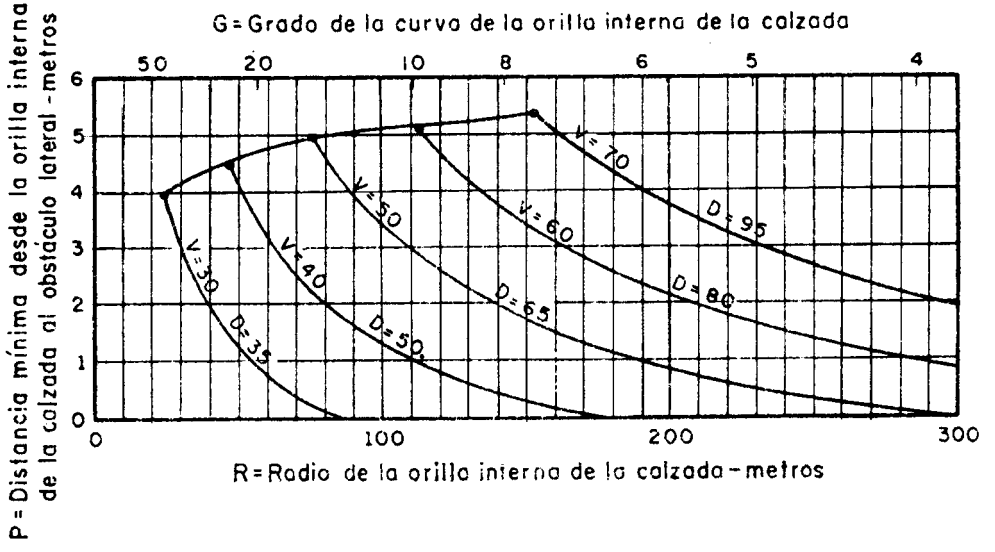
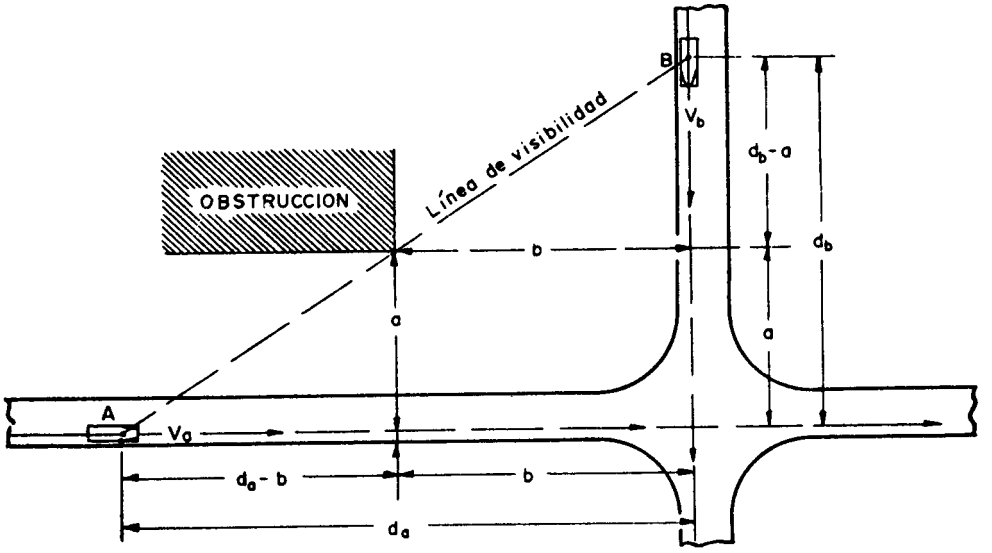
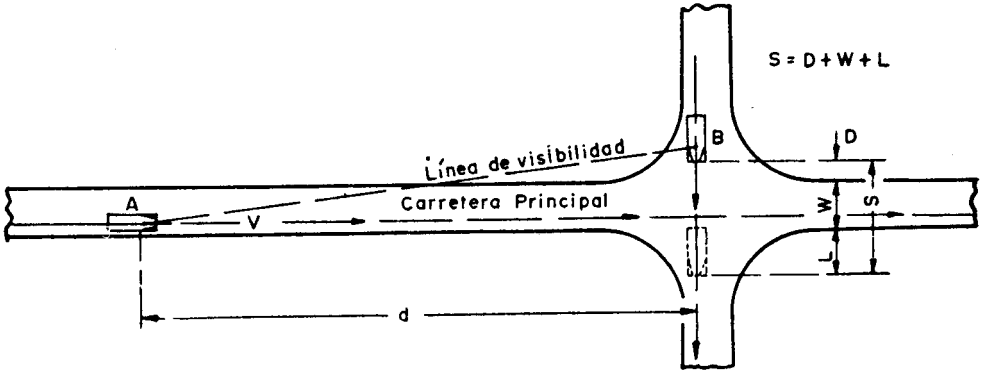


FIGURA 11.53. DISTANCIA MINIMA A OBSTACULOS LATERALES EN CURVAS HORIZONTALES DE LOS ENLACES PARA PROPORCIONAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA



SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL EN LA INTERSECCION

CASOS I y II



CON SEÑAL DE ALTO EN EL CAMINO SECUNDARIO

CASO III

FIGURA 11.54. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN LAS INTERSECCIONES. TRIANGULO MINIMO DE VISIBILIDAD

quiera. Las distancias recorridas en estos tres segundos para diferentes velocidades son:

Velocidad (km/h)	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia (m)	21	25	33	42	50	58	67	75	83	92

Refiriéndose a la parte superior de la Figura 11.54 y considerando para el camino A una velocidad de 80 km/h y para el B de 50 km/h, se requerirá un triángulo de visibilidad cuyos catetos sobre los caminos sean tramos con longitudes mínimas de 67 m y 42 m, respectivamente; estas distancias, como mínimo, permitirán a los vehículos en cualquiera de los dos caminos ajustar su velocidad antes de llegar al sitio del cruce. Este procedimiento sólo es aconsejable en intersecciones de caminos con bajos volúmenes de tránsito, pues existe la posibilidad de que el conductor sobre uno de los caminos, se enfrente a una serie de vehículos, cuando el tiempo y la distancia sólo son suficientes para evitar uno de ellos.

Caso II. Cuando los vehículos hacen alto total. Se supone en este caso que el conductor de un vehículo en cualquiera de las dos vías, debe estar en posibilidad de distinguir el cruce con suficiente anticipación, para detener su vehículo antes de llegar a éste. La longitud necesaria para realizar esta maniobra es la correspondiente a la distancia mínima de visibilidad de parada para camino abierto:

Velocidad (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia (m)	25	40	55	75	90	115	135	155	175

El triángulo de visibilidad determinado por estas distancias es más seguro que el triángulo correspondiente al caso I.

Cuando un obstáculo que no pueda ser removido a un costo razonable, fije los vértices del triángulo de visibilidad en puntos tales que las distancias de éstos a la intersección son menores que las de parada, los conductores, al descubrir otros vehículos sobre el camino transversal, pueden detenerse totalmente, sólo si están circulando a la velocidad adecuada a la distancia de visibilidad disponible en el lugar; si a los vehículos que transitan sobre uno de los caminos les está permitido circular a la velocidad de proyecto, la velòcidad crítica correspondiente sobre el otro camino habrá de evaluarse en términos de aquella velocidad y de las dimensiones conocidas del obstáculo en el triángulo. Como ejemplo, en la parte superior de la Figura 11.54 se muestra un caso en que se conoce la velocidad V_a y las distancias a y b entre el obstáculo y la trayectoria de los vehículos, la velocidad crítica V_b puede obtenerse en base a los datos conocidos, de la siguiente manera: Cuando el vehículo A está situado a una distancia d_a de la intersección que es la mínima de visibilidad de parada, el vehículo B está a una distancia d_b que depende de la línea de visibilidad que permite el obstáculo; por triángulos semejantes se tiene:

$$d_b = \frac{ad_a}{d_a - b}$$

y la velocidad V_b es aquella para la cual la distancia de parada es igual a d_b. Se deberá completar el proyecto con las señales necesarias para indicar

a los conductores del camino B la velocidad a la que deben circular al llegar al punto donde se inicia la distancia d_b.

b) Señal de alto en el camino secundario.

Caso III. Cuando los vehículos cruzan el camino principal después de hacer alto. En una intersección donde el tránsito del camino secundario se controla con señales de "Alto" es necesario, por razones de seguridad, que el conductor del vehículo parado disponga de visibilidad suficiente sobre la carretera principal para poder cruzarla antes de que lleguen a la intersección los vehículos que por ella circulan, aun cuando alcance a percibirlos en el preciso momento en que inicie su cruce. El tramo visible de la carretera principal para dicho conductor, debe ser mayor que el producto de su velocidad de proyecto por el tiempo necesario para acelerar y cruzar la carretera. La distancia de visibilidad necesaria a lo largo de la carretera principal se puede expresar así:

$$d = 0.278V\,(J + t_a)$$

donde:

d = Distancia mínima de visibilidad a lo largo de la carretera principal, desde la intersección, en metros.

V = Velocidad de proyecto de la carretera principal, en km/h.

J = Suma del tiempo de reacción y del tiempo requerido para aplicar la primera velocidad o para engranar una transmisión automática, en segundos.

t_a = Tiempo requerido para acelerar y recorrer la distancia S, cruzando la carretera principal, en segundos.

El término J representa el tiempo necesario para que el conductor de un vehículo vea en ambas direcciones de la carretera y deduzca si dispone del intervalo suficiente para cruzarla con seguridad y para que engrane su velocidad, previamente al arranque. La mayoría de los conductores suelen requerir, para esta maniobra, de sólo una fracción de segundo, pero para el proyecto debe considerarse el pequeño porcentaje de conductores de lenta percepción, estableciéndose como valor de J un lapso de 2 segundos.

El tiempo t_a necesario para recorrer una distancia determinada depende de la aceleración de cada vehículo, la que tratándose de automóviles, raramente iguala la aceleración máxima posible del mismo.

En la gráfica tiempo de aceleración-distancia de la Figura 11.55, la curva inferior es la correspondiente al vehículo DE-335. Para computar t_a, o sea el tiempo requerido para cruzar la carretera principal, se toma en cuenta que la mayoría de los conductores aceleran más de lo usual en el momento de cruzar un camino importante, aun cuando esta aceleración siempre es menor que la máxima que puede desarrollar el vehículo.

La aceleración del vehículo DE-610, es sustancialmente inferior a la del vehículo DE-335, sobre todo si lleva carga, ya que la potencia necesaria para el arranque da por resultado una baja aceleración inicial. De estudios realizados sobre la operación de estos transportes, se determinaron las relaciones tiempo-distancia para los vehículos DE-610 y DE-1525 que se muestran en la misma figura, de la que se puede obtener directamente el valor de t_a para condiciones a nivel y para una distancia determinada

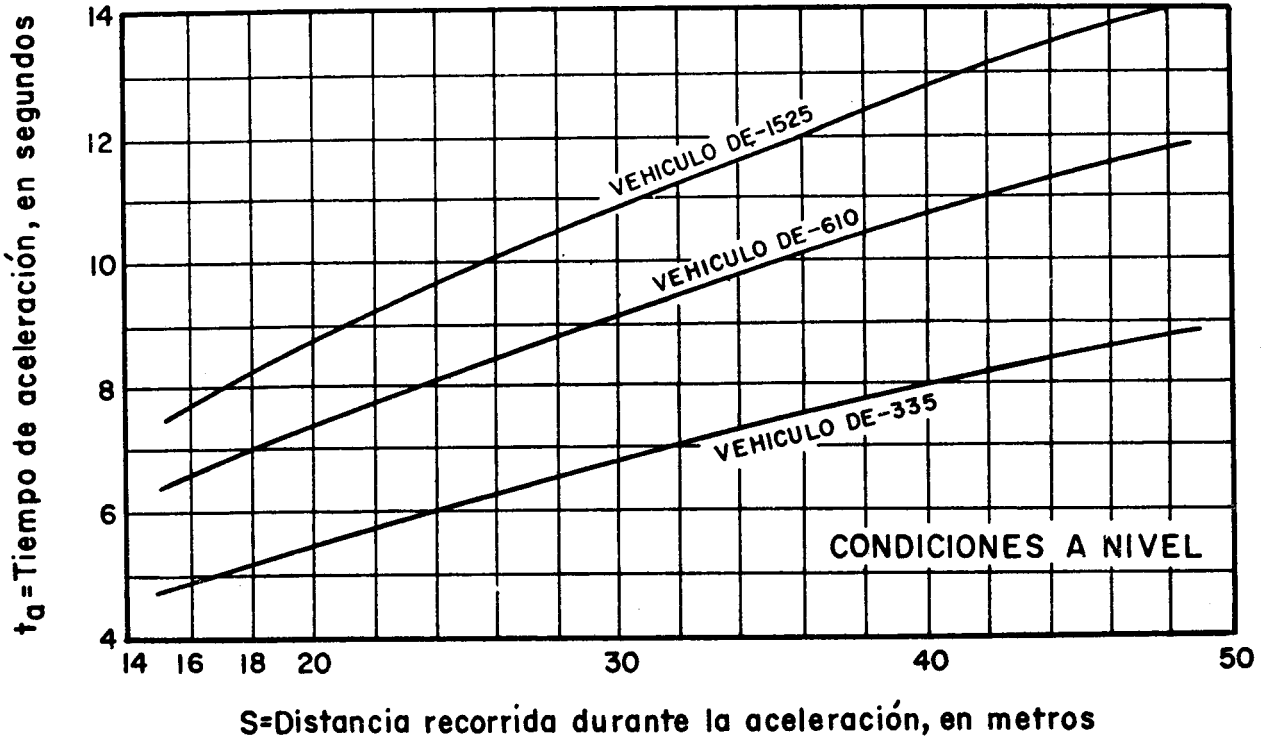


FIGURA 11.55. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. CASO III. DATOS DE LA ACELERACION A PARTIR DE UN ALTO TOTAL

S, en metros. Esta distancia, según la parte inferior de la Figura 11.54, es la suma de:

$$S = D + W + L$$

En donde:

D = Distancia entre el frente del vehículo parado y la orilla de la calzada de la carretera principal.

W = Ancho de la calzada de la carretera principal.

L = Longitud total del vehículo.

Se ha convenido que el valor de D sea igual a 3.00 m, debido a que algunos conductores no paran su vehículo lo más cerca posible de la orilla de la carretera por cruzar.

El valor W depende del número de carriles de la carretera principal. Se ha considerado para cada uno de ellos un ancho de 3.65 m.

El valor de L depende del tipo de vehículo. Para fines de proyecto se ha determinado para el DE-335 una longitud de 5.80 m; para el DE-610, 9.15 m; para el DE-1220, 15.25 m; y para el DE-1525, de 16.78 m.

La Figura 11.56 muestra la distancia mínima de visibilidad d, necesaria para cruzar con seguridad la intersección en ángulo recto de un camino con carriles de 3.65 m, partiendo el vehículo de la posición de reposo, para los diferentes tipos de vehículos y para caminos de 2, 4 o 6 carriles.

A fin de comprobar si la distancia de visibilidad a lo largo de la carretera es la conveniente, deberá medirse tal distancia considerando una altura del ojo del conductor de 1.14 m y observando el extremo superior de un objeto de 1.37 m de alto.

En carreteras con faja separadora central de ancho mayor o igual a la longitud de un vehículo, la maniobra de cruce puede realizarse en dos etapas, protegiéndose el vehículo en la faja al detenerse en la parte central del camino. Cuando la faja separadora central tenga un ancho menor al valor L, se deberá incluir en el valor de W el ancho de la faja, a fin de que el vehículo cruce las calzadas sin detenerse.

c) Efecto del esviajamiento. Cuando dos caminos se intersectan formando un ángulo menor de 90°, será necesario ajustar ciertos factores que determinan la distancia de visibilidad en el triángulo.

En la Figura 11.57 se muestra el triángulo de visibilidad para una intersección esviajada, en la cual la longitud AB es mayor y BC es menor de lo que serían para una intersección en ángulo recto. Como el análisis se basa en la relación de velocidad y distancia a lo largo de los caminos, la distancia AB carece de importancia, siempre y cuando el área dentro del triángulo se halle libre de obstrucciones a la visibilidad. En intersecciones esviajadas con obstrucciones que limitan las distancias de visibilidad, las distancias a y b convenientes para los cálculos, deben medirse paralelamente a los caminos, tal como se muestra en la figura.

En el caso del cuadrante en ángulo obtuso, el ángulo formado por la visual AB y la trayectoria de cualquiera de los vehículos, es pequeño y los conductores pueden ver todo el triángulo de visibilidad con sólo mirar ligeramente hacia los lados de su trayectoria. En el caso del cuadrante en ángulo agudo y tratándose de la visual BC, cada conductor se ve precisado a volver la cabeza para ver la totalidad del triángulo. Para intersecciones esviajadas deberá de usarse solamente el procedimiento asignado a los casos II y III. Para el caso III, deberá afectarse la distancia S por el

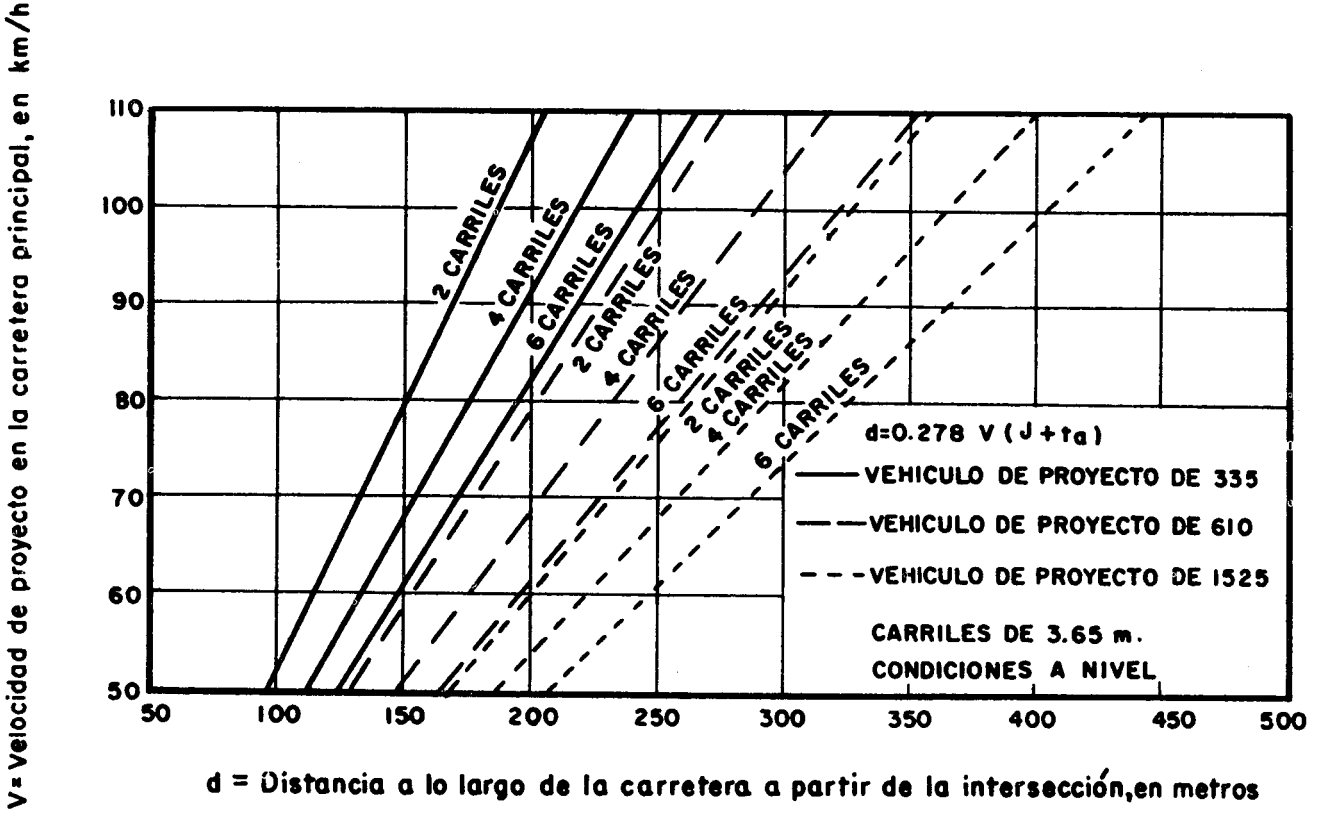


FIGURA 11.56. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. CASO III. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA A LO LARGO DE LA CARRETERA PRINCIPAL

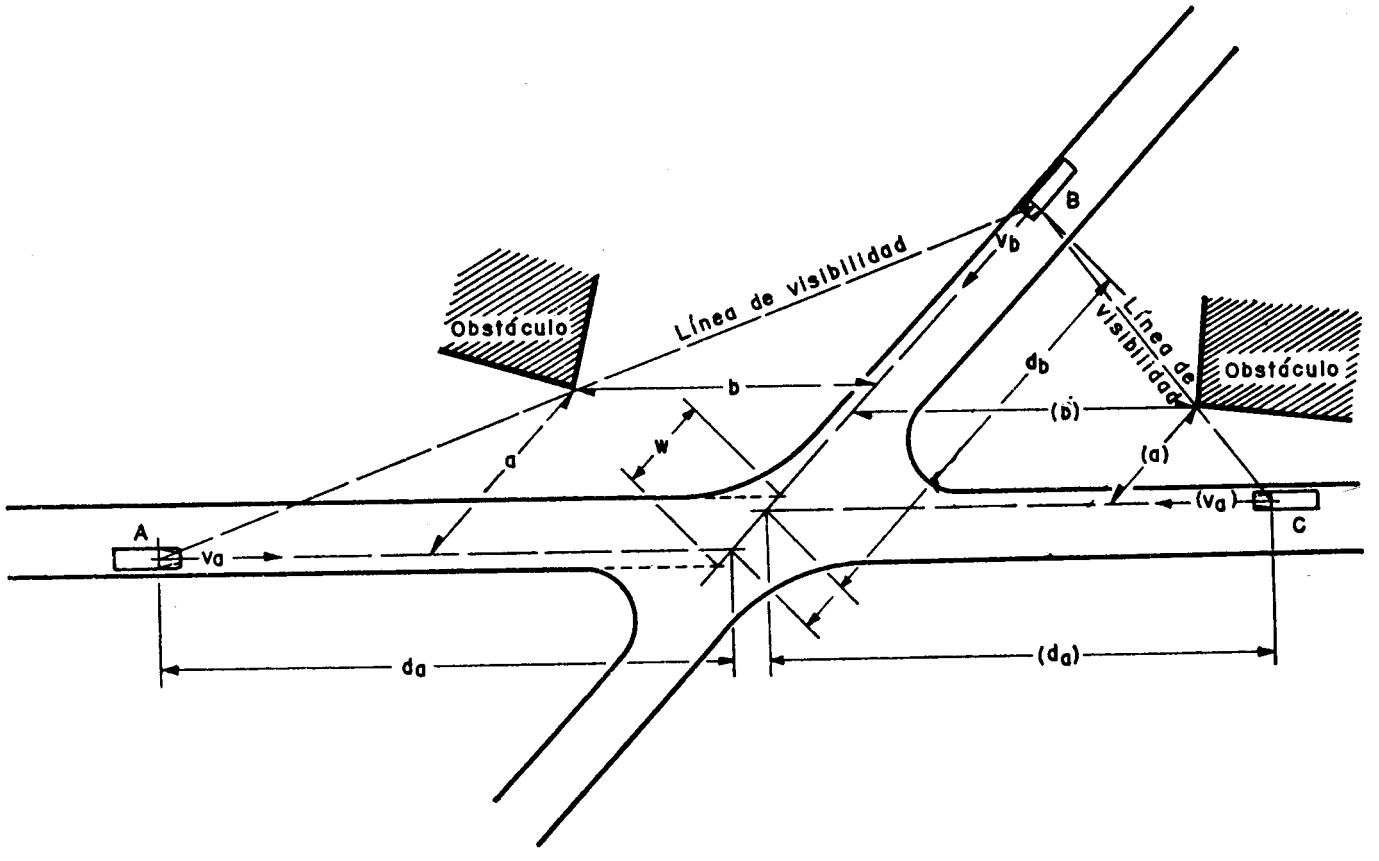


FIGURA 11.57. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. EFECTO DEL ESVIAJAMIENTO

esviajamiento, obtener el valor correspondiente de t_a directamente en la Figura 11.55 y calcular la distancia d por medio de la fórmula:

$$d = 0.278V\,(J + t_a)$$

d) Efecto de la pendiente. En el caso II, la evaluación de la distancia mínima de visibilidad está basada en la distancia de visibilidad de parada para vehículos que circulan sobre carreteras a nivel. Como una o más de las vías que se aproximan a la intersección pueden no ser a nivel, el vehículo que descienda por una pendiente necesita mayor distancia para pararse que aquel que transita a nivel y a su vez el que asciende requiere una distancia menor.

Las pendientes en las ramas de una intersección deberán limitarse al 3%, salvo que las distancias de visibilidad excedan considerablemente a las mínimas de parada a nivel, en cuyo caso la pendiente podrá ser hasta del 6%.

En el análisis del caso III, el tiempo requerido para cruzar la carretera principal se halla materialmente afectado por la pendiente de las ramas en la zona de cruce. Normalmente la pendiente a través de una intersección es tan pequeña que no merece ser considerada, pero cuando la curvatura de la carretera principal obliga a cierta sobreelevación, dicha pendiente puede ser significativa. En este caso la distancia de visibilidad deberá ser mayor.

Las relaciones aproximadas entre los tiempos de aceleración en pendiente con respecto a los tiempos de aceleración a nivel, tratándose de distancias de cruces semejantes, son como sigue:

FACTORES DE AJUSTE POR PENDIENTE

Para tiempo de aceleración

Vehículo de proyecto	Pendiente del camino transversal en %				
	−4	−2	0	+2	+4
DE–335	0.7	0.9	1.0	1.1	1.3
DE–610	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
DE–1525	0.8	0.9	1.0	1.2	1.7

Para determinar la distancia de visibilidad d sobre el camino transversal para la condición de pendiente, debe usarse el valor de t_a de la Figura 11.55 ajustado con los coeficientes de la relación anterior.

e) Efecto de una estructura cercana. En las intersecciones a desnivel que incluyen entronques a nivel, como es el caso del Diamante, existe una estructura en las inmediaciones que restringe la distancia de visibilidad en el entronque a nivel. La longitud del camino secundario visible desde el extremo de la rampa, debe ser mayor que el producto de la velocidad de

un vehículo que circula sobre aquél, multiplicada por el tiempo necesario para que otro vehículo, entrando en él desde la rampa y partiendo de la posición de reposo sobre ésta, inicie y complete una vuelta izquierda dentro del camino secundario. Sólo así puede un conductor que se halle detenido en el extremo de una rampa, después de mirar a ambos lados del cruce y hallarlo libre de vehículos próximos, estar seguro de que no se verá sorprendido por la aparición de ningún vehículo mientras realiza su vuelta. La única diferencia entre estas condiciones y las de un entronque común a nivel, como el del caso III, consiste en el tiempo y la distancia recorrida por los vehículos que realizan una vuelta hacia la izquierda en vez de cruzar la carretera.

Los vehículos que proviniendo de la rampa, se detienen y esperan a que se despejen los carriles del camino por cruzar, para incorporarse a él mediante vuelta a la izquierda, recorren en su giro 22.00 m, 27.00 m y 39.00 m, según sean vehículos DE-335, DE-610 o DE-1525, respectivamente. Estas distancias se basan en la suposición de que el vehículo se encuentra detenido a 3.00 m de la orilla de la calzada del camino por cruzar y de que al acelerar sigue la trayectoria mínima de vuelta, de acuerdo con el radio de control del vehículo de proyecto empleado, incorporándose a un ca-

Velocidad de proyecto en el camino secundario en la zona de intersección.	Distancia de visibilidad requerida para permitir que un vehículo de proyecto, partiendo de la rampa, efectúe una vuelta a la izquierda sobre el camino, en metros.		
	VEHICULO DE PROYECTO SUPUESTO EN LA TERMINAL DE LA RAMPA		
	DE-335	DE-610	DE-1525
30	65.00	90.00	105.00
40	85.00	115.00	140.00
50	110.00	145.00	175.00
60	130.00	175.00	210.00
70	150.00	205.00	240.00
80	170.00	235.00	275.00
90	195.00	265.00	310.00
100	215.00	295.00	345.00
110	235.00	325.00	380.00

TABLA 11-P. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA EN LOS EXTREMOS DE LAS RAMPAS CERCANAS A ESTRUCTURAS

mino de dos carriles con circulación en ambos sentidos. El tiempo de aceleración puede tomarse de la Figura 11.55, considerando un tiempo de 2 segundos para reacción. Las consiguientes distancias de visibilidad requeridas en función de las diversas velocidades de proyecto y de las tres clases de vehículos, aparecen en la tabla 11-P.

Deberá comprobarse el triángulo de visibilidad a que se refiere la Figura 11.58, a fin de confirmar la distancia de visibilidad indicada en la tabla 11-P. Esta comprobación se efectúa gráficamente tal como se muestra en la figura, a fin de corroborar si existe suficiente distancia de visibilidad más allá del estribo o del parapeto de la estructura. En ciertas ocasiones tendrán que considerarse curvas verticales mayores que las necesarias, para proporcionar la distancia de visibilidad de parada al entroncar el camino secundario. Cuando no sea posible proporcionar la distancia de visibilidad requerida, entonces la estructura tendrá que ampliarse a fin de proporcionar la distancia libre lateral, o bien proceder a instalar semáforos en el lugar.

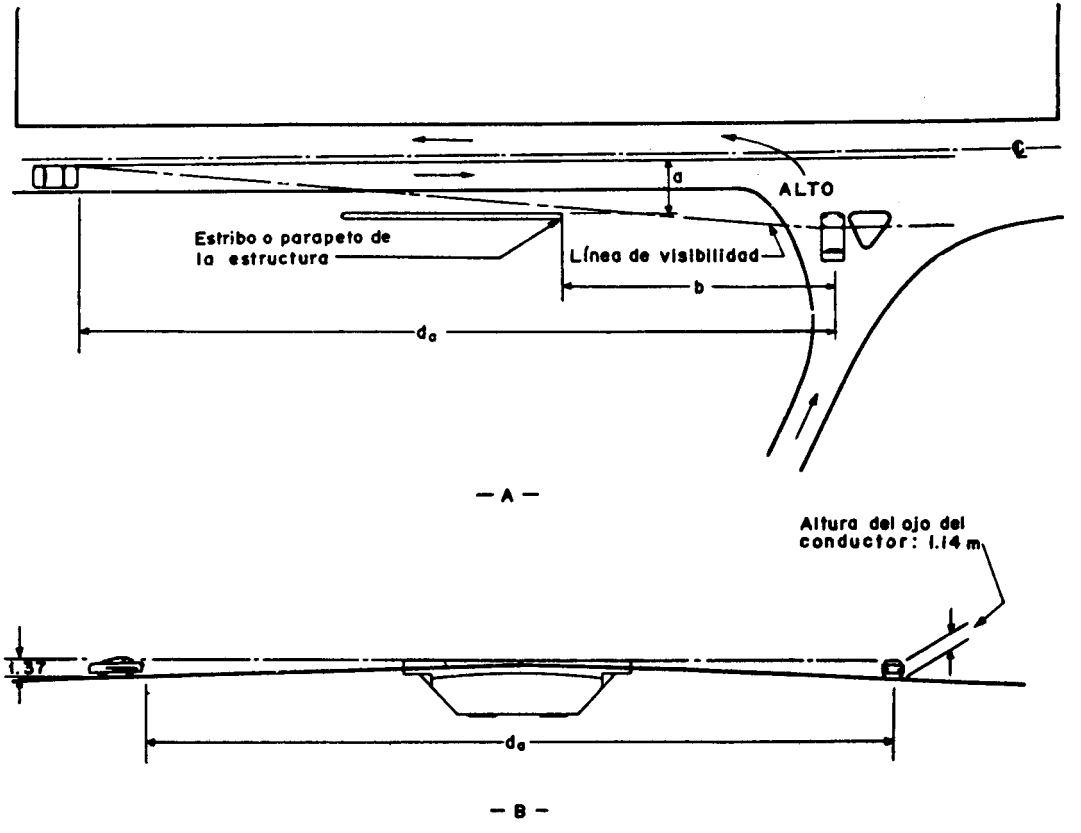


FIGURA 11.58. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA EN LOS EXTREMOS DE RAMPAS CERCANAS A ESTRUCTURAS

11.4.10 Isletas

Las intersecciones a nivel que comprenden grandes áreas pavimentadas, propician el descontrol de los conductores de los vehículos, requieren cruces para peatones muy largos y tienen zonas pavimentadas que no se llegan a usar; aun en intersecciones sencillas, pueden existir áreas en las que algunos vehículos se desvíen de sus trayectorias naturales. El uso de isletas en estos casos, disminuye en número e intensidad los conflictos en la intersección.

Una isleta es un área definida entre carriles de tránsito, para controlar el movimiento de vehículos o para refugio de peatones. Dentro de una intersección, se considera como una isleta a la faja separadora central o lateral. Una isleta no tiene un único tipo físico; puede variar, desde un área delimitada o no por guarniciones verticales hasta un área pavimentada, marcada con pintura.

Una intersección a nivel, en la cual el tránsito sigue trayectorias definidas por isletas, se denomina "intersección canalizada".

Las isletas tienen una o más de las siguientes finalidades:

Separación de los conflictos.

Control del ángulo de los conflictos.

Reducción de las áreas pavimentadas.

Canalización del tránsito evitando movimientos erráticos en la intersección.

Disposición para favorecer los movimientos predominantes.

Protección para peatones.

Protección y almacenamiento de vehículos que vayan a voltear o cruzar.

Ubicación de dispositivos para el control del tránsito.

A) Tipos de isletas. Las isletas pueden agruparse en tres grandes grupos, en cuanto a su función:

1. Canalizadoras. Son las que tienen por objeto encauzar el tránsito en la dirección adecuada, principalmente para dar vuelta.

2. Separadoras. Son las que se encuentran situadas longitudinalmente a una vía de circulación y separan el tránsito que circula en el mismo sentido o en sentidos opuestos.

3. De refugio. Son áreas para el servicio y seguridad de los peatones.

1. Isletas canalizadoras. Los movimientos erráticos del tránsito, en áreas muy grandes, pueden evitarse al colocar en esas áreas isletas que dejan poco a la discreción de los conductores. Las isletas canalizadoras pueden ser de muchas formas y tamaños; entre las más comunes están la de forma triangular *(a)* y la semicircular *(d)*, según se ilustra en la Figura 11.59.

Las isletas canalizadoras deberán colocarse de tal manera que el curso apropiado del viaje parezca obvio, continuo y fácil de seguir y deberán permitir a las corrientes de tránsito, en la misma dirección, converger con ángulos pequeños y alinear los movimientos de cruce a cerca de 90° Los radios de las curvas que delimitan las isletas, deben corresponder o exceder al mínimo necesario para las velocidades de vuelta esperadas.

En aquellas intersecciones en donde hay confusión en el movimiento

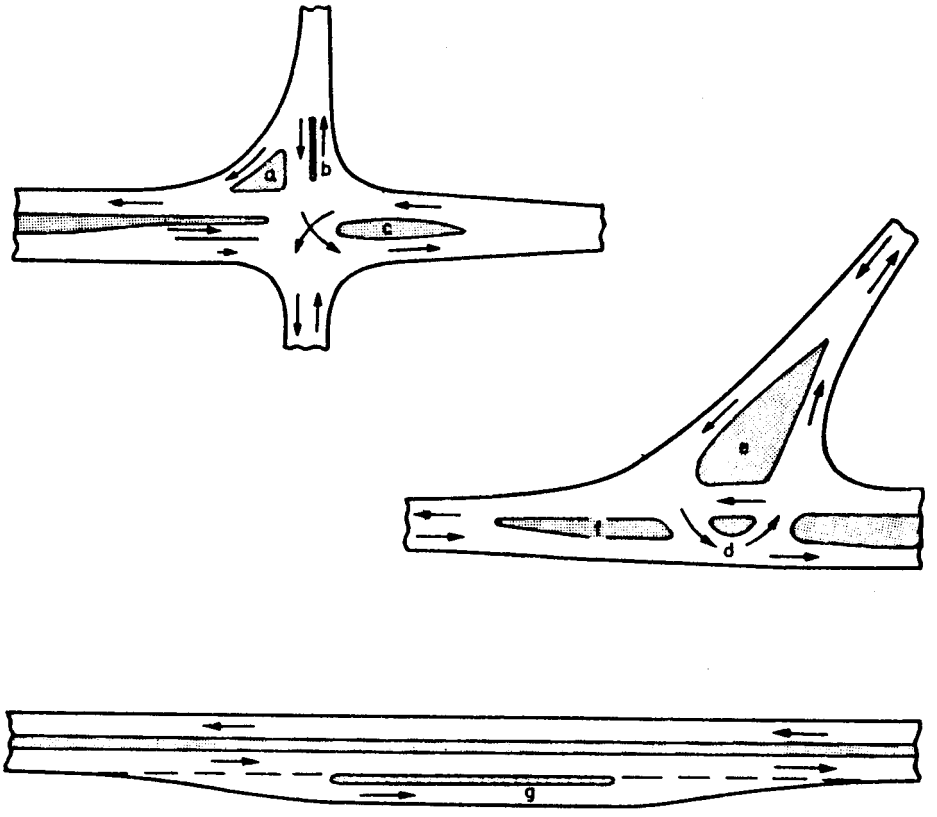


FIGURA 11.59. TIPOS Y FORMAS MAS COMUNES DE ISLETAS

de los vehículos, es aconsejable probar canalizaciones temporales con dispositivos móviles, observando el comportamiento del tránsito, variando el tamaño y forma de las isletas, antes de proyectarlas y construirlas definitivamente.

Las isletas son de gran utilidad especialmente en las zonas donde los movimientos directos y de vueltas son frecuentes. Es preferible usar pocas isletas grandes que muchas isletas pequeñas, para reducir el peligro.

2. Isletas separadoras. En las intersecciones de caminos no divididos puede ser aconsejable colocar isletas en las ramas de acceso, para regular el tránsito en la intersección. Este tipo de isletas son especialmente ventajosas para controlar el tránsito que da vuelta a la izquierda en las intersecciones esviajadas. En la Figura 11.59 se ilustra una variedad de isletas que separan el tránsito que circula en sentido contrario (*b, c, e* y *f*) y la isleta (*g*) que separa los carriles de tránsito en un mismo sentido, para dar acceso a algún servicio o tránsito lateral.

Cuando se amplía un camino para colocar una isleta separadora, Figura 11.60, deberá hacerse de tal manera que las trayectorias a seguir sean

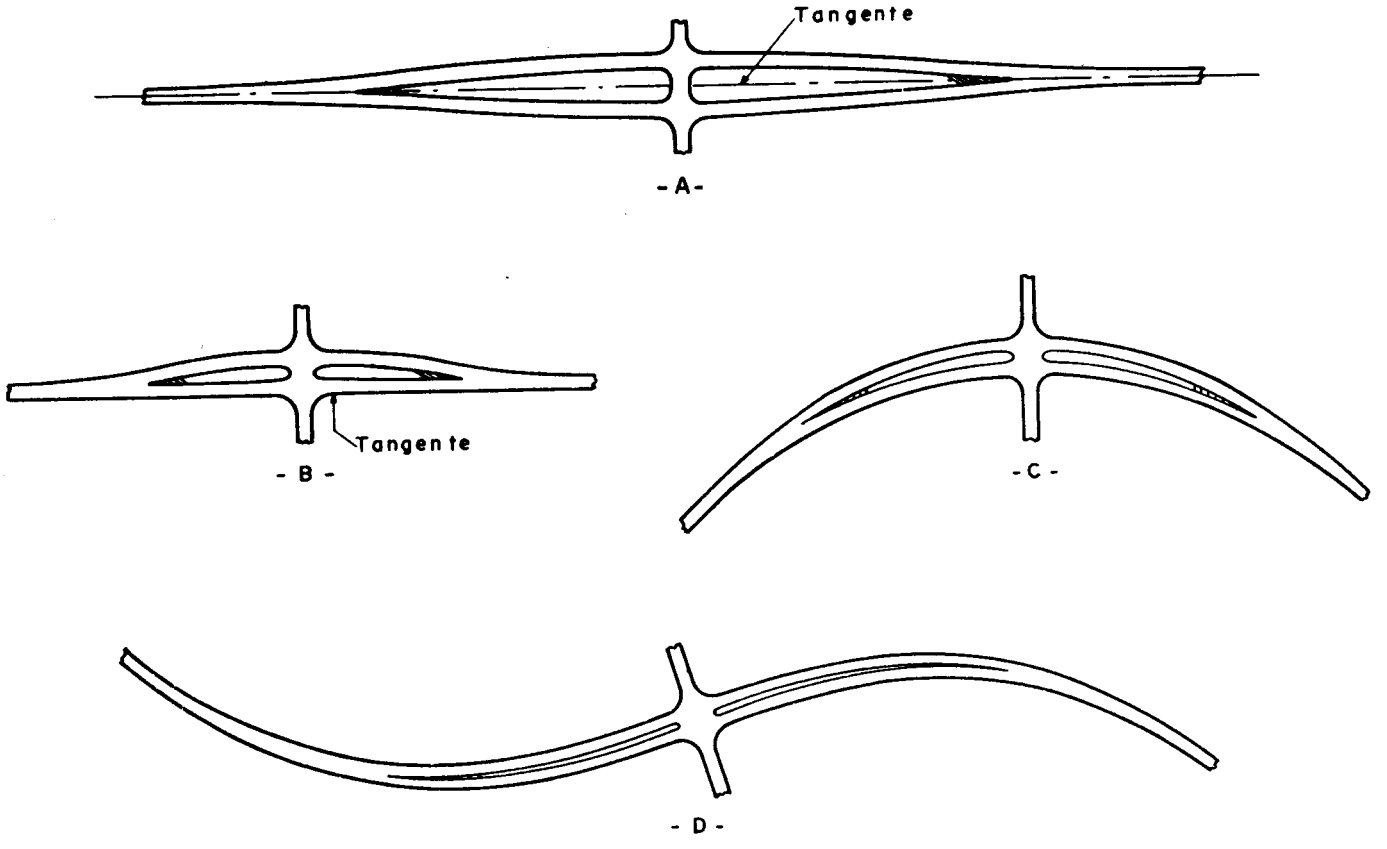


FIGURA 11.60. AMPLIACION DE LA CORONA DEL CAMINO PARA PROPORCIONAR ISLETAS SEPARADORAS

evidentes e inequívocas para el conductor; el alineamiento no debe requerir una maniobra considerable del volante. Frecuentemente el camino es una tangente y cuando se requiere una isleta separadora, es necesario usar curvas inversas. En zonas rurales, donde generalmente las velocidades son altas, el grado de curvatura de las inversas deberá ser de 0.5 grados o menos; en caminos de baja velocidad, se pueden aceptar valores no mayores de 1.5 grados. En algunas ocasiones se necesitará ampliar la corona del camino en ambos lados, más o menos simétricamente respecto a su eje, como se muestra en la Figura 11.60-A, o la ampliación puede darse hacia un solo lado dejando el otro en línea recta, como se muestra en la Figura 11.60-B. Cuando se requiere la ampliación en curva, se aprovechan las características geométricas para evitar las curvas inversas, como se muestra en los casos *C* y *D*.

3. Isletas de refugio. Son aquellas colocadas sobre o cerca de un paso de peatones, para ayudar y proteger a éstos cuando cruzan el camino. Las isletas *a, b, e* y *f* de la Figura 11.59 son ejemplos clásicos. Los conceptos generales para el proyecto de isletas, se aplican a las de refugio, excepto que para éstas son necesarias las guarniciones del tipo vertical.

B) Tamaños y características de las isletas. Las isletas deberán ser lo suficientemente grandes para llamar la atención del conductor. La isleta más pequeña deberá tener como mínimo, un área de 5 m^2 y preferentemente de 7 m^2. De la misma manera, las isletas triangulares no deberán tener lados menores de 2.50 m y de preferencia de 3.50 m, después de redondear las esquinas. Las isletas alargadas o separadoras, no deberán tener un ancho inferior a 1.20 m ni una longitud menor de 3.50 m. En casos muy especiales, cuando hay limitaciones de espacio, las isletas alargadas, como la *b* y la *g* de la Figura 11.59, pueden reducirse a un ancho mínimo absoluto de 0.60 m.

Cuando en intersecciones aisladas se diseñan isletas separadoras, éstas deberán tener como mínimo, una longitud de 30.00 m y deberán colocarse en lugares perfectamente visibles para el conductor, ya que de otra manera resultan peligrosas.

Las isletas se pueden construir con diferentes materiales, dependiendo de su tamaño, ubicación y función, y de la zona de que se trate, ya sea rural o urbana. Desde el punto de vista físico, las isletas pueden dividirse en tres grupos:

1. Isletas en relieve, limitadas por guarniciones.

2. Isletas delimitadas por marcas en el pavimento, botones u otros elementos colocados sobre el pavimento.

3. Isletas formadas en un área sin pavimento, delineadas por las orillas de las calzadas.

Las isletas del grupo 1 son las de uso más común en zonas urbanas, en cambio en zonas rurales su empleo es limitado.

Las isletas del grupo 2 son aplicables en zonas urbanas donde las velocidades son bajas y el espacio restringido; en cambio, en zonas rurales se utilizan en los caminos donde una guarnición representa un peligro.

Las isletas del grupo 3 son exclusivas de las zonas rurales y aplicables en aquellas intersecciones donde existe espacio suficiente para grandes radios de curvatura.

C) Diseño de isletas. Las isletas pequeñas se delimitan generalmente con guarniciones, en cambio las isletas mayores con pavimentos contrastantes en color o en textura, con cubiertas vegetales, postes, defensas, o cualquier combinación de éstas. En zonas rurales, las guarniciones de las isletas deberán ser del tipo achaflanado, excepto cuando el uso de una guarnición de tipo vertical sea necesario, como en estructuras o en cruces para peatones. En este caso es conveniente que la altura que sobresale de la superficie de rodamiento no sea mayor de 20 cm.

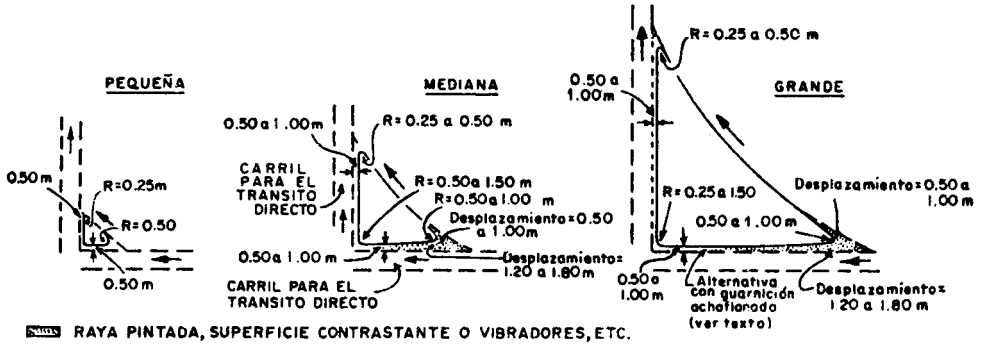
1. Isletas triangulares. Los contornos de las isletas están determinados por las orillas de las calzadas del tránsito directo y la de los enlaces, con su correspondiente espacio libre lateral a las orillas de la isleta. Los vértices de la isleta, deben ser redondeados o biselados para hacerlos más visibles y facilitar su construcción. El desplazamiento de la isleta, con respecto a los carriles para el tránsito directo, depende del tipo de tratamiento de la orilla y de otros factores, tales como el contraste de la isleta, la longitud de la transición o del pavimento auxiliar antes de la isleta y de la velocidad del tránsito. Dado que las guarniciones se presentan al conductor de una manera repentina deberán desplazarse de las orillas de los carriles, para reducir su vulnerabilidad.

Cuando la guarnición sea de tipo vertical, deberá estar desplazada tanto de los carriles del camino directo, como de los carriles de los enlaces. Cuando la guarnición sea de tipo achaflanado, solamente estará desplazada de los carriles del camino directo, puesto que en el enlace sólo requiere que la nariz de acceso se desplace de 0.50 m a 1.00 m. Cuando se prolonga el acotamiento a través de la intersección, la isleta se coloca fuera del acotamiento y en caso de que ésta tenga guarnición no habrá necesidad de desplazarla. Cuando el acotamiento sea menor de 0.50 m, la guarnición debe quedar a una distancia comprendida entre 0.50 m y 1.00 m de la orilla del carril del tránsito directo.

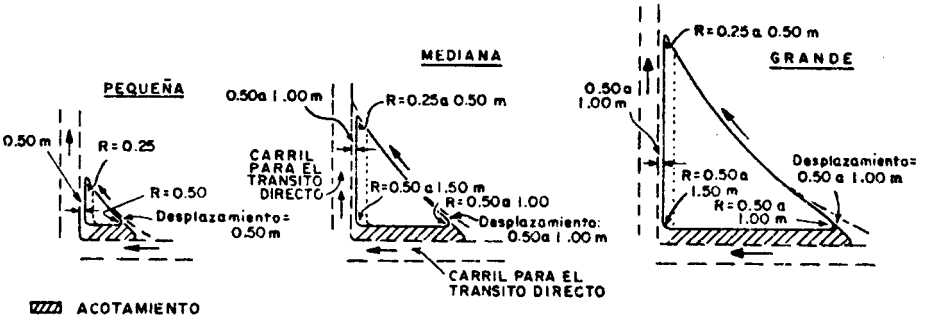
En la Figura 11.61 se ilustran los detalles del diseño para tres tamaños diferentes de isletas triangulares en los dos casos generales. En ella se aprecia que al vértice inferior derecho de cada isleta se le da el tratamiento semejante al de una nariz de acceso.

Se consideran como isletas pequeñas, aquéllas de tamaño mínimo o próximo a éste, de acuerdo a lo que se estableció anteriormente y como isletas grandes, aquellas cuyos lados sean mayores de 30.00 m.

Todas las isletas de la Figura 11.61 tienen el vértice de acceso redondeado con un radio de 0.50 m a 1.00 m, el vértice de salida redondeado con un radio mínimo de 0.25 m y el vértice del ángulo recto se redondea con un radio de 0.50 m a 1.50 m. Para el caso de la parte superior de la Figura 11.61, en el que la isleta está colocada en la orilla del carril del camino directo, la guarnición deberá quedar desplazada de 0.50 m a 1.00 m como mínimo, proporcionándose además, para las isletas medianas y grandes, un desplazamiento al vértice de acceso, de 1.20 m a 1.80 m. Cuando el camino directo esté limitado por una guarnición achaflanada, la guarnición de la isleta será similar en su tipo y no será necesario desplazarla de la orilla del carril del camino directo, proporcionando solamente el desplazamiento necesario para el vértice de acceso, lo cual obliga a que la longitud de la orilla de la isleta sea la necesaria para permitir una transición gradual de este desplazamiento.



ISLETAS CON GUARNICION – SIN ACOTAMIENTO



ISLETAS CON GUARNICION – CON ACOTAMIENTO

FIGURA 11.61. DISEÑO DE ISLETAS TRIANGULARES

Las guarniciones de tipo vertical en cualquier caso, deberán estar desplazadas de la orilla del carril del camino directo, para evitar la sensación de restricción que provocan a los conductores.

Cuando las isletas medianas o grandes no estén delimitadas por guarniciones, los desplazamientos indicados son deseables pero no esenciales.

El vértice de acceso de una isleta deberá ser visible para los conductores que se aproximen y deberá estar fuera de las trayectorias de los vehículos, de tal modo que los conductores no tengan que virar para alejarse de la isleta.

Cuando el acotamiento se prolonga a través de la intersección, la orilla de la isleta puede quedar sobre la orilla del acotamiento, como se muestra en la parte inferior de la Figura 11.61. En el caso en que se tenga velocidades altas y la isleta esté precedida por un carril auxiliar, puede ser

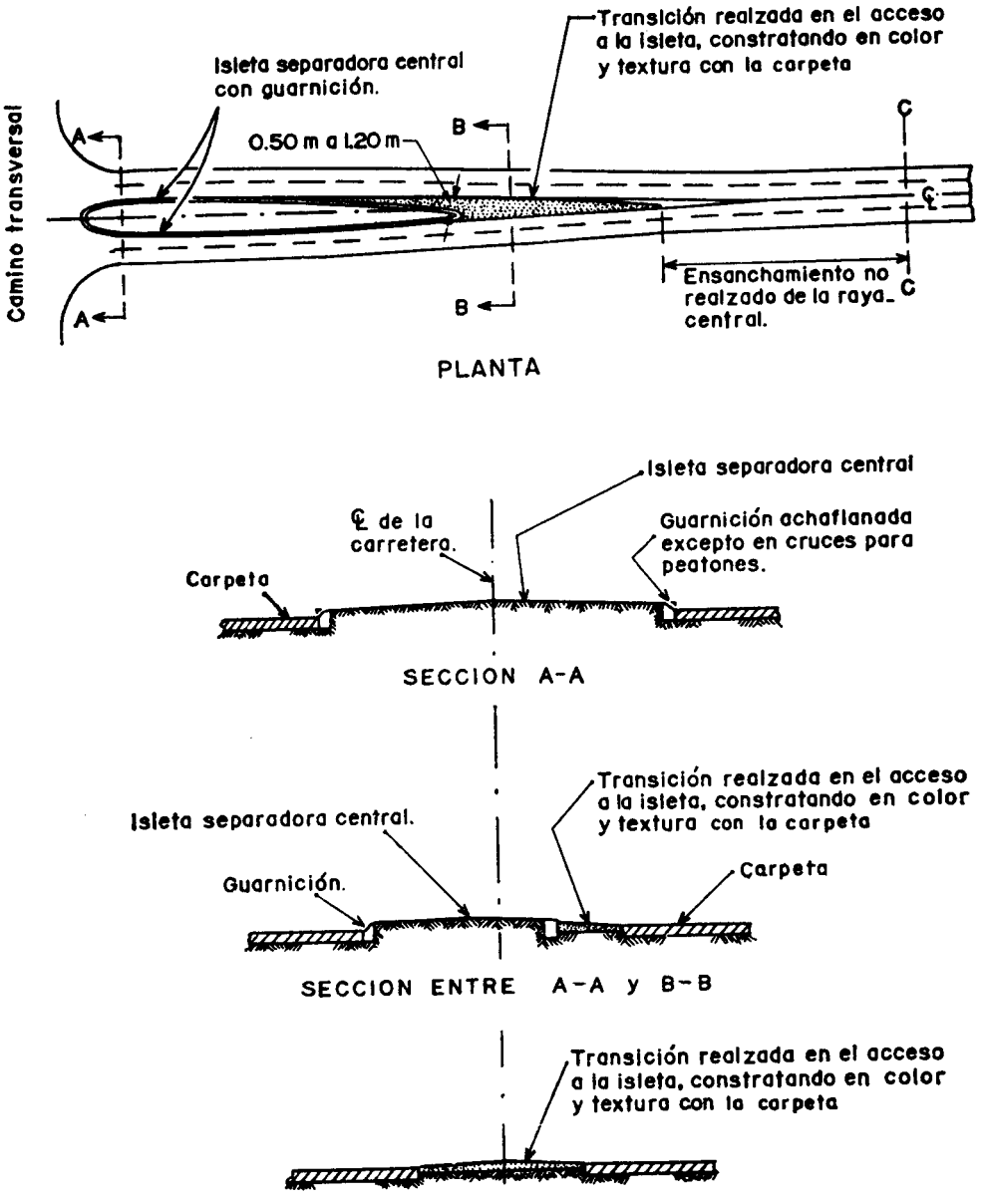


FIGURA 11.62. DISEÑO DE ISLETAS SEPARADORAS CENTRALES

deseable desplazar el vértice de acceso de las isletas grandes, de 0.50 m a 1.20 m de la orilla del acotamiento.

Deberán colocarse dispositivos que prevengan a los conductores con anticipación de la existencia de las isletas, tanto durante el día como en la noche. Las marcas en el pavimento, las rugosidades o los vibradores de concreto, pueden aplicarse ventajosamente en las áreas sombreadas de la Figura 11.61.

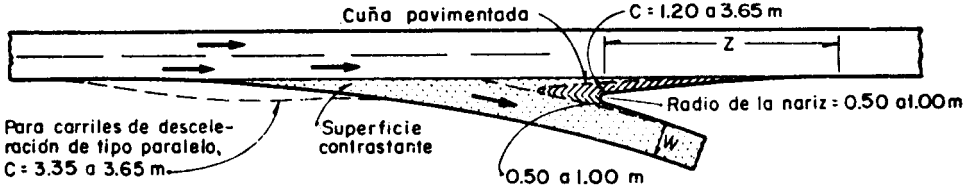
2. Isletas separadoras centrales. El vértice de acceso de una isleta separadora central deberá diseñarse cuidadosamente ya que se encuentra en línea directa con el tránsito que se aproxima. En las zonas rurales, el acceso deberá consistir de un ensanchamiento gradual de la raya central, proporcionado por una ampliación de la corona del camino, como se indica en la Figura 11.62. De preferencia, deberá cambiarse gradualmente a una marca realzada, de color y textura contrastante con los carriles de circulación. Esta sección deberá ser tan larga como sea posible.

La guarnición, en el vértice de acceso de la isleta, deberá estar desplazada cuando menos 0.50 m y preferentemente 1.20 m de la orilla interior del carril. El otro extremo de la isleta, en el cruce con el camino transversal se tratará como un remate de faja separadora central.

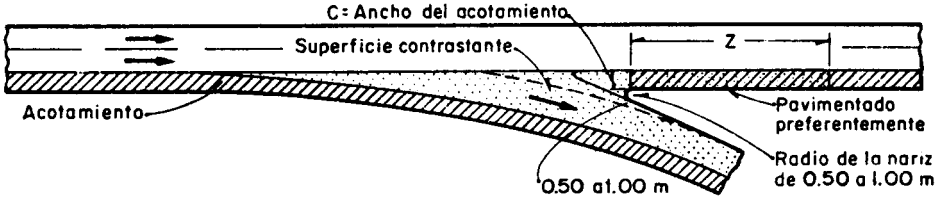
D) Diseño de los extremos de los enlaces. En donde una corriente de tránsito diverge en dos o en donde dos corrientes convergen en una y la velocidad de los vehículos es alta, se requiere un proyecto especial para asegurar una operación conveniente y sin peligro. Los principios generales de diseño para los extremos de las isletas, previamente discutidos, se pueden aplicar en este caso, pero deberán considerarse algunos aspectos de operación y proyecto más elaborados, como se muestra en las Figuras 11.63 y 11.64.

1. Extremos de salida. La salida de un camino que incluya un carril para cambiar de velocidad, deberá tener la nariz desplazada con respecto a la orilla de la calzada del tránsito directo, para hacerla menos vulnerable. A partir de la nariz debe proporcionarse un ahusamiento gradual, formando una cuña pavimentada en el lado del carril de tránsito directo, para permitir a los conductores que hayan iniciado la maniobra de salida erróneamente, regresar a su carril. En el diseño del extremo para estas condiciones es preferible emplear una guarnición para proteger la nariz, aun cuando los carriles del tránsito directo no la tengan, con el objeto de mejorar el encauzamiento y la visibilidad. Cuando no se construya una guarnición en la nariz, el desplazamiento y los detalles del ahusamiento siguen siendo aplicables.

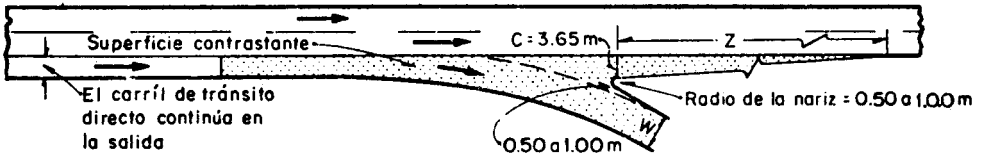
El desplazamiento "C" de la nariz, a partir de la orilla de la calzada del tránsito directo, en la Figura 11.63-A, depende de la longitud y forma de la cuña pavimentada. Para salidas direccionales, se usa un desplazamiento de 1.20 m a 3.65 m, como se indica con la línea llena. A medida que la salida sea más gradual será más larga la cuña pavimentada y más suave la curva de salida, siendo así mayor el desplazamiento de la nariz requerido para maniobras correctivas. El desplazamiento específico a escoger, dentro del rango de 1.20 m a 3.65 m, depende principalmente de un buen juicio, considerando las trayectorias de los vehículos sobre un plano a escala de la salida. En un área canalizada reducida, con radios adecuados únicamente para bajas velocidades, se pueden aplicar desplazamientos de



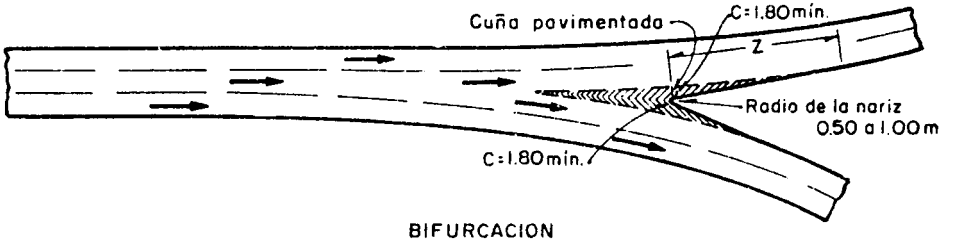
SIN ACOTAMIENTO
-A-



CON ACOTAMIENTO
-B-

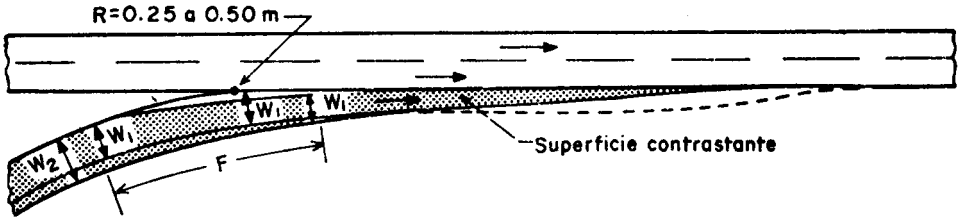


REDUCCION EN EL NUMERO DE CARRILES DE TRANSITO DIRECTO
-C-



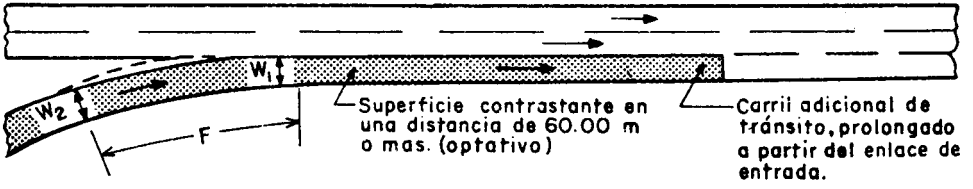
BIFURCACION
-D-

FIGURA 11.63. DISEÑOS PARA LOS EXTREMOS DE SALIDA



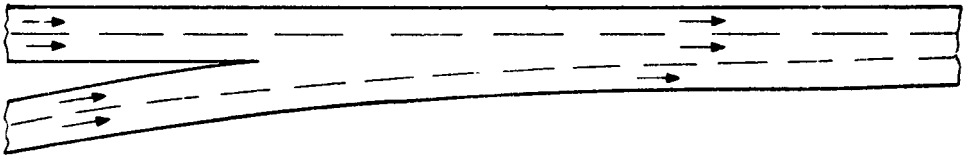
Con carril de aceleración

—A—



Aumento en el número de carriles de tránsito

—B—



Convergencia

—C—

FIGURA 11.64. DISEÑO PARA LOS EXTREMOS DE ENTRADA

la nariz de 0.60 m a 1.20 m, pero en el extremo de una rampa menos restringida, el desplazamiento deberá ser mayor. Para diseños con el carril de desceleración paralelo al eje del camino principal, como se muestra en la Figura 11.63-A con línea discontinua, el desplazamiento de la nariz en el lado del camino directo deberá ser del mismo ancho del carril de desceleración, o sea de 3.35 m a 3.65 m.

Cuando la rama de acceso tiene un acotamiento cuyo ancho total se continúa más allá de la nariz, como se indica en la Figura 11.63-B, el mismo acotamiento proporciona el desplazamiento necesario del lado del camino directo para permitir las maniobras de corrección descritas anteriormente.

Para el lado del enlace, es suficiente un desplazamiento de 0.50 m a 1.00 m, en la mayoría de los diseños similares a los mostrados en las Figuras 11.63-A, B y C. A medida que la importancia del enlace aumenta, el desplazamiento de la nariz debe ser mayor, hasta alcanzar 1.80 m como se indica en la Figura 11.63-D. Si un camino que tenga tres carriles en un mismo sentido de circulación, se bifurca continuando con dos carriles en cada rama, como se muestra en la Figura 11.63-D; en la nariz, debe haber un desplazamiento de por lo menos la mitad de un carril o sea de 1.80 m, a cada lado de la orilla de las calzadas. En el caso de áreas urbanas donde el derecho de vía está restringido, el desplazamiento mínimo que deberá emplearse será de 0.60 m y preferiblemente 1.20 m.

La longitud Z del ahusamiento de la nariz del lado del camino directo, deberá ser suficiente para permitir a un conductor, que se ha desviado equivocadamente a la derecha, librar la nariz y regresar al camino directo

Se considera que un conductor necesita un segundo por cada metro de desplazamiento lateral, para pasar de un carril a otro. Con los dispositivos preventivos colocados normalmente en la nariz y suponiendo que un conductor desconcertado reduce su velocidad, puede suponerse, para el caso de salida, que la mitad de la maniobra de corrección se efectúa antes de la nariz. Bajo esta base, la longitud mínima del ahusamiento de la nariz en metros, puede expresarse como:

$$Z = \frac{V \times 1 \times C}{2 \times 3.6}$$

o sea $Z = 0.139\ VC$, siendo V la velocidad de marcha en el camino directo en km/h y C el desplazamiento en metros. En la tabla 11-Q se muestran algunos valores para la longitud mínima del ahusamiento de la nariz por cada metro de desplazamiento de ésta y para varias velocidades de proyecto.

Cuando el número de carriles de tránsito directo se reduce pasando el extremo de salida, como se muestra en la Figura 11.63-C, el área de recuperación deberá ser mucho más larga que cuando el número de carriles permanece constante. El área de recuperación deberá proyectarse como un carril de aceleración según lo marcado en la tabla 11-J, en cuyo caso, es necesario suponer una cierta velocidad para el vehículo. Puede suponerse que la mayoría de los vehículos operan a la velocidad de marcha del camino directo, a menos que los carriles estén operando llenos. De la misma manera, el tránsito directo que hace uso del carril derecho, compartiéndolo con los vehículos que van a salir y que, por lo tanto, reducen su velocidad con cierta anticipación a la salida, se verán forzados a circular

VELOCIDAD DE PROYECTO DEL CAMINO DIRECTO km/h	VELOCIDAD DE MARCHA km/h	Z = LONGITUD EN METROS DE LA TRANSICION POR METRO DE DESPLAZAMIENTO DE LA NARIZ (C)
50	46	6
60	55	8
70	63	9
80	71	10
90	79	11
100	86	12
110	92	13

TABLA 11-Q. LONGITUD MINIMA DEL AHUSAMIENTO DE LA NARIZ

a velocidades menores que la de marcha en el camino. Por lo tanto, la longitud del área de recuperación, deberá ser suficiente para permitir a los vehículos lentos, incorporarse al tránsito en los carriles directos. Para su cálculo se recomienda que la velocidad al inicio del área de recuperación varíe entre 30 y 50 km/h, alcanzando la velocidad de proyecto del camino directo.

Los lineamientos generales de las salidas a la derecha de la Figura 11.63-A, B y C, también se aplican cuando se trate de las salidas a la izquierda.

2. Extremos de entrada. El vértice de la isleta, en el extremo de entrada de cualquier enlace, deberá ser lo más pequeño posible. Cuando se use guarnición, deberá redondearse con un radio entre 0.25 y 0.50 m. Cuando no se use guarnición el remate correspondiente suele redondearse en forma más aguda. El enlace de entrada debe proyectarse lo más paralelamente que se pueda al camino directo, como se muestra en la Figura 11.64. En intersecciones pequeñas canalizadas, la longitud y el radio del enlace de entrada puede no ser suficiente para hacer los ajustes y obtener la condición de casi paralelos, en cuyo caso el extremo de convergencia es la simple intersección de las orillas de las calzadas.

En la Figura 11.64-A se muestra un diseño para una entrada con un carril de aceleración, ya sea de tipo direccional como el de la línea continua o del tipo paralelo, como el de la línea discontinua. Cuando el ancho de la calzada del enlace corresponda al caso I (un carril de operación en un solo sentido, sin previsión para el rebase), este ancho W_1 se emplea uniformemente hasta el extremo de la entrada. Cuando el ancho de la calzada corresponda al caso II (un carril de operación en un solo sentido, con previsión para rebasar un vehículo estacionado), el ancho W_2 deberá reducirse al ancho W_1 en el extremo de la entrada, para asegurar la incorporación con un solo carril y evitar que los vehículos que entran lo hagan con trayectorias divagantes en el camino directo.

La reducción del ancho de la calzada puede obtenerse ajustando simplemente el lado izquierdo o el derecho del extremo de entrada y deberá tener una longitud tal que permita al conductor ajustarse a ella. Para el cálculo de la longitud de la transición necesaria para reducir el ancho de la calzada, puede aplicarse la razón de un segundo por cada metro de reducción. De donde, la longitud mínima, puede expresarse como sigue:

$$F = \frac{V \times 1}{3.6}(W_2 - W_1) \quad \text{o sea:} \quad F = 0.278V\,(W_2 - W_1)$$

en donde F es la longitud mínima en metros requerida para la reducción del ancho de la calzada; V es la velocidad de marcha del enlace en km/h; y $(W_2 - W_1)$ es la reducción de la calzada en metros. En la tabla 11-R se muestran algunos valores de la longitud mínima requerida para la reducción del ancho de la calzada.

Cuando el volumen de tránsito que entra, supera la capacidad de un carril, o cuando la suma de este volumen más el del tránsito directo, rebasa la capacidad del camino directo, se deberá adicionar un carril en el camino directo y prolongarse a partir del enlace de entrada, como se muestra en la Figura 11.64-B. En estas condiciones, el ancho de la calzada del enlace, corresponderá a la de los casos II o III de la tabla 11-H.

Cuando dos caminos de dos carriles en un solo sentido convergen a una calzada común, el diseño toma la forma mostrada en la Figura 11.65-C. Para convergencias a altas velocidades, la entrada deberá hacerse con ángulos pequeños procurando que la transición sea uniforme con una relación de 50:1, para obtener una reducción gradual de cuatro a tres carriles.

11.4.11 Dispostivos para el control del tránsito

El proyecto de los dispositivos para el control del tránsito, especialmente el señalamiento y las marcas en el pavimento, debe hacerse conjun-

VELOCIDAD DE PROYECTO EN EL ENLACE km/h	VELOCIDAD DE MARCHA km/h	F = LONGITUD MINIMA REQUERIDA PARA UNA REDUCCION DEL ANCHO DE LA CALZADA $(W_2 - W_1)$ EN METROS DE:					
		1.20	1.85	2.45	3.05	3.35	3.65
25	24	8	12	16	20	22	24
30	28	9	14	19	24	26	28
40	37	12	19	25	31	34	38
50	46	15	24	31	39	43	47
60	55	18	28	37	47	51	56
70	63	21	32	43	52	59	64

TABLA 11-R. LONGITUD MINIMA REQUERIDA PARA LA REDUCCION DEL ANCHO DE LA CALZADA EN LOS EXTREMOS DE ENTRADA

tamente con el proyecto geométrico para obtener el equilibrio necesario entre ambos. El proyecto geométrico no puede considerarse completo sino hasta que se han determinado las necesidades de dispositivos de control y pueden éstos instalarse de tal manera que aseguren una operación segura y eficiente.

El Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito [58] presenta normas para lograr uniformidad en el diseño y uso de tales dispositivos. Los proyectos de señalamiento, marcas en el pavimento y demás dispositivos necesarios para el control en las intersecciones, deberán realizarse de acuerdo con las normas establecidas en este Manual.

11.5 ENTRONQUES A NIVEL

Un entronque a nivel implica la realización de un proyecto que permita al conductor efectuar oportunamente las maniobras necesarias para la incorporación o cruce de las corrientes de tránsito.

Los tipos generales de entronques a nivel se ilustran en la Figura 11.65. Las formas que adoptan éstos son de tres ramas, de cuatro ramas, de ramas múltiples y de tipo glorieta. Una clasificación más amplia incluiría otras variedades como entronques simples, con carriles adicionales y canalizados.

Numerosos factores entran en la selección del tipo de entronque y en el tamaño del mismo. Los de mayor importancia son el volumen horario de proyecto de los caminos que se intersectan, su índole y composición y la velocidad de proyecto. Las características del tránsito y la velocidad de proyecto afectan muchos detalles del diseño, pero tratándose de seleccionar el tipo de entronque, revisten menos importancia que el volumen del tránsito. Los volúmenes de tránsito, actuales y futuros, son de suma importancia respecto a los movimientos directos y de vuelta.

A menudo las condiciones locales y el costo del derecho de vía influyen al seleccionar el tipo de entronque. Una distancia de visibilidad limitada, por ejemplo, puede hacer necesario el control del tránsito mediante señales o semáforos. El alineamiento y la pendiente de los caminos que constituyen la intersección y los ángulos de la misma, pueden llevar a la consideración de canalizar o emplear áreas auxiliares pavimentadas, independientemente de la densidad del tránsito.

Al diseñar los entronques debe considerarse cuidadosamente su apariencia a la vista del conductor. Una curva inversa suele tener apariencia agradable en el plano, pero en perspectiva, para el conductor podrá resultar confusa y forzada. A fin de evitar cambios bruscos en el alineamiento, debe proporcionarse una longitud de transición suficiente ya sea mediante espirales o curvas compuestas, así como la distancia entre curvas inversas, que permita tomar la curva cómodamente a la vez que da una grata impresión al conductor.

Debe también considerarse la combinación entre los alineamientos horizontal y vertical. Una curva horizontal cerrada a continuación de la cresta de una curva vertical, es absolutamente inconveniente en el área de un entronque.

[58] *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras.* Secretaría de Obras Públicas; México, 1970.

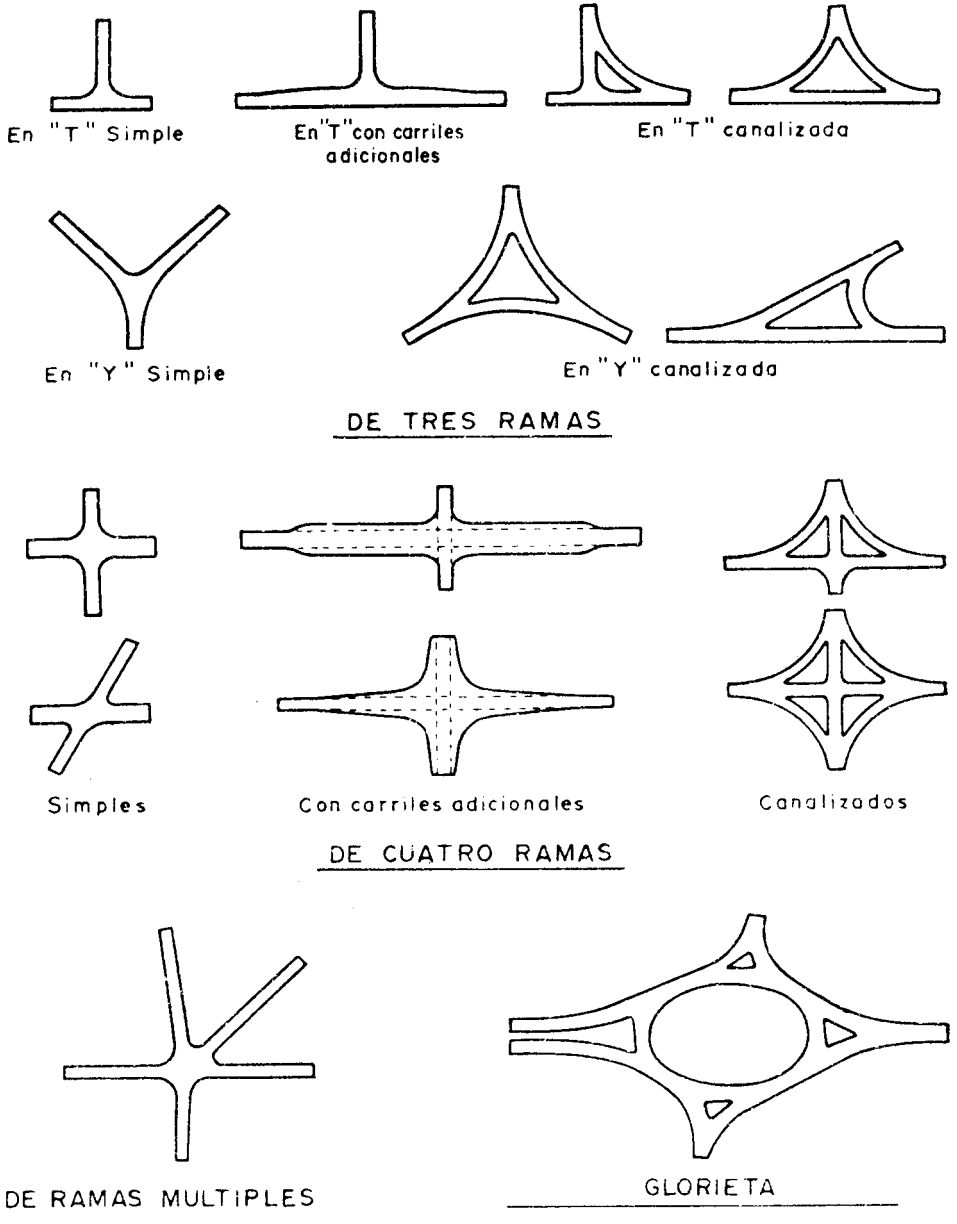


FIGURA 11.65. TIPOS GENERALES DE ENTRONQUES A NIVEL

11.5.1 Alineamientos de los entronques

Los entronques presentan áreas de conflicto y constituyen, por ende, peligros potenciales. El alineamiento y las condiciones del cruce deben, por tanto, permitir al conductor discernir con claridad sobre las maniobras necesarias para pasar por un entronque con plena seguridad, ocasionando la mínima interferencia. Para ello, el alineamiento horizontal deberá ser lo más recto y el vertical con las mínimas pendientes posibles. De la misma manera, la distancia de visibilidad deberá ser igual o mayor al mínimo asignado para condiciones específicas de entronques. De otra manera, resulta difícil para el conductor prever los actos de los otros conductores, o percibir los mensajes de los dispositivos de control y manejar al mismo tiempo su propio vehículo.

A) Modificaciones al alineamiento horizontal. En muchas ocasiones, las condiciones del lugar establecen limitaciones en el alineamiento definitivo y en la pendiente de los caminos que se intersectan. Pero a menudo es posible modificarlos para mejorar las condiciones de circulación y reducir los peligros, particularmente en carreteras.

Independientemente del tipo de entronque, es conveniente tanto desde el punto de vista de la seguridad como de la economía, que los caminos se crucen en un ángulo lo más próximo a 90°, pues en aquellos que se intersectan con esviajamiento se limita la visibilidad, especialmente a los vehículos pesados. Además, en los entronques esviajados, es mayor el tiempo en que existe riesgo para los vehículos que cruzan la corriente principal, lo que aumenta la potencialidad de accidentes. Por tanto, resulta altamente benéfica la práctica de modificar el alineamiento horizontal de una de las ramas, de modo que se intersecten en la forma que se muestra en las Figuras 11.66-A y B. Las curvas introducidas deben proporcionar seguridad en la conducción y permitir velocidades cercanas o iguales a las de los accesos de la carretera, pues de otra manera resultarían tan peligrosas como el cruce esviajado.

Otro sistema para modificar el alineamiento horizontal del camino secundario en un entronque esviajado, es realizarlo escalonadamente o en zig-zag, como se muestra en las Figuras 11.66-C y D. Para ello, basta con introducir una curva sencilla en cada rama del camino secundario. Los términos, camino principal y camino secundario, se usan para indicar la relativa importancia de las vías que forman la intersección y no el carácter específico de cada una.

Cuando la dirección del camino secundario corresponda a la indicada en la Figura 11.66-C, el resultado es inoperante, ya que el vehículo para volver a tomar aquél, tiene que realizar una vuelta a la izquierda sobre el camino principal. Por ende, esta disposición no debe emplearse, a menos que el tránsito del camino secundario sea muy escaso, o bien que el camino secundario tenga un carácter netamente local y su tránsito, en su mayoría, se incorpore al del camino principal en vez de proseguir de frente. Donde la dirección del camino secundario corresponda a la indicada en la Figura 11.66-D, la disposición es más operante porque para entrar en el camino principal el vehículo realiza una vuelta a la izquierda, la que se efectúa fácilmente esperando un espacio entre los vehículos que circulan por el camino principal y más adelante da vuelta hacia la derecha, para volver a tomar el camino secundario con muy poca interferencia al tránsito principal.

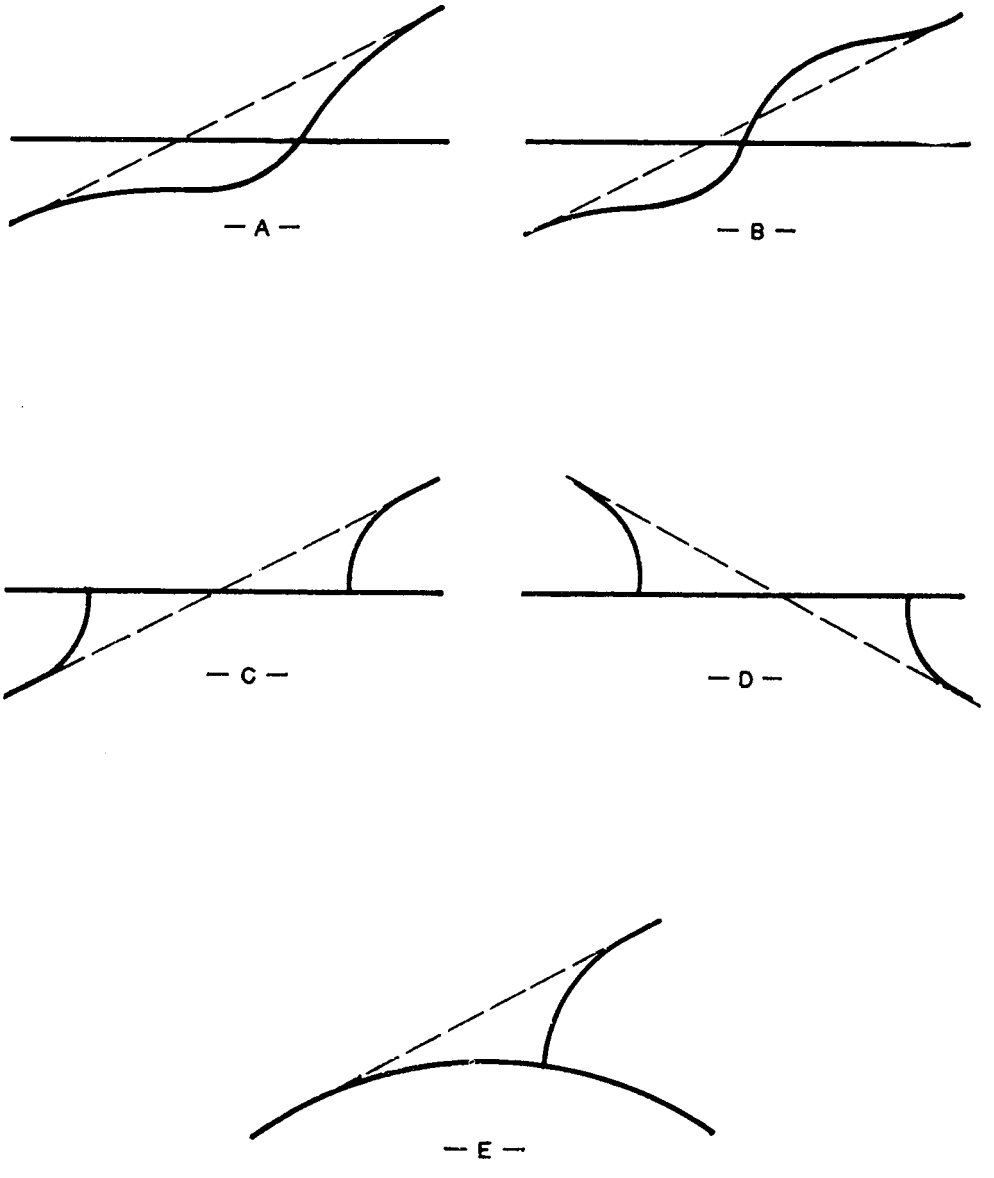


FIGURA 11.66. MODIFICACIONES AL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Si bien es preferible efectuar un cruce en ángulo recto, es permisible cierto esviajamiento. Los ángulos de esviajamiento hasta de 30°, producen sólo una pequeña disminución en la visibilidad que no amerita realineamiento.

Siempre que sea posible se evitarán los entronques sobre curvas cerradas, ya que la sobreelevación y la ampliación en las curvas complican el proyecto. Cuando el camino principal esté en una curva y el camino secundario constituya la prolongación de una tangente, será preferible realinear el camino secundario como se muestra en la Figura 11.66-E, a fin de conducir directamente el tránsito hacia el camino principal y mejorar la visibilidad en el punto de intersección. Esta práctica presenta la desventaja de una sobreelevación del pavimento, inconveniente para los vehículos que dan vuelta y debe ser aplicada solamente donde la curva presente una sobreelevación moderada.

B) Modificaciones al alineamiento vertical. En los entronques donde se instalen señales de ceda el paso o de alto, o semáforos, las pendientes deben ser lo menor posible en los tramos empleados para almacenar los vehículos que se detienen momentáneamente. La mayoría de los vehículos cuando se hallan sobre una pendiente, tienen los frenos aplicados para mantenerse inmóviles mientras el motor funciona. a menos que la pendiente sea inferior al 1%.

Tratándose de vehículos ligeros, las distancias calculadas para frenar y acelerar sobre pendientes del orden del 3% difieren muy poco de las correspondientes a nivel, cuando las pendientes sobrepasan este valor requieren ajustes en los diversos factores del proyecto para producir condiciones equivalentes a las que se presentan en las carreteras a nivel. La mayoría de los conductores son incapaces de calcular el incremento o disminución de las distancias necesarias para acelerar o frenar, de acuerdo con el grado de la pendiente. Sus deducciones y reacciones normales pueden conducirles a error en un momento crítico. Por tanto, las pendientes mayores del 3% deberán quedar eliminadas de los entronques; cuando las condiciones hagan tal abatimiento excesivamente costoso, la pendiente no deberá exceder del 6%, haciéndose los correspondientes ajustes en los factores del proyecto.

Las rasantes y secciones transversales de las ramas de un entronque deberán de ajustarse desde una distancia conveniente, a fin de proporcionar un acceso apropiado y el drenaje necesario. Normalmente, el camino principal debe conservar su rasante, a través del entronque y la del camino secundario ajustarse a ella. Las rasantes de los enlaces deben ajustarse a las pendientes transversales y longitudinales de los caminos.

Por regla general, los alineamientos horizontal y vertical de los caminos en o cerca de un entronque, se hallan sujetos a mayores restricciones que en el camino abierto. Su combinación en el sitio del entronque y en las proximidades de éste, debe permitir en todo momento al conductor una clara visibilidad de los carriles de tránsito y comprensión absoluta sobre cualquier dirección que pretenda tomar, libre de toda aparición repentina de peligros potenciales.

11.5.2 Diseños para disminuir o evitar maniobras erróneas

Un problema inherente a los entronques estriba en la posibilidad de que algunos conductores efectúen maniobras erróneas, a pesar del señala-

miento, al tratar de entrar o salir a cualquiera de los caminos, utilizando un enlace diseñado para circular en sentido contrario. Este problema de entrar equivocadamente ha sido causa de numerosos accidentes, los cuales se pueden disminuir si se atienden ciertos detalles en el diseño de los extremos de los enlaces.

En la Figura 11.67 se muestra el caso de un entronque a nivel constituido por el camino secundario y las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante.

Para evitar o disminuir las maniobras erróneas, es recomendable el uso de isletas canalizadoras que encaucen a los vehículos que circulan por la rampa hacia el camino secundario y desanimen a los que circulan por el camino secundario, que equivocadamente quieran entrar a la rampa. Para tal fin debe utilizarse el radio de control que defina un arco tangente a la orilla izquierda de la calzada de la rampa y el eje central del camino secundario. En la Figura 11.67-A se muestra que además de que las isletas constituyen medios para canalizar el tránsito por trayectorias correctas, pueden emplearse eficazmente para ubicar señales.

Cuando el camino secundario tiene faja separadora central, ésta se puede utilizar como un medio para evitar las maniobras erróneas según se muestra en la Figura 11.68-B, donde se aprecia que la faja separadora central hace que la vuelta a la izquierda hacia la rampa de salida, resulte muy forzada y que la esquina formada por la orilla izquierda de la rampa de salida y la del camino secundario, evita desde éste las vueltas erróneas hacia la derecha.

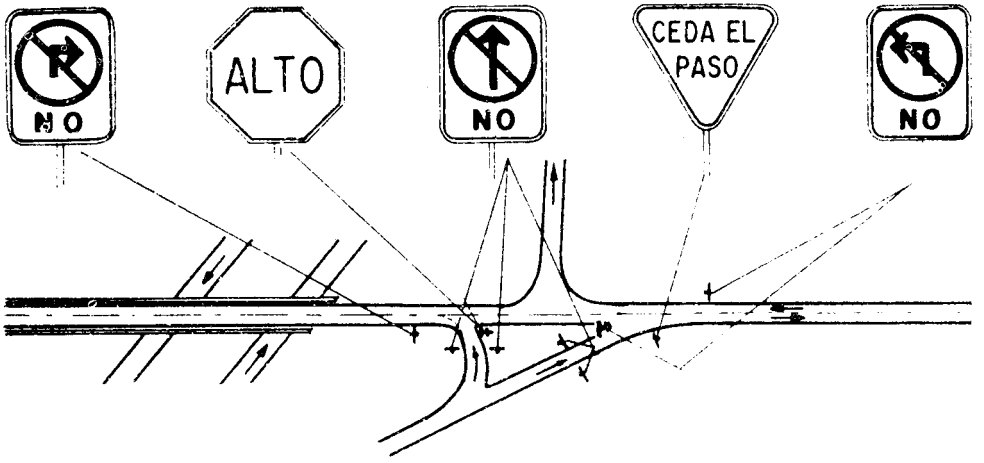
Las señales y las marcas adicionales sobre el pavimento son elementos importantes para evitar las vueltas en sentido contrario. En la Figura 11.67-A se presenta un ejemplo de señalamiento en el entronque a nivel. Se han usado otros dispositivos tales como marcas en el pavimento o semáforos de destello, hallándose en la actualidad varios métodos y dispositivos en vías de investigación. Con todo, aún no se ha encontrado una solución definitiva al problema de las entradas en sentido contrario en los extremos de las rampas.

11.5.3 Tipos de entronques a nivel

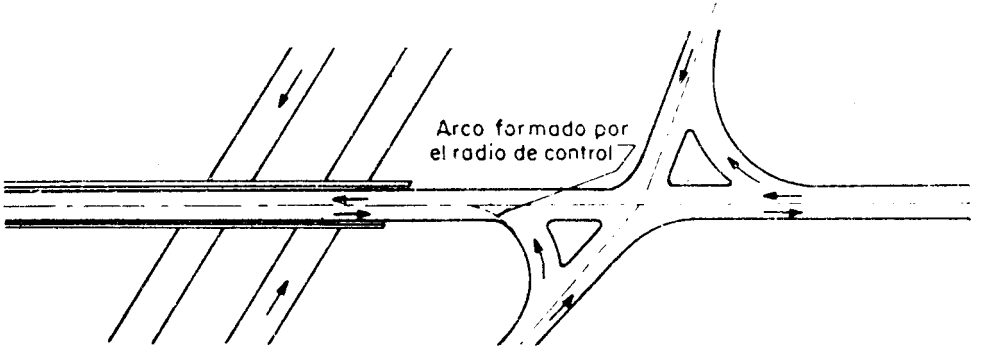
En cada caso particular, el tipo de un entronque a nivel se halla determinado tanto por la topografía y el uso de la tierra, como por las características del tránsito y el nivel de servicio deseado. Cualquier tipo de entronque puede variar ampliamente en dimensiones, forma y grado de canalización. A continuación se analizará cada tipo de entronque, con las variantes que puede presentar.

Primero se analizarán los entronques simples, para después pasar a los tipos más complejos, algunos de los cuales constituyen adaptaciones especiales. Los principales factores por considerar son: los volúmenes del tránsito, la velocidad y las características de los caminos en cuestión. Igualmente se exponen las condiciones en que habrá de realizarse cada tipo de entronque.

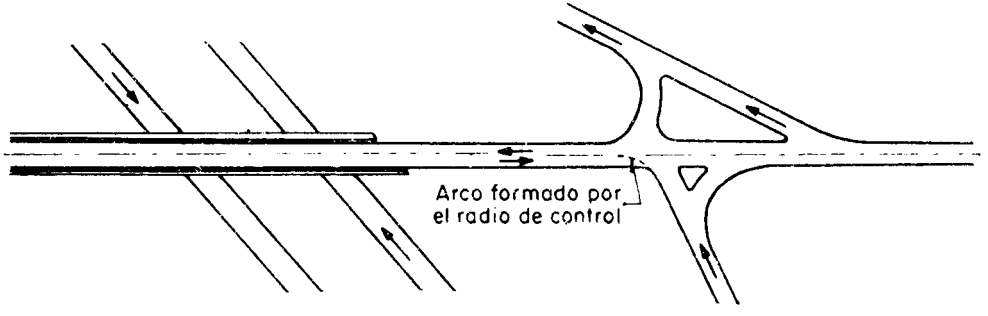
A) Entronques de tres ramas. Las formas básicas de entronques de tres ramas, aparecen ilustradas en las Figuras 11.69 a 11.73. Estos entronques pueden adoptar la forma de "T" o de "Y"; cualquiera que ésta sea, los principios generales de diseño son aplicables a ambos casos.



– A –

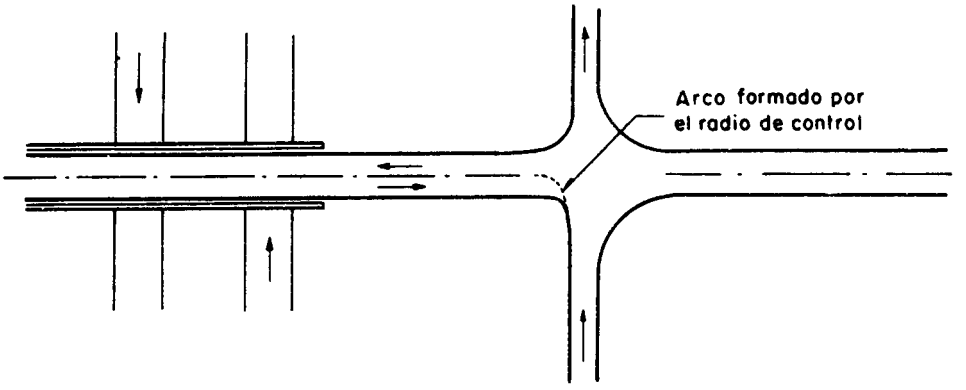


– B –



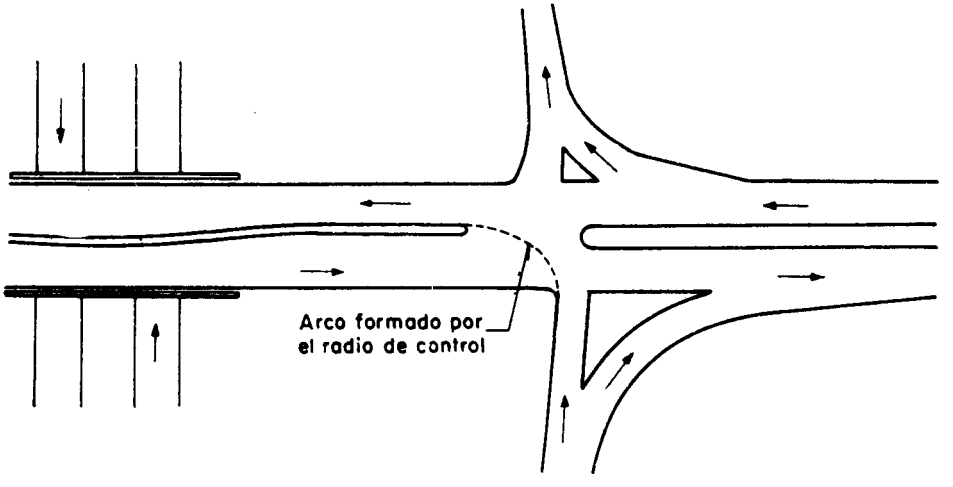
– C –

FIGURA 11.67. ENTRONQUE A NIVEL CONSTITUIDO POR EL CAMINO SECUNDARIO Y LAS RAMPAS DE UN ENTRONQUE A DESNIVEL TIPO DIAMANTE



CAMINO SECUNDARIO SIN FAJA SEPARADORA

-A-



CAMINO SECUNDARIO CON FAJA SEPARADORA

-B-

FIGURA 11.68. ENTRONQUE A NIVEL CONSTITUIDO POR EL CAMINO SECUNDARIO Y LAS RAMPAS DE UN ENTRONQUE A DESNIVEL TIPO DIAMANTE

1. Entronques simples y con carriles adicionales. En la Figura 11.69-A, aparece ilustrado el tipo más común de entronque en T; en éste la calzada conserva su ancho normal en ambos caminos exceptuando la zona destinada para vueltas. Este tipo de entronque se adapta a intersecciones entre caminos secundarios o locales y en términos generales, a intersecciones de caminos secundarios con carreteras de mayor importancia, siempre que el esviajamiento no sea muy pronunciado. En áreas rurales generalmente se emplea este tipo para el entronque entre carreteras de dos carriles con escasos volúmenes de tránsito. En áreas urbanas o suburbanas puede operar satisfactoriamente aun con altos volúmenes y en caminos de carriles múltiples.

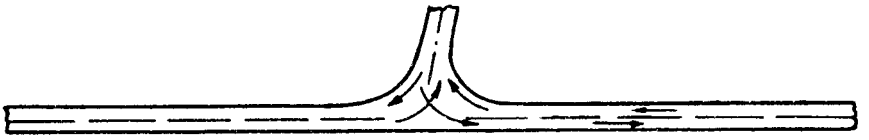
Donde las velocidades son altas y los movimientos de vuelta frecuentes, habrá de asignarse un carril adicional para facilitar las maniobras, en la forma que se ilustra en las Figuras 11.69-B, 11.69-C y 11.69-D. Este carril adicional reduce por una parte el peligro originado por los vehículos que dan vuelta y por otra incrementa la capacidad. Las vueltas a la izquierda procedentes de los carriles del camino principal son particularmente peligrosas porque los vehículos tienen que descelerar y quizá detenerse antes de completar la vuelta. Los entronques con carriles adicionales permiten a los conductores en la corriente de tránsito directo, rebasar fácilmente a los vehículos que desceleran. Las intersecciones ya existentes pueden adaptarse convenientemente, ampliándolas, para lograr el tipo que aparece en las Figuras 11.69-B y 11.69-C.

La Figura 11.69-B muestra un carril adicional, con acabado contrastante; del lado donde el camino secundario entronca con el principal, el cual actúa como un carril para cambio de velocidad destinado a ambas vueltas a la derecha.

La Figura 11.69-C presenta el caso de un carril adicional ubicado en el lado opuesto a donde entronca el camino secundario. La Figura 11.69-D ilustra el caso en que el carril adicional está en el centro del camino principal. Este diseño es más susceptible de aplicarse que el anterior, ya que el conductor que gira hacia la izquierda desde el camino principal prefiere efectuar un movimiento directo que lo encauza al carril central, lo que permite al tránsito que sigue de frente, circular a la derecha del vehículo que descelera, o se detiene; iguales ventajas ofrece respecto de los vehículos que voltean hacia la izquierda, procedentes del camino secundario.

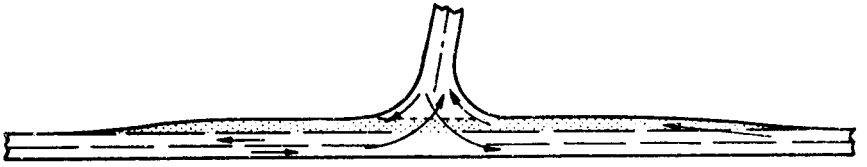
Otro diseño, que no se ilustra, consiste en la asignación de un carril adicional a cada lado del camino principal de dos carriles, convirtiéndolo, en las proximidades de la intersección, en un tramo de cuatro carriles; combinación que resulta apropiada para los casos en que la capacidad en el sitio de la intersección se ve reducida. Además, el camino secundario puede ampliarse en uno o en ambos lados, como se indica en la parte izquierda de la Figura 11.69-D, para facilitar la circulación y aumentar su capacidad.

2. Entronques canalizados. Donde se justifique una trayectoria de vuelta mayor que la mínima, habrán de asignarse enlaces para las vueltas derechas, con el fin de reducir el área pavimentada del entronque. Puede usarse un solo enlace en uno de los cuadrantes, cuando el volumen de tránsito que efectúa la maniobra de vuelta lo justifique, como se indica en la Figura 11.70-A, o en aquellos cuadrantes donde el ángulo de vuelta es muy agudo debido al esviajamiento de la intersección.



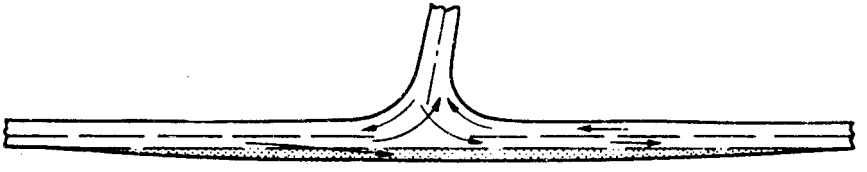
SIMPLE

- A -



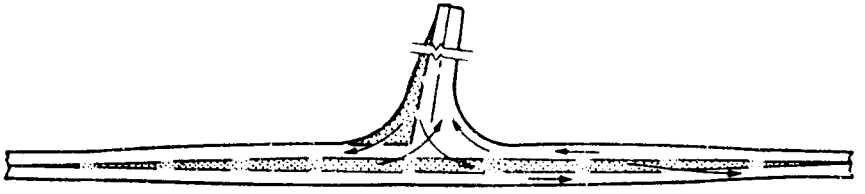
CARRIL ADICIONAL DEL LADO DONDE ENTRONCA EL CAMINO SECUNDARIO

- B -



CARRIL ADICIONAL DEL LADO OPUESTO A DONDE ENTRONCA EL CAMINO SECUNDARIO

- C -



CARRIL ADICIONAL EN EL CENTRO

- D -

FIGURA 11.69. ENTRONQUE EN "T", SIMPLE Y CON CARRIL ADICIONAL

La Figura 11.70-B corresponde a un entronque con dos enlaces. Este diseño no favorece las vueltas hacia la izquierda desde el camino principal, ya que el enlace para vueltas a la derecha, destinado al tránsito que se dirige al camino principal, debe ser lo más angosto posible para desanimar a los conductores que intenten entrar en él dando vuelta hacia la izquierda desde el camino principal.

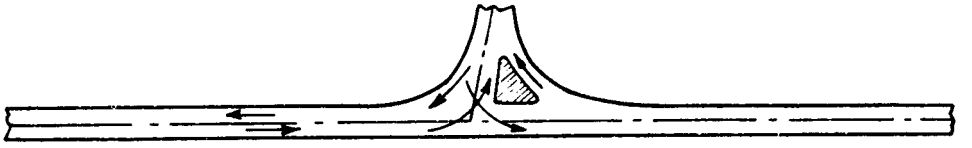
La Figura 11.70-C muestra un entronque canalizado por medio de una isleta separadora ubicada sobre el camino secundario; el sitio para la isleta se proporciona ampliando la corona de este camino y asignando a los movimientos de vuelta a la derecha radios superiores al mínimo. El extremo de la isleta generalmente se localiza de 2.50 a 3.60 m de la orilla de la calzada del camino principal, para dar lugar a las trayectorias de los vehículos que dan vuelta izquierda. Este diseño resulta operante en aquellas vías de dos carriles con altos volúmenes de tránsito, donde se carece de espacio para establecer enlaces y a la vez, se desea realizar un diseño sencillo. Tratándose de volúmenes de tránsito que fluctúan entre intermedios y altos, en relación a la capacidad de las vías, el camino principal deberá ampliarse con un carril adicional como se muestra en las Figuras 11.69-C y 11.69-D.

La Figura 11.70-D muestra un entronque con isleta separadora y enlaces para vueltas a la derecha, diseño que es adecuado para carreteras de importancia, con dos carriles, cuyos volúmenes sobre el camino principal fluctúen entre intermedios y altos y con un número considerable de vueltas. Todos los movimientos principales de la intersección se verifican sobre carriles separados.

3. Entronques canalizados con circulación en los enlaces en ambos sentidos. La Figura 11.71-A presenta un entronque con enlaces de circulación en ambos sentidos, formados por una isleta triangular grande, que permite a los vehículos que dan vuelta, tanto a la derecha como a la izquierda, circular a velocidades superiores a la mínima, con movimientos mejor dirigidos y menores distancias de recorrido que en los diseños anteriores. El inconveniente de este diseño consiste en que, al seguir los vehículos su trayectoria natural para dar vuelta hacia la izquierda, cruzan un carril cuyo tránsito circula en sentido contrario, casi de frente a ellos, tanto a la entrada como a la salida de los enlaces (puntos *a, b* y *c)*. Por bajas que sean las velocidades, los cruces en ángulos tan abiertos son siempre peligrosos. Este diseño no es recomendable si no está controlado por un semáforo, excepto en los sitios donde los volúmenes de tránsito son bajos y el terreno plano.

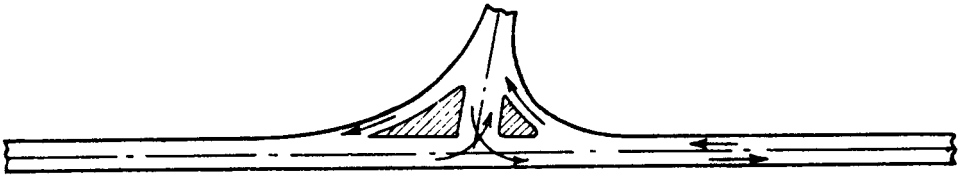
En la Figura 11.71-B se muestra un diseño similar al anterior en el que debido al ángulo de esviaje, los cruces en los puntos *e* y *f* son casi normales, lo que lo hace menos peligroso. En este diseño la isleta deberá ser tan grande como sea posible y deberá colocarse una señal de "Alto" en el punto *e*.

La Figura 11.71-C muestra un entronque en ángulo agudo en el que el enlace superior es de un solo sentido. Este diseño puede resultar inconveniente en carreteras de dos carriles, en donde el tránsito que da vuelta hacia la izquierda desde la vía principal, puede verse inducido a entrar erróneamente en el enlace; esto se evita con una faja separadora a lo largo de la zona del entronque. En intersecciones de menor importancia, conviene eliminar este enlace, simplificando el diseño como se indica con la línea punteada.



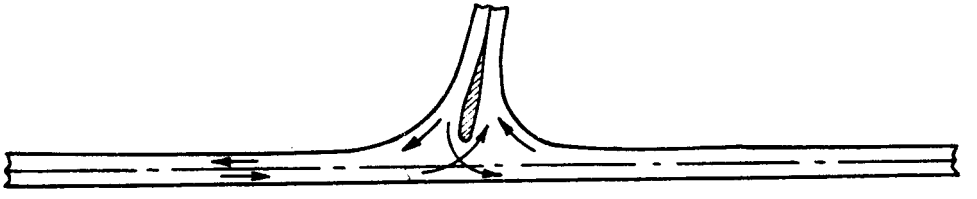
- A -

CON UN SOLO ENLACE



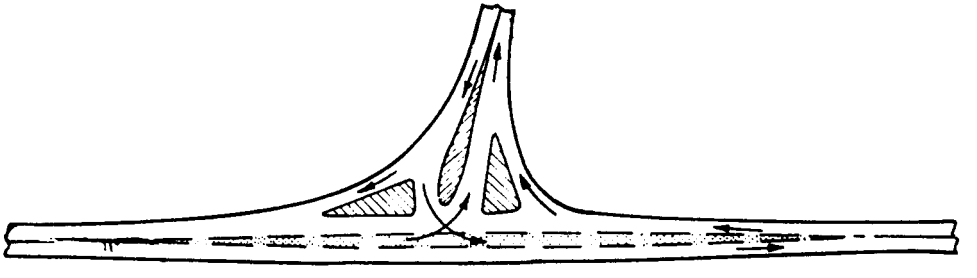
- B -

CON DOS ENLACES



- C -

CON ISLETA SEPARADORA



- D -

CON ISLETA SEPARADORA Y ENLACES

FIGURA 11.70. ENTRONQUES EN "T", CANALIZADOS

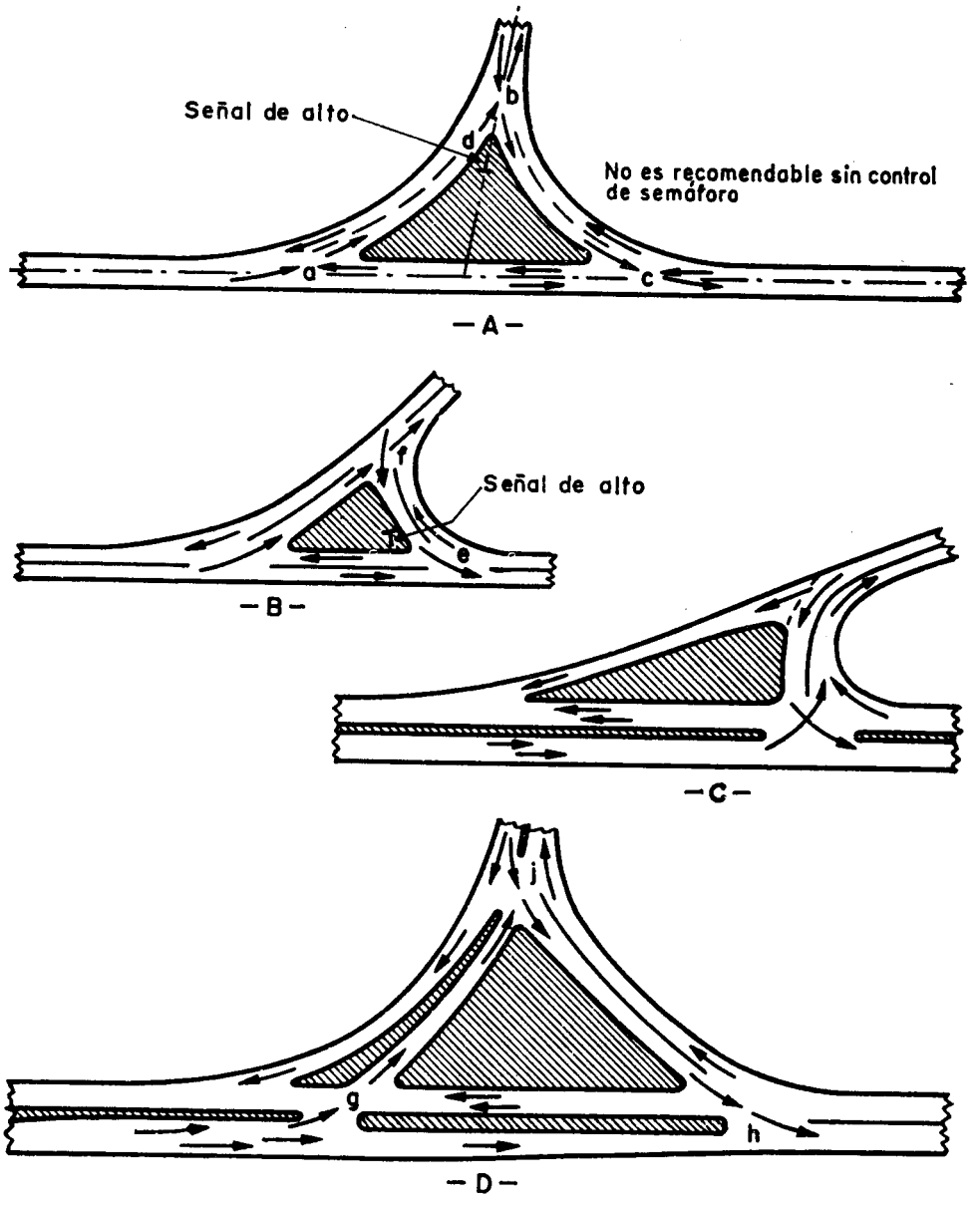


FIGURA 11.71. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CANALIZADAS, CON CIRCULACION EN LOS ENLACES EN AMBOS SENTIDOS

La Figura 11.71-D corresponde a un entronque formado por carreteras de carriles múltiples, con volúmenes considerables, tanto de frente como de vuelta. Para un mejor servicio habrán de asignarse calzadas separadas con circulación en ambos sentidos. Este diseño requiere un sistema coordinado de semáforos en los puntos *g* y *h* y probablemente *j*, la isleta triangular deberá ser de un tamaño suficientemente grande para que pueda almacenar los vehículos que esperan la luz verde del semáforo. Es necesario cuidar el equilibrio entre el volumen de tránsito y la capacidad determinada por el número y ancho de carriles, por el ciclo del semáforo y por las áreas de almacenamiento.

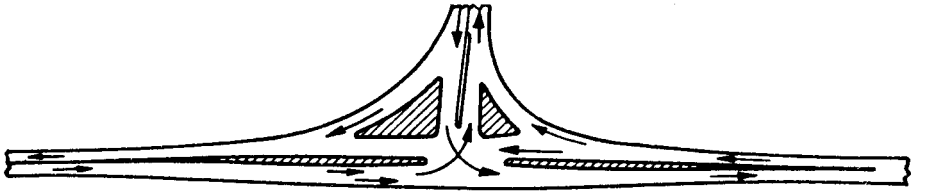
4) Entronques con alto grado de canalización. En carreteras con elevados volúmenes de tránsito y frecuentes movimientos de vuelta se requieren entronques con alto grado de canalización como los mostrados en las Figuras 11.72 y 11.73. La Figura 11.72-A corresponde a una intersección de caminos con dos carriles, donde los volúmenes de tránsito se aproximan a su capacidad. En el camino principal se ha ampliado la corona de dos a cuatro carriles incluyendo las isletas separadoras, estableciéndose así en ambas direcciones un carril exclusivo para el tránsito directo y otro para los movimientos de vuelta. Sobre el camino secundario todos estos movimientos se realizan en carriles separados. Los diseños de la Figura 11.72 son recomendables para los extremos de las rampas de un entronque a desnivel, especialmente en aquellos con forma de trébol parcial.

La Figura 11.72-B ilustra un entronque de carreteras divididas con faja separadora central cuya anchura es del orden de cinco o diez metros, dentro de los cuales se ha proporcionado un carril adicional para los movimientos de vuelta izquierda. También se proporcionan carriles de cambio de velocidad para las vueltas a la derecha. Cuando las vueltas hacia la izquierda, partiendo de la carretera principal, alcancen un volumen cuyo control requiere semáforo, pueden asignarse dos carriles dentro de la faja separadora central.

La Figura 11.72-C muestra un entronque cuya canalización adopta la forma de un bulbo. El camino principal cuenta con una faja separadora central de doce metros o más. Las velocidades son altas y los movimientos de vuelta izquierda no requieren, por su volumen, control mediante semáforo. Cuando sea necesario, podrán incluirse carriles adicionales a expensas de la faja separadora, indicados por la línea punteada. Esta solución es también apropiada para carreteras de dos carriles, siempre y cuando se incluya una faja separadora central en las ramas de la intersección, como se muestra en la parte derecha del croquis. Su principal inconveniente es que requiere una gran superficie.

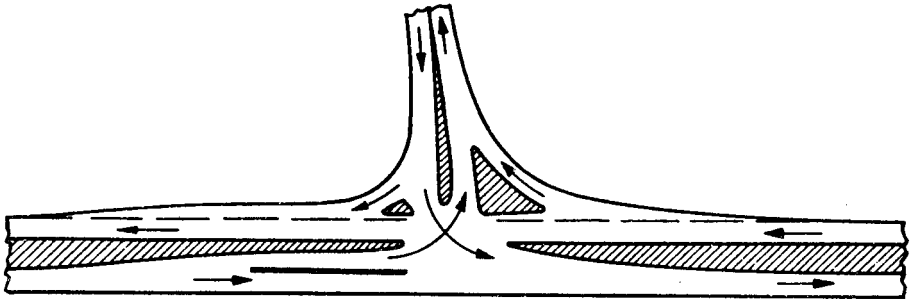
La Figura 11.73-A corresponde a un entronque en Y canalizado, adecuado para dos carreteras que convergen en ángulo agudo. Este diseño es realizable, ya sea con caminos divididos o en caminos de dos carriles en ambos sentidos. Como las vueltas hacia la izquierda son las de menor importancia se realizan en *U* a cierta distancia de la intersección principal (punto *a*). Las vueltas hacia la derecha se efectúan en el punto *b* y corresponden por lo común, a diseños superiores al mínimo. Los movimientos de vuelta marcados con *a* y *b* pueden realizarse mediante un ramal separado con circulación en ambos sentidos y alejado del punto principal de la intersección, como lo indica la letra *c*.

La Figura 11.73-B muestra una solución similar a la de forma de bulbo de la Figura 11.72-C. Los dos movimientos de vuelta izquierda están dise-



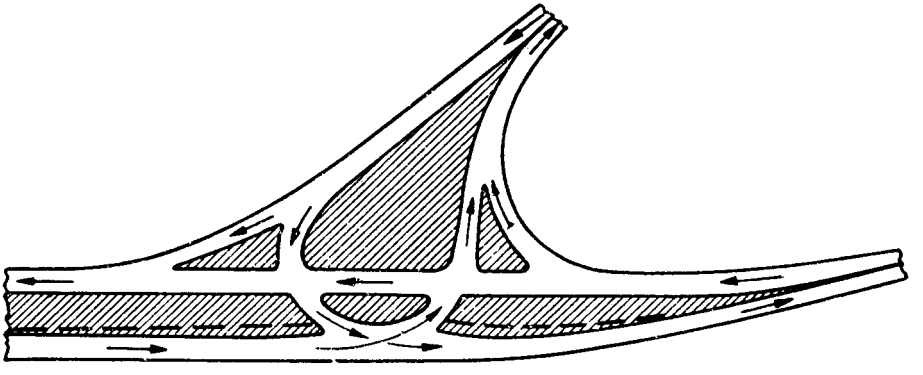
CON ISLETAS SEPARADORAS Y ENLACES

—A—



CON CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA

—B—



EN FORMA DE BULBO

—C—

FIGURA 11.72. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

ñados en forma tal, que se cruzan dentro de la faja separadora central, la cual debe tener una anchura de veintincinco metros o más para que exista un efecto positivo en la canalización. La vuelta hacia la izquierda desde el camino secundario, deberá estar controlada por una señal de "Alto" en los dos puntos de cruce. Cuando el volumen de tránsito requiera de semáforo para su control, puede adaptarse este proyecto a fajas separadoras centrales más angostas, como lo indican las líneas punteadas.

Otra variación de este mismo diseño aparece en la Figura 11.73-C. El cruce de los dos movimientos de vuelta izquierda no se verifica dentro de la faja separadora central, sino a un lado del camino principal. Como la operación es similar a la del caso anterior, pueden aplicarse las consideraciones expuestas. El diseño aparenta estar canalizado en exceso; sin embargo, con suficiente separación entre los enlaces, una isleta grande en el punto *d* y control mediante semáforos coordinados en los tres sitios de cruce, podría dar servicio a elevados volúmenes de tránsito.

En la Figura 11.73-D aparece un diseño especial para entronques en T o en Y correspondiente a una carretera de carriles múltiples. Para realizar los movimientos de vuelta a la izquierda, partiendo del camino principal, el conductor sale por la derecha y cruza la propia carretera para entrar en el camino secundario. Este diseño resulta adecuado en aquellos sitios donde el camino secundario da servicio a una zona que genera volúmenes de tránsito altos, pero relativamente de corta duración; como una planta industrial, un campo deportivo o un centro de recreo. Debe controlarse mediante semáforos semiaccionados por el tránsito y funcionando a tiempo fijo durante las citadas horas de volumen máximo. Puede lograrse una gran capacidad haciendo el ramal inferior destinado a los movimientos que van de *e* a *g*, suficientemente ancho en el sitio del cruce, en forma que pueda dar servicio a la circulación de dos o tres carriles. Usualmente, el control mediante semáforo de dos fases resulta suficiente porque cuando los movimientos *e* - *g* se han acumulado, los vehículos que van de *g* a *f* están en aptitud de circular. La vuelta hacia la derecha *f* - *g* se efectúa en circulación continua cuando se le asigna un ramal.

Este diseño resulta ventajoso cuando se requiera una intersección a desnivel destinada principalmente a servir durante las horas de volumen máximo, pero cuya inversión no se halle justificada porque dicho volumen es esporádico.

B) Entronques de cuatro ramas. En las Figuras 11.74 a 11.77 aparecen las formas básicas de entronques de cuatro ramas. Los principios generales de diseño, la disposición de las isletas y el uso de áreas auxiliares de pavimento, así como la mayor parte de lo expuesto respecto a entronques de tres ramas, se aplica igualmente a los de cuatro ramas.

1. Entronques simples y con carriles adicionales. La Figura 11.74-A ilustra la forma más simple de entronque de cuatro ramas sin canalizar, apropiado para cruces de caminos de bajo volumen de tránsito y a menudo para los sitios en que éstos intersectan un camino de alto volumen, siempre y cuando el esviajamiento de la intersección no sea excesivo y que el volumen de tránsito que da vuelta, sea escaso. El pavimento de los accesos es continuo a través de todo el entronque y sus esquinas se hallan redondeadas para facilitar los movimientos de vuelta.

La Figura 11.74-B muestra un entronque con carriles adicionales, que incrementan su capacidad para los movimientos directos y de vuelta. Los carriles adicionales permiten a los vehículos que siguen de frente, reba-

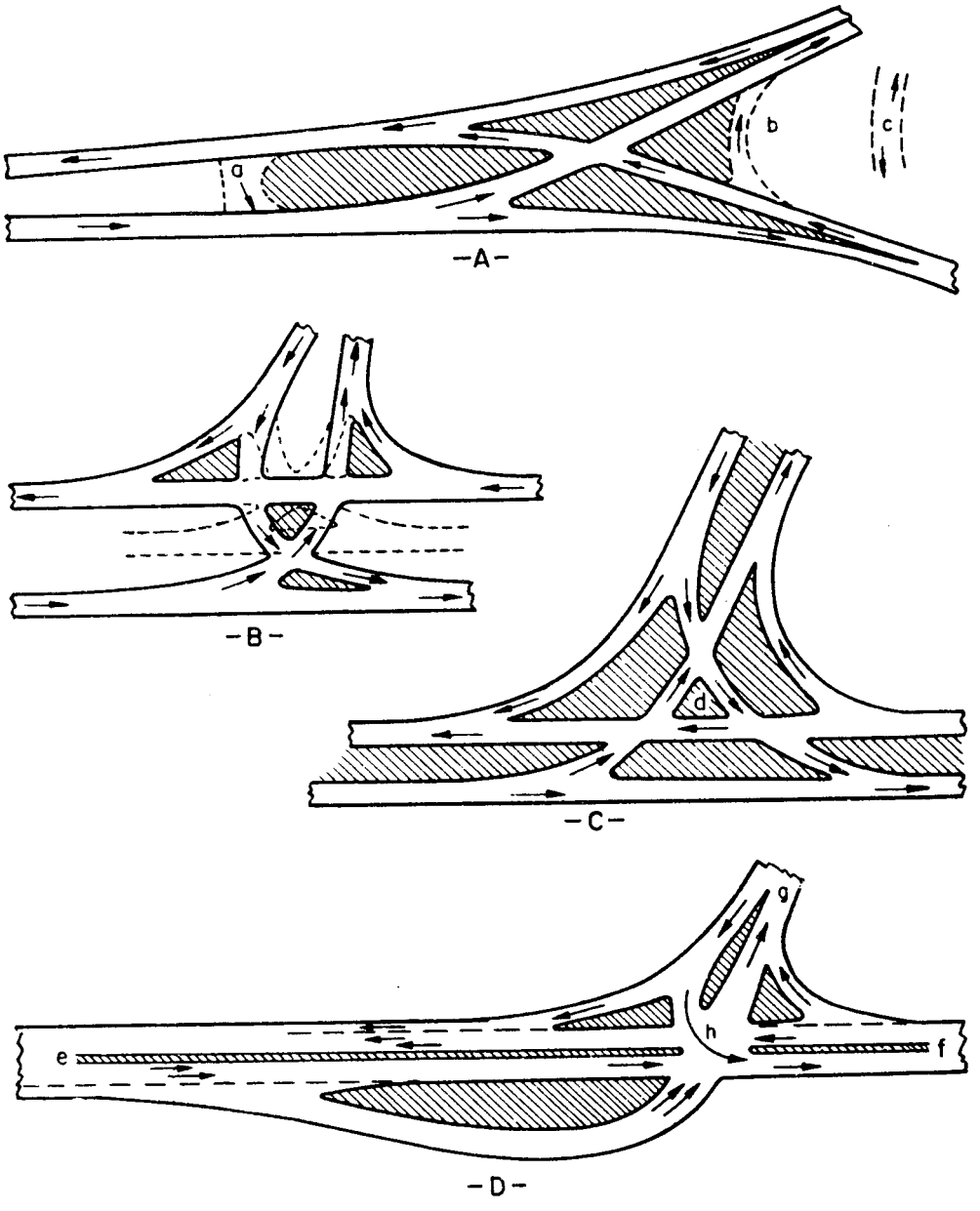


FIGURA 11.73. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

sar a los que circulan lentamente o a los que se detienen para dar vuelta; pueden tener cualquiera de las formas mostradas en la figura, es decir, el carril adicional completo o únicamente la transición, dependiendo de los volúmenes de tránsito y del dispositivo de control utilizado. Los carriles adicionales resultan esenciales, cuando el volumen del tránsito sobre el camino principal se aproxima al de su capacidad bajo condiciones de circulación continua, o cuando los volúmenes del tránsito directo y del que cruza ameritan la instalación de un semáforo.

La longitud del carril adicional debe calcularse de la misma forma que la de los carriles para cambio de velocidad y la longitud en que el ancho de este carril sea uniforme, debe ser mayor de 45.00 m, del lado del acceso, y de 60.00 m del lado de la salida del entronque.

La Figura 11.74-C muestra un entronque con carriles adicionales dentro de la isleta separadora central, que está definida por marcas en el pavimento. Este diseño resulta adecuado para caminos con dos carriles, donde las velocidades son altas, las intersecciones poco frecuentes y los movimientos de vuelta hacia la izquierda, peligrosos. El ensanchamiento del pavimento debe ser gradual, adoptando sus orillas la forma de curvas inversas de medio grado como máximo. La zona marcada en el pavimento mide en su parte más ancha 3.65 m como mínimo, y los carriles para el tránsito principal, a los lados de esta zona, deberán ser de 0.60 m a 0.90 m, más anchos que en los accesos. Este diseño ofrece mayor protección que el anterior a los vehículos que voltean hacia la izquierda, procedentes del camino principal, resultando adecuado para entronques que requieren semáforo. Las marcas sobre el pavimento no constituyen una separación efectiva, como podría serlo una isleta separadora con guarniciones, pero resultan ventajosas donde la presencia de arena o nieve constituye un problema de mantenimiento, o bien, donde la introducción de una isleta con guarniciones represente un peligro.

2. Entronques canalizados. En la Figura 11.75 se muestran ejemplos de los diseños usuales de este tipo, con canalizaciones simples. Es frecuente proporcionar enlaces para vueltas a la derecha como el indicado en la Figura 11.75-A, cuando los movimientos de vuelta a la derecha son importantes, o para dar servicio a vehículos de grandes dimensiones; también se construyen en aquellos cuadrantes donde el ángulo de vuelta excede considerablemente a los 90°.

La Figura 11.75-B muestra un entronque esviajado a 45° o más, con enlaces separados y con circulación en ambos sentidos. Los vehículos pueden girar fácilmente hacia la derecha o hacia la izquierda, eliminándose las maniobras molestas y las invasiones a los carriles en sentido contrario; sin embargo, los múltiples puntos de cruce y el amplio ángulo de esviajamiento pueden hacer peligroso este tipo de entronque. Preferentemente, uno o ambos caminos deben ser modificados para reducir el ángulo de esviajamiento, o cuando el espacio lo permita, conviene realizar una canalización doble en *Y*, como la que muestra la Figura 11.73-A.

La Figura 11.75-C muestra un cruce con enlaces en sus cuatro cuadrantes, adecuado para los sitios donde haya suficiente espacio disponible y elevado volumen de tránsito que dé vuelta, particularmente en áreas suburbanas donde transiten peatones. Este diseño no se aplica comúnmente en carreteras de dos carriles. Cuando uno o mas de los movimientos de vuelta a la derecha requiere enlaces, generalmente resultan necesarios carriles adicionales para complementar los movimientos correspondientes

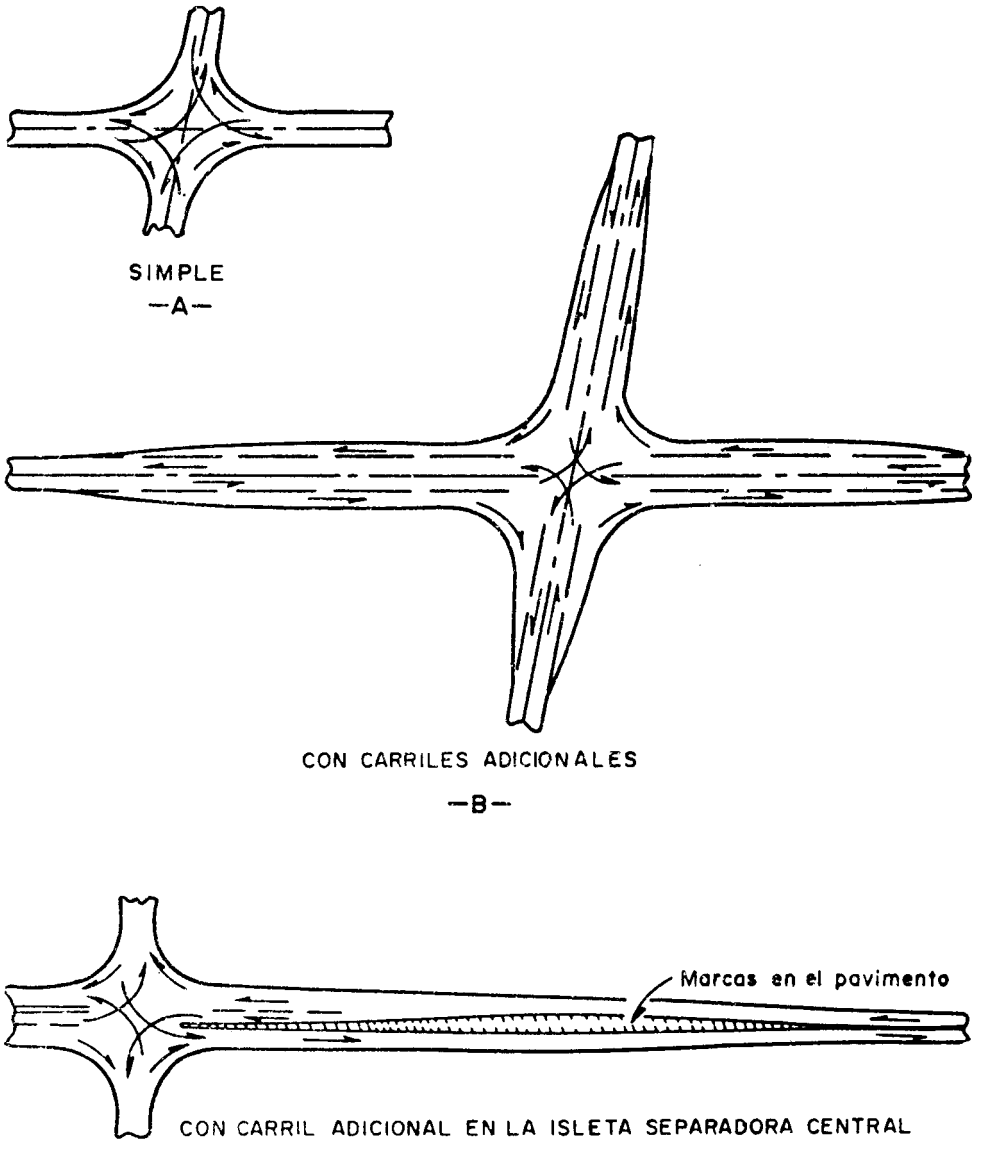


FIGURA 11.74. ENTRONQUES DE CUATRO RAMAS SIMPLES Y CON CARRILES ADICIONALES

de vuelta izquierda; en este caso se ensancha la vía en la forma que muestran las Figuras 11.74-B, 11.74-C y 11.75-E.

La Figura 11.75-D ilustra un entronque con isletas separadoras sobre el camino secundario. Este diseño se ajusta a grandes volúmenes de tránsito, cuya capacidad depende de los anchos de calzada en el entronque. La sencillez de su diseño lo hace, en muchos casos, preferible al que muestra la Figura 11.75-C.

El diseño que aparece en la Figura 11.75-E resulta conveniente para caminos de dos carriles cuya operación se halle cercana a su capacidad o bien para aquéllos donde circulen volúmenes moderados a altas velocidades. En el acceso del entronque, la calzada del camino principal, de dos carriles, se convierte en un tramo de cuatro carriles, con una isleta separadora. Los carriles adicionales se utilizan para cambios de velocidad, maniobras o circulación lenta de los vehículos que dan vuelta. La canalización sobre el camino secundario puede adoptar diversas formas, dependiendo de los volúmenes que cruzan y que dan vuelta, así como de la dimensión de los vehículos.

3. Entronques con alto grado de canalización. Los volúmenes y la velocidad del tránsito en carreteras divididas, justifican a menudo un alto grado de canalización que dé preferencia a los movimientos predominantes del entronque.

La Figura 11.76-A muestra un entronque donde los movimientos de vuelta en el cuadrante inferior derecho son muy significativos, para lo cual se ha provisto un carril a expensas de la faja separadora central para vuelta a la izquierda y un enlace para dar vuelta a la derecha. Los movimientos restantes de vuelta son de menor importancia. Las vueltas hacia la izquierda, en el cuadrante opuesto se facilitan mediante el remate ahusado de la faja separadora, permitiendo, por lo menos, que un automóvil se detenga en espera de dar vuelta fuera del pavimento destinado al tránsito directo

La Figura 11.76-B presenta un diseño para un cruce de importancia entre dos autopistas. Los enlaces para vuelta hacia la derecha, con carriles para cambios de velocidad y los carriles en la faja separadora central para vueltas a la izquierda, proporcionan un alto grado de eficiencia en la operación, permitiendo al tránsito directo circular sobre la carretera a una velocidad razonable.

La Figura 11.76-C muestra un diseño con suficiente separación entre las calzadas de cada sentido que permite alojar una isleta central, alrededor de la cual circulan satisfactoriamente los vehículos. La separación requerida entre calzadas es de 25.00 m o más. La isleta central debe quedar a una distancia apropiada de las orillas de la calzada o de la faja separadora y tener radios no menores de 10.00 m. No se trata precisamente de una glorieta sino de un diseño para separar efectivamente los movimientos de vuelta a la izquierda, dándoles la adecuada protección, así como facilitar a los camiones con remolque y demás vehículos, cruzar más fácilmente la carretera y con menor riesgo que en los entronques de cuatro ramas, anteriormente descritos. Este diseño resulta adecuado para cruces importantes de carreteras divididas donde se dispone de suficiente derecho de vía, las pendientes son suaves y donde las fajas separadoras son anchas o pueden ser fácilmente ensanchadas. Este diseño se controla mediante señales de Alto o por medio de semáforos; en este último caso, la separación de los movimientos y los espacios de almacenamiento de vehículos alrededor de la isleta, a menudo eliminan la necesidad de múltiples fases en el semá-

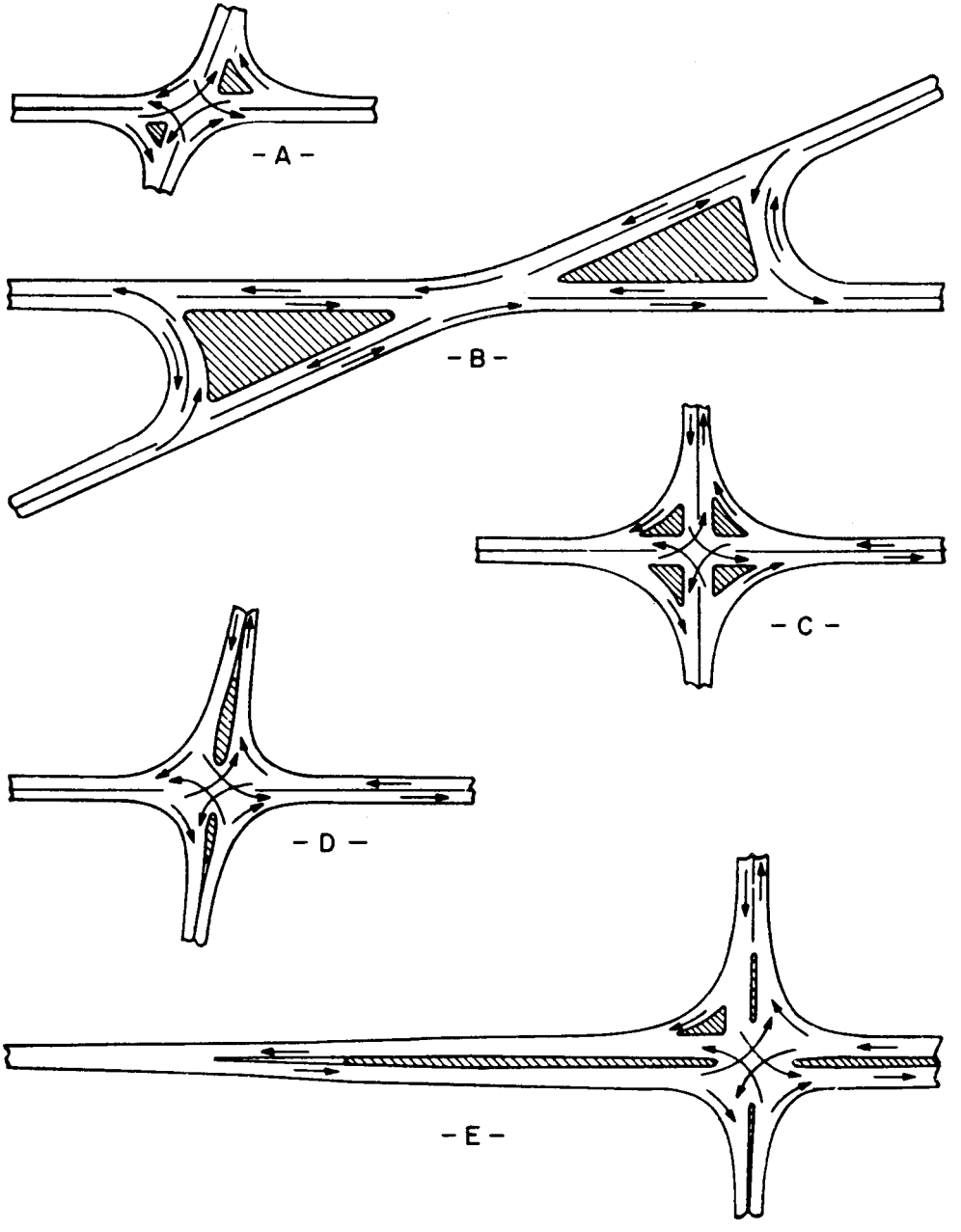


FIGURA 11.75. ENTRONQUES CANALIZADOS DE CUATRO RAMAS

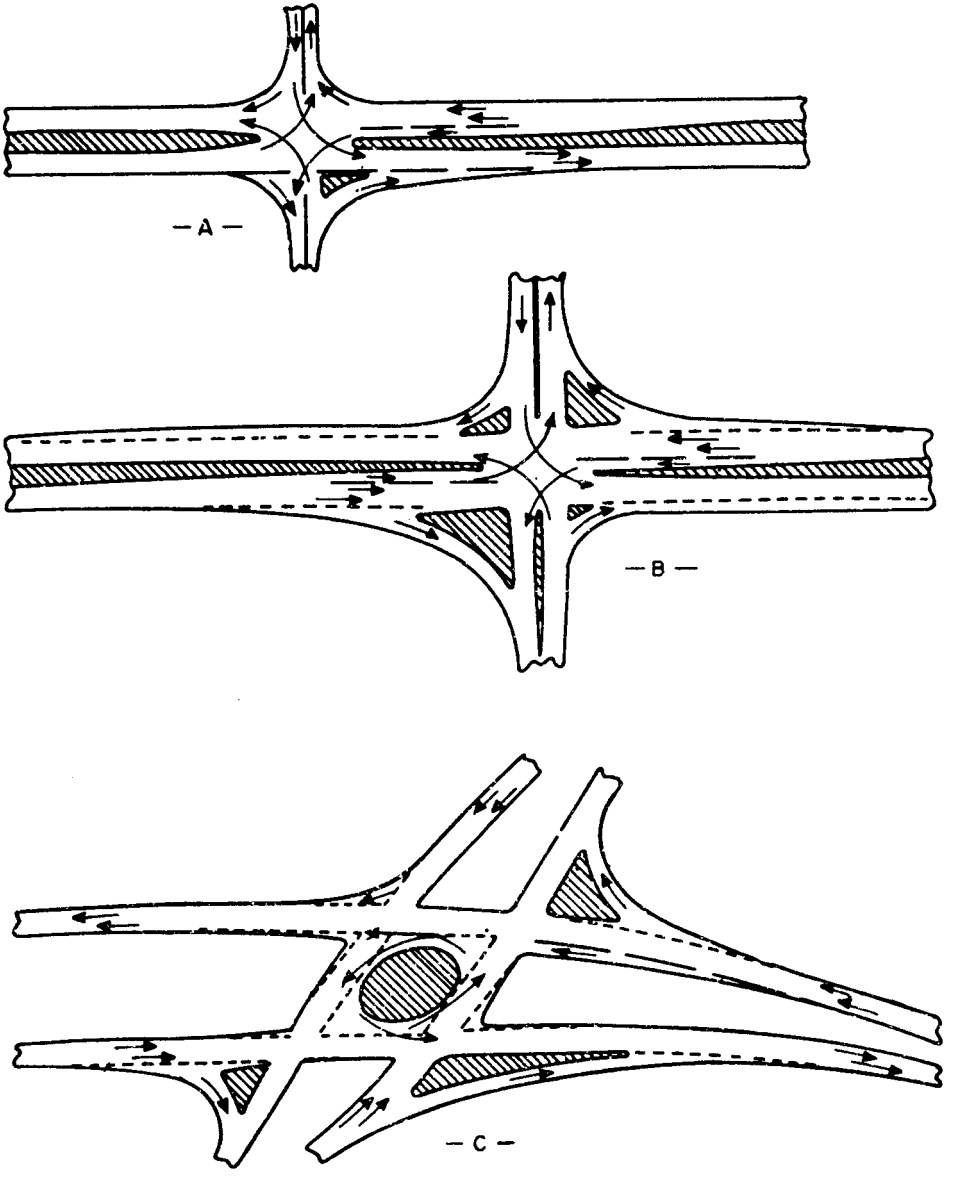


FIGURA 11.76. ENTRONQUES DE CUATRO RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

foro, conservándose la capacidad del entronque con semáforos de dos fases.

La Figura 11.77-A ilustra un diseño con dos carriles o carril doble dentro de la faja separadora central, para vuelta hacia la izquierda. Requiere semáforo para el control del tránsito, con una fase exclusiva para vuelta a la izquierda y resulta particularmente conveniente en áreas suburbanas o urbanas cuando en uno de los cuadrantes existe un volumen elevado de vehículos que dan vuelta. El doble carril alojado a expensas de la faja separadora central, debe quedar separado de los del tránsito directo, ya sea por una isleta alargada como la que ahí aparece, o mediante marcas en el pavimento, o bien señales, para evitar que los conductores del tránsito directo entren inadvertidamente en los carriles de la faja separadora. Para dar vuelta a la izquierda, los vehículos salen de los carriles del tránsito directo y entran en los de la faja separadora en una sola fila, pero una vez en ellos, disponen de los dos carriles y al observar la luz verde efectúan la vuelta simultáneamente. La abertura de la faja separadora y la calzada del camino secundario deben ser suficientemente amplias para alojar dos filas de vehículos.

La Figura 11.77-B muestra un diseño específico para aquellos casos en que existen en uno de los cuadrantes, volúmenes excepcionalmente altos, tanto del tránsito directo como del que da vuelta. La fuerte circulación hacia la izquierda se desvía del punto principal de la intersección por medio de un enlace diagonal separado, creándose dos intersecciones adicionales. Se alcanza un alto grado de eficiencia mediante la sincronización progresiva de los semáforos, a través de una adecuada regulación de sus fases, en relación con las distancias y anchos de calzada entre los tres puntos de conflicto. Debe dejarse una distancia mínima de 60.00 m (preferentemente 90.00 m) entre intersecciones. Deberá proporcionarse un carril adicional en la faja separadora central, para los movimientos de vuelta izquierda hacia el enlace diagonal, con dos carriles, si es necesario. El movimiento de vuelta a la derecha, usando el citado enlace, tendrá circulación continua siendo conveniente proporcionar un carril auxiliar a lo largo de ambas carreteras. Este diseño debe usarse donde no sea factible un entronque a desnivel, cuando los volúmenes de tránsito de los movimientos en otros cuadrantes alcancen las proporciones del tránsito directo, pueden asignarse enlaces diagonales adicionales. El entronque a desnivel resulta generalmente imprescindible cuando los volúmenes de tránsito que dan vuelta, sobrepasan a los de tránsito directo en más de un cuadrante.

C) Entronques de ramas múltiples. Pertenecen a esta clasificación aquellos entronques con cinco o más ramas. Estos entronques deben ser evitados siempre que sea posible. Cuando los volúmenes sean ligeros y exista control de Alto, puede resultar conveniente que todas las ramas se intersecten en una área común pavimentada en su totalidad. Con excepción de los cruces de menor importancia, puede incrementarse la seguridad y eficiencia del entronque, mediante reacondicionamientos que alejen de la la intersección principal algunos conflictos. Esto se logra realineando una o más de las ramas y canalizando algunos de los movimientos a los entronques secundarios adyacentes, como muestra la Figura 11.78.

La Figura 11.78-A muestra la aplicación más sencilla de este principio en un entronque con cinco ramas. Se ha realineado la rama diagonal para unirse al camino vertical a suficiente distancia del punto principal de la intersección, a fin de formar dos entronques distintos, de operación sencilla.

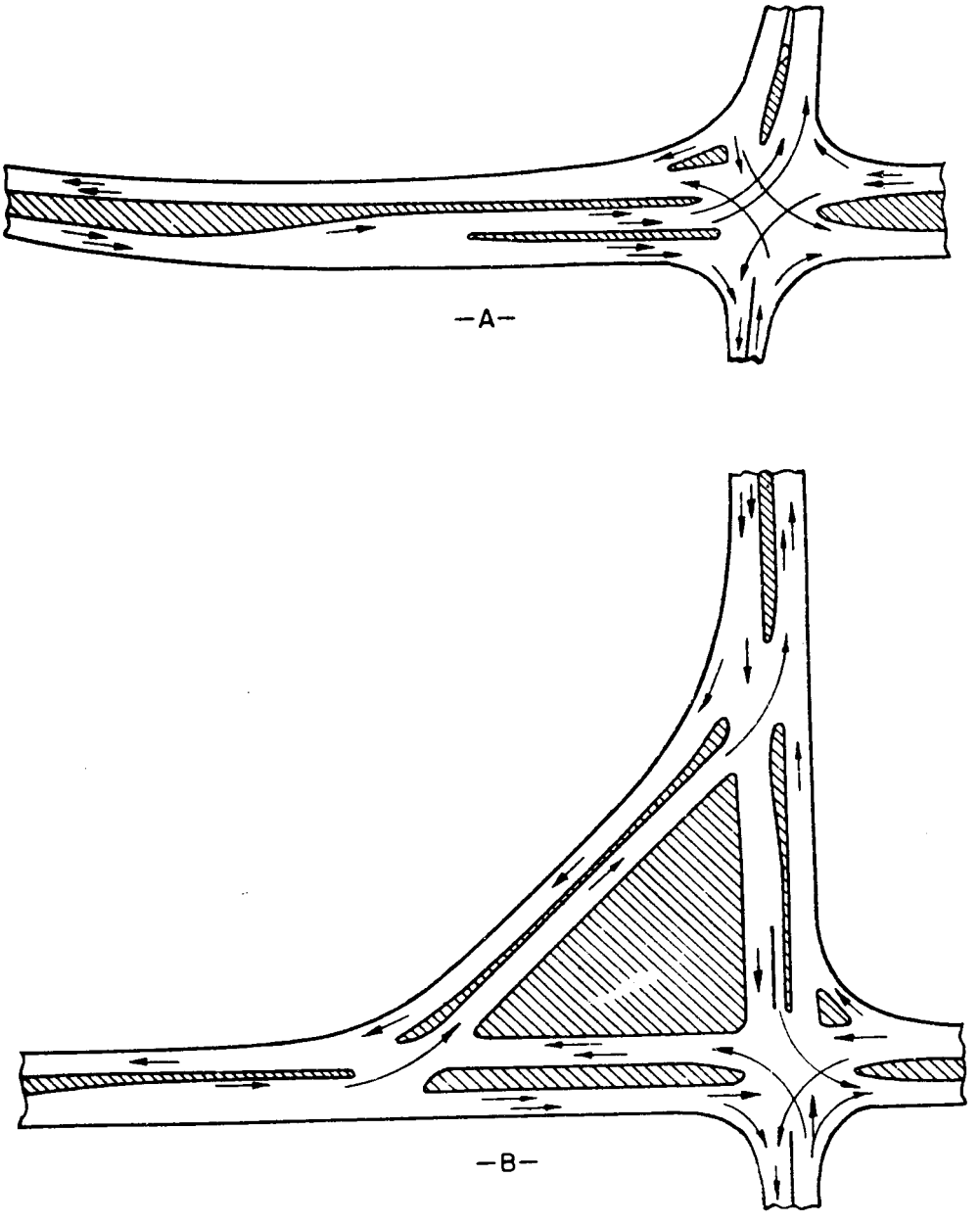


FIGURA 11.77. ENTRONQUES DE CUATRO RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

El camino horizontal es en este caso el camino principal y la rama diagonal ha sido realineada a fin de localizar el entronque secundario sobre el camino de menor importancia.

La Figura 11.78-B corresponde a un entronque con seis ramas, dos de las cuales han sido realineadas para formar un cruce simple, algunas decenas de metros a la derecha de la intersección principal, convirtiéndose así en un entronque de cuatro ramas. Este diseño se aplica cuando el camino vertical del lado izquierdo, es la ruta más importante. Si el camino horizontal fuera la vía de mayor importancia, sería preferible desviar las ramas diagonales hacia la otra carretera, creando así tres entronques separados a lo largo del camino de menor importancia.

La Figura 11.78-C corresponde a un diseño donde se intersectan tres caminos, formándose un entronque de seis ramas en el que las ramas diagonales se han realineado hasta unirse con el camino horizontal. Los carriles diagonales están reservados al tránsito que sale de la intersección y los movimientos de entrada se efectúan en puntos alejados de la intersección principal. Este diseño ha funcionado eficientemente en zona urbana, con semáforos de tres fases, coordinados, en los tres puntos de intersección.

La Figura 11.78-D muestra un entronque en el que las dos de sus cinco ramas que se intersectan formando un ángulo agudo, están realineadas mediante una canalización y que las convierte en un solo sentido de circulación para entroncar en la intersección principal como un camino dividido.

D) Efectos del control mediante semáforo. La mayoría de los entronques ilustrados y expuestos en los párrafos precedentes resultan adecuados para señales de alto o para semáforos. En los entronques que no requieren semáforos, el ancho normal de calzada en los caminos convergentes se mantiene uniforme en la zona de la intersección, con la posible adición de carriles para cambio de velocidad, carriles de almacenamiento o transiciones. Cuando los volúmenes de tránsito alcanzan niveles que requieren control mediante semáforos, a menudo tendrá que aumentarse en uno o dos el número de carriles para el tránsito directo; cuando el volumen de tránsito en las ramas del entronque se aproxime a la capacidad bajo condiciones de circulación continua, posiblemente tendrá que duplicarse el número de carriles en cada dirección para acomodar dicho volumen bajo el control del semáforo.

Otras características geométricas susceptibles de modificarse por la instalación de un semáforo son, la longitud y el ancho de los carriles de almacenamiento, la localización de los ramales, los espaciamientos de los entronques secundarios y posiblemente la ubicación y dimensiones de las isletas a fin de acomodar los postes del semáforo o los arbotantes.

El proyecto de un entronque que requiera control mediante semáforo, se realiza en mejor forma considerando conjuntamente el diseño geométrico, el análisis de capacidad, los volúmenes horarios de proyecto y los controles físicos.

11.5.4 Glorietas

Las glorietas son una forma especial de los entronques a nivel. Su proyecto abarca muchos de los elementos discutidos en este capítulo, aquí se analizan únicamente los elementos adicionales aplicables al diseño de glorietas. La Figura 11.79 presenta la nomenclatura correspondiente a las mismas.

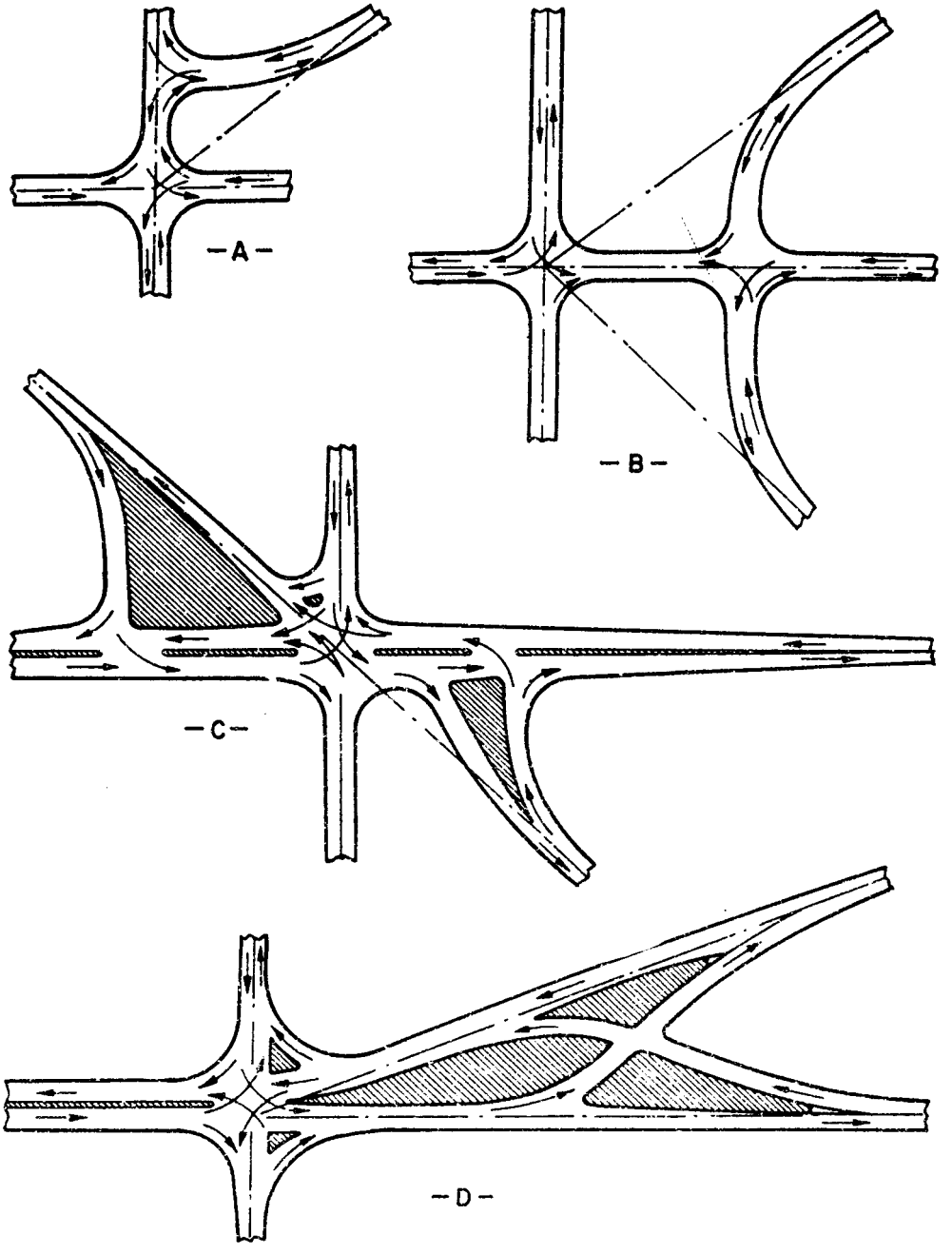


FIGURA 11.78. ENTRONQUES DE RAMAS MULTIPLES

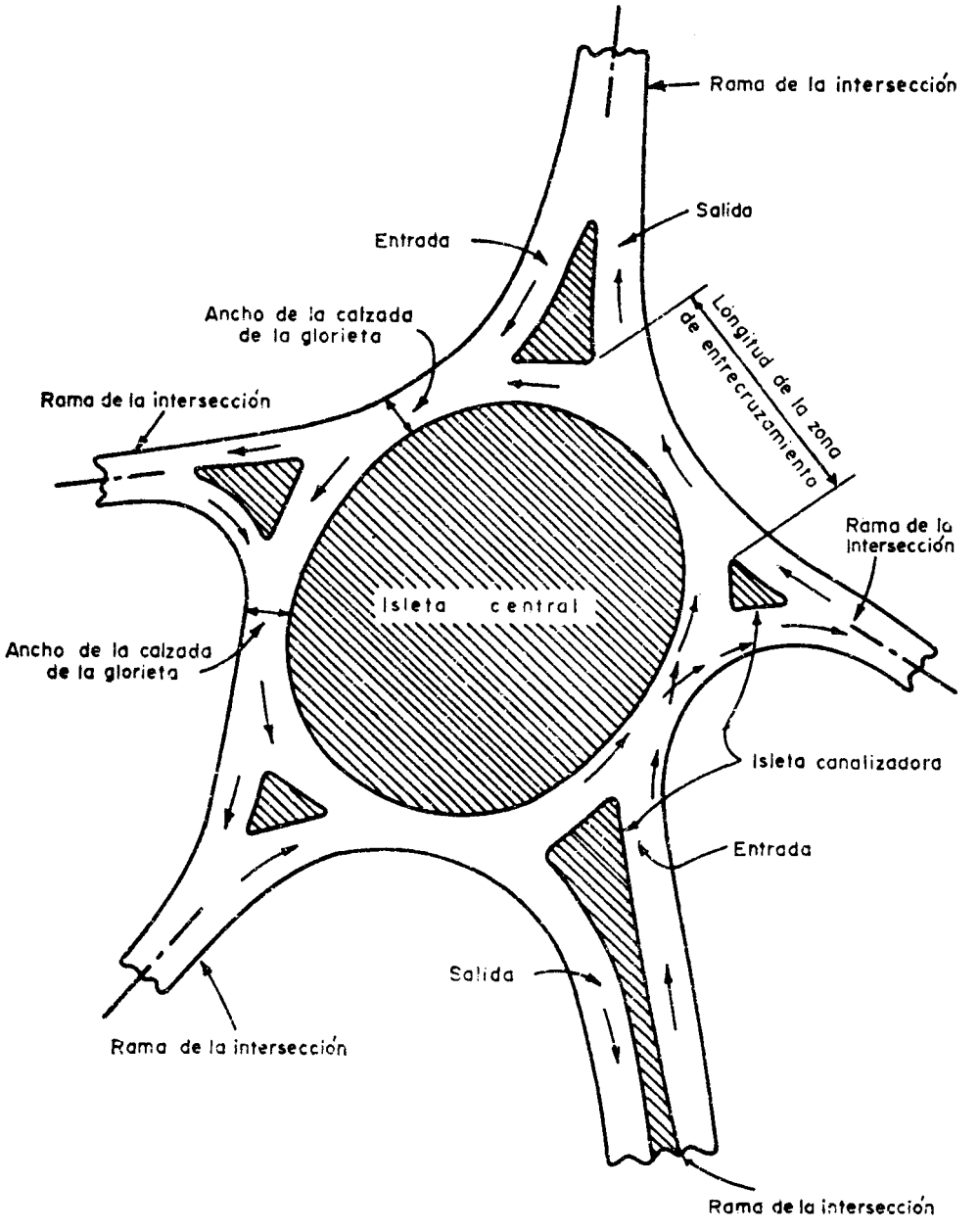


FIGURA 11.79. TERMINOS EMPLEADOS EN EL PROYECTO DE GLORIETAS

A) Ventajas y desventajas de las glorietas. Las glorietas tienen algunas ventajas sobre tipos de entronques a nivel de la misma capacidad, pero presentan desventajas que limitan grandemente su uso.

1. Ventajas.

a) La circulación en un solo sentido dentro de las glorietas da por resultado un movimiento de tránsito continuo y ordenado. Normalmente, todo el tránsito se mueve simultánea y continuamente a baja velocidad. Cuando se trata de escasos volúmenes, se producen muy pocos retrasos debido a reducciones de velocidad y ninguna demora por paradas.

b) Los movimientos usuales de cruces oblicuos de los entronques a nivel se reemplazan por entrecruzamientos. Los conflictos por cruce directo quedan por lo tanto eliminados, ya que el tránsito en todos los carriles converge o diverge formando ángulos pequeños. Los accidentes ocasionados por tales movimientos son de poca importancia y constituyen en su mayoría, daños a la propiedad únicamente.

c) Todas las vueltas pueden efectuarse con facilidad, si bien se produce una longitud adicional de recorrido para todos los movimientos, exceptuando las vueltas derechas.

d) Las glorietas son especialmente adecuadas para entronques de cinco o más ramas.

e) Una glorieta, normalmente, cuesta menos que un entronque a desnivel, que pudiera construirse en la misma área.

2. Desventajas.

a) La capacidad de una glorieta es inferior a la de un entronque correctamente canalizado.

b) Las glorietas no operan satisfactoriamente cuando los volúmenes de tránsito de dos o más de las ramas de la intersección, se aproximan simultáneamente a su capacidad, particularmente si son caminos de cuatro o más carriles.

c) Las glorietas necesitan mayor derecho de vía y mayor superficie de rodamiento, resultando generalmente más costosas que otros entronques a nivel.

d) Las grandes áreas que se requieren para construir las glorietas impiden su uso en zonas congestionadas.

e) Debido a que el área requerida debe ser relativamente plana, el uso de glorietas se ve restringido a zonas con esa topografía.

f) No son adecuadas en aquellos lugares donde existe un movimiento grande de peatones a través de la intersección, ya que su paso interrumpe el tránsito de vehículos. En algunos casos, en zonas urbanas, las glorietas operan mediante semáforos. Lo que anula el principio básico de las glorietas, que es la circulación continua.

g) Las glorietas requieren grandes dimensiones cuando los caminos que forman la intersección son para alta velocidad, y ello es debido a que necesitan una longitud de entrecruzamiento muy larga, o bien cuando la intersección está formada por más de cuatro ramas; en estos casos, deberá compararse el tiempo de recorrido en la glorieta con los tiempos de espera en un entronque canalizado, especialmente respecto a los movimientos de vuelta.

h) Para obtener una operación segura y eficiente en una glorieta son necesarias numerosas señales, las cuales deberán prestar servicio tanto durante el día como la noche. Resulta difícil obtener un señalamiento adecuado que no confunda a los conductores no familiarizados con la zona. Generalmente se necesita iluminación y paisaje, cuyo costo deberá considerarse en el estudio comparativo con una alternativa de entronque canalizado.

i) Las glorietas no pueden adaptarse fácilmente a un desarrollo por etapas. Intentarlo conduce a un proyecto excesivo para las condiciones de tránsito iniciales.

j) Para que una glorieta funcione satisfactoriamente, deberán controlarse las entradas y salidas.

B) Condiciones de tránsito favorables para el proyecto de glorietas. Las glorietas requieren la subordinación de los movimientos individuales del tránsito, a favor del tránsito general. Muy rara vez pueden reunirse en un proyecto todas las ventajas de las glorietas sin la inclusión de algunas de sus desventajas. El proyecto final debe resultar equilibrado.

1. Composición del tránsito. En una glorieta pueden operar toda clase de vehículos de motor, incluso grandes camiones, siempre que el proyecto sea suficientemente amplio para ello.

2. Velocidad de proyecto. Las glorietas son adaptables a caminos con cualquier velocidad de proyecto. Sin embargo, tratándose de carreteras para alta velocidad, es necesario reducirla considerablemente, lo que se consigue mediante el diseño adecuado de los accesos y el señalamiento. Una buena visibilidad en los accesos de las vías para alta velocidad, disminuirá como es lógico, la posibilidad de accidentes en la glorieta.

3. Volumen de tránsito. Las glorietas son más eficientes cuando los volúmenes de tránsito procedentes de las diferentes ramas que forman la intersección son aproximadamente iguales. Un volumen total de 3 000 vph procedente de todas las ramas de la intersección, parece ser la capacidad de las glorietas de primer orden. Con todo, en algunas ocasiones el volumen total de las ramas de la intersección no norma el criterio de proyecto. Su capacidad se rige por el tránsito principal y por el que se entrecruza en el sitio crítico de confluencia de la glorieta.

4. Otras consideraciones. Las glorietas se adaptan mejor a las condiciones de tránsito cuando el volumen que da vuelta iguala o supera al que sigue de frente; esto ocurre frecuentemente en áreas suburbanas, donde un camino radial intersecta un anillo periférico, las glorietas en estos lugares tienen, además, la ventaja de reducir la velocidad del tránsito de llegada.

C) Velocidad de proyecto en las glorietas. No puede establecerse un patrón general para el proyecto de las glorietas. Cada una requiere, atendiendo a la interrelación de todos sus detalles, un proyecto determinado.

En la glorieta, los vehículos deben transitar a una velocidad uniforme para poder incorporarse, entrecruzarse y salir de la corriente de tránsito, desde y hacia las ramas de la intersección, sin serios conflictos. La velocidad de proyecto para la glorieta deberá ser fijada inicialmente y a ella deberán sujetarse todos los elementos de proyecto, para lograr uniformidad. Dicha velocidad de proyecto estará en función de las correspondientes a los caminos que se intersectan. Cuando se tiene una marcada disminu-

ción de velocidad, se incrementan los peligros, con menoscabo de la utilidad misma de la intersección. Por otra parte, los proyectos para alta velocidad dentro de la glorieta, requieren áreas muy extensas y distancias de recorrido muy grandes. El proyectista deberá buscar un equilibrio que no exija una reducción drástica de la velocidad sobre las ramas de la intersección y que conduzca a un proyecto de dimensiones prácticas y operación adecuada.

Las primeras experiencias en áreas urbanas indicaron que la velocidad más eficiente en las glorietas oscilaba entre 25 y 40 km/h. En áreas rurales se descubrió posteriormente, que tales velocidades no eran satisfactorias cuando los caminos que formaban la glorieta estaban proyectados para velocidades entre 60 y 110 km/h. La experiencia ha demostrado que las glorietas pueden ser empleadas efectivamente, cuando su velocidad de proyecto se aproxima o resulta algo inferior a la velocidad de marcha de los caminos que forman la intersección.

En caminos proyectados para velocidades de 50 a 70 km/h, la velocidad de proyecto de la glorieta debe corresponder a la velocidad de marcha del camino; específicamente, a 46 y 63 km/h, respectivamente. Para velocidades de proyecto en el camino superiores a 70 km/h, la velocidad correspondiente en la glorieta deberá ser relativamente baja para que sus dimensiones se mantengan dentro de límites prácticos. Por ejemplo, para una velocidad de proyecto de 60 km/h, se requiere un radio mínimo de 113.00 m; este radio describe la orilla interna de la calzada de la glorieta y conduce a un diámetro exterior de aproximadamente 300.00 m. Cuando se trata de un proyecto oval, el eje mayor será todavía más grande. Tales dimensiones son casi prohibitivas, y para velocidades de proyecto mayores, resultan impracticables.

El descenso en la velocidad, efecto de la diferencia entre la correspondiente a los caminos y la de la glorieta, deberá efectuarse en los accesos de aquéllos, lográndose mediante el uso de señales, isletas y otros dispositivos para el control del tránsito. Ello explica por qué, tratándose de caminos con una velocidad de proyecto alta, se ha limitado el uso de las glorietas.

D) Longitudes de la zona de entrecruzamiento. La longitud de entrecruzamiento es la distancia que existe entre los extremos de las isletas canalizadoras, como se observa en la Figura 11.79. En cada zona de entrecruzamiento se produce un movimiento de entrecruce y dos que no son de entrecruce. Los vehículos que se entrecruzan efectúan su maniobra en la parte más angosta de la calzada. Independientemente del número de ramas de la intersección, el proyecto del ancho de la calzada entre dos ramas adyacentes depende de la magnitud de los movimientos antes mencionados. La longitud y anchura de la zona de entrecruzamiento determinan la facilidad de maniobra para los vehículos y de hecho, la capacidad misma del tramo.

Una longitud de entrecruzamiento de 180.00 m, conduce al doble o al triple de la capacidad correspondiente a un tramo de 30.00 m de longitud. Estas dimensiones parecen ser, en la práctica, las longitudes máximas y mínimas respectivamente, ya que en una longitud menor de 30.00 m se resuelven los movimientos de entrecruzamiento de una manera semejante a cualquier otro tipo de entronque a nivel; y una de 180.00 m constituye el máximo, si se desea mantener a la glorieta dentro de dimensiones prác-

ticas. Esto, sin embargo, depende del número de ramas que formen la intersección y del ángulo de éstas.

Completando el criterio anterior, puede decirse que la longitud de la zona de entrecruzamiento no debe ser menor que la requerida para maniobrar, con volúmenes bajos, a la velocidad de proyecto de la glorieta.

Para el cálculo de la longitud de la zona de entrecruzamiento, deberá aplicarse el criterio señalado en la parte correspondiente del capítulo relativo a capacidad.

E) Isleta central. El diseño de la isleta central depende de la velocidad de proyecto de la glorieta, del número y ubicación de las ramas de intersección y de las longitudes de entrecruzamiento requeridas. Existen varias posibles posiciones para cada entrada y salida y cada combinación de ellas sugiere una forma diferente para la isleta central. El diseño de la glorieta se inicia conectando los caminos con un solo sentido de circulación de entrada y salida para formar una figura cerrada previéndose las distancias mínimas de entrecruzamiento. Una vez hecho esto se ajusta la figura para el radio de la isleta central correspondiente a la velocidad de proyecto. Asimismo, las condiciones propias del lugar pueden requerir futuros ajustes a la forma de la isleta central. Los ajustes pueden realizarse con mayor facilidad en un plano a escala del sitio donde se ubicará la glorieta. Puede ser deseable realinear una o más de las ramas de la intersección con el fin de que los vehículos reduzcan su velocidad al entrar a ella, pero la curvatura no deberá ser tan pronunciada que reduzca la distancia de visibilidad.

Una isleta central puede diseñarse como un círculo, el cual ocupa el área mínima, en su perímetro, todos los segmentos de la glorieta pueden proyectarse para la misma velocidad. Sin embargo, un círculo o polígono regular no es deseable desde el punto de vista del tránsito, excepto en aquellos casos en que los caminos que se intersectan son equidistantes sobre el perímetro de la glorieta y tienen aproximadamente los mismos volúmenes. En la mayoría de los casos los caminos no se intersectan en una manera uniforme ni el tránsito presenta una trayectoria balanceada durante la hora de máxima demanda. El volumen diario que circula en una zona de entrecruzamiento es el mismo que circula en otra zona, pero durante la hora de máxima demanda, una zona de entrecruzamiento puede tener volúmenes altos, que involucren tanto movimientos directos como de entrecruzamiento. Estas zonas de entrecruzamiento deben ser tan largas como sea posible. Así, la provisión de zonas de entrecruzamiento adecuadas, frecuentemente termina con la simetría en el diseño y puede resultar que una isleta central resulte alargada o de forma oval.

F) La calzada de la glorieta. La calzada de la glorieta es la que tiene un solo sentido de circulación alrededor de la isleta central. En combinación con las entradas y salidas, su anchura varía generalmente a lo largo de cada zona de entrecruzamiento, pero las anchuras mínimas para las diferentes zonas de entrecruzamiento son usualmente las mismas. Por conveniencia, esta anchura mínima se denomina anchura de la calzada de la glorieta, Figura 11.79. Si existen demandas de tránsito desiguales durante la hora de máxima demanda, estas anchuras para las diferentes zonas de entrecruzamiento pueden no ser las mismas. La combinación de la anchura de la calzada de la glorieta y la longitud de la zona de entrecruzamiento, determina la capacidad de la glorieta.

La anchura mínima de la calzada de la glorieta debe ser el equivalente a dos carriles de 3.65 m. Generalmente la anchura mínima deberá ser igual o exceder a la mitad de la anchura total de la rama de la intersección más ancha, más la anchura de un carril. Normalmente la anchura máxima recomendada en áreas rurales es de cuatro carriles, ya que anchuras excesivas inducen a los vehículos a bandear peligrosamente durante períodos de bajo volumen de tránsito.

El número de carriles en la zona de entrecruzamiento deberá obtenerse de acuerdo con la metodología indicada en la parte correspondiente del capítulo relativo a capacidad. Considerando las condiciones de operación restringidas en las entradas y salidas de la glorieta, la AASHO recomienda que el volumen de servicio que interviene en el cálculo, varíe de 800 a 1 000 vehículos ligeros por hora, pudiendo utilizar hasta 1 200 vehículos ligeros por hora, cuando el tránsito está constituido principalmente por automóviles.

El alineamiento de la calzada de las glorietas deberá permitir a los vehículos pasar de una rama a otra sin cambios bruscos de dirección, dejando a los vehículos que dan vuelta a la derecha, circular dentro de la zona de entrecruzamiento siguiendo una trayectoria natural. La máxima utilización de la sección transversal se asegura con un poco más de calzada, como se muestra por la línea continua exterior de la Figura 11.80-A. Generalmente es deseable tener una orilla de calzada curvilínea entre ramas adyacentes, como se muestra en la parte derecha de la misma figura. Si no se siguen estas recomendaciones, es fácil caer en un alineamiento defectuoso como el mostrado en la Figura 11.80-B, en donde se aprecia que parte de la calzada no se utiliza, originando que las dimensiones den un valor falso de su anchura y longitud.

G) Entradas y salidas. La operación satisfactoria de una glorieta depende grandemente del comportamiento de los conductores al entrar y salir de la calzada de la glorieta. Al entrar al tránsito puede hacerlo con eficiencia y seguridad, cuando su velocidad es aproximadamente igual a la del tránsito en la glorieta. Esto se obtiene reduciendo la velocidad del tránsito que se aproxima a la glorieta y proyectando los accesos para una velocidad aproximadamente igual a la del interior de la glorieta.

Las salidas deberán tener una velocidad de proyecto similar a la de la glorieta y preferentemente deberá ser mayor para alentar a los conductores a dejar la glorieta rápidamente, lo que satisface la tendencia natural de los conductores a aumentar su velocidad al dejar la intersección. Una velocidad de proyecto muy alta para la salida no es objetable, pero puede requerir un derecho de vía considerable y resultar una curva tan larga, que reduzca la longitud de la zona de entrecruzamiento. Estos factores deberán equilibrarse en el diseño.

H) Isletas canalizadoras. El diseño de las isletas que dividen el acceso para formar las entradas y salidas, afectan directamente la operación en la glorieta. Básicamente, se aplican las normas de proyecto indicadas en el inciso 11.4.10. Para asegurar ángulos de entrecruzamiento adecuados se deberá prestar especial atención a la canalización.

Las isletas y las entradas y salidas se diseñan en conjunto. Las isletas deberán tener el tamaño y la forma adecuadas para delinear claramente la trayectoria a seguir y dar cabida al señalamiento, iluminación y refugio de peatones.

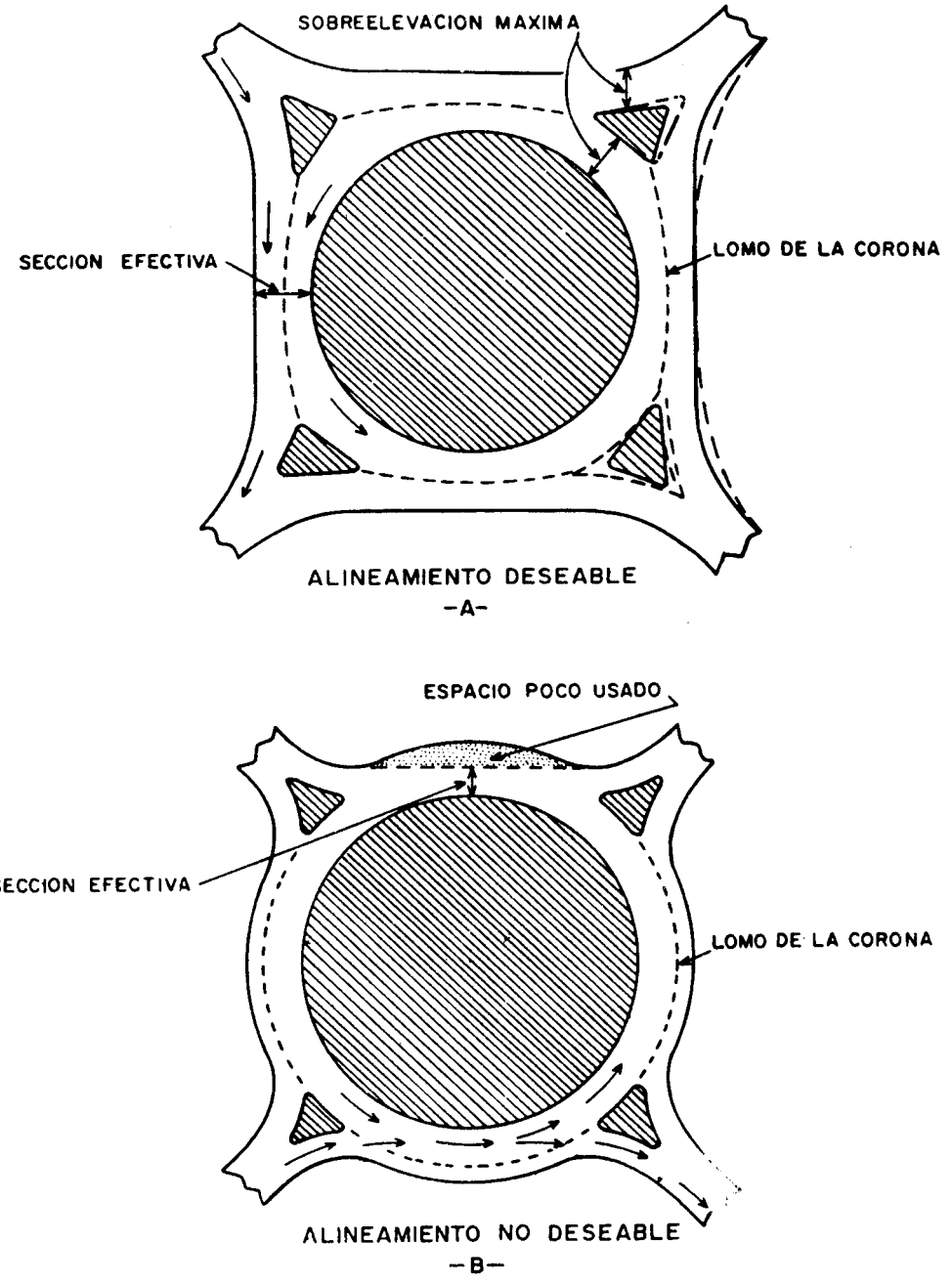


FIGURA 11.80. ALINEAMIENTO DE LA CALZADA DE LA GLORIETA

I) Pendientes transversales de la calzada. Aunque la relación entre el radio, la velocidad y la pendiente transversal de la calzada citada anteriormente es aplicable a glorietas, generalmente existe alguna dificultad para proporcionar las pendientes transversales deseadas. Esto es debido a la curvatura opuesta entre la calzada de la glorieta y las entradas y salidas, además de la limitación práctica de la diferencia de pendientes para minimizar el balanceo lateral de los vehículos al cruzar el lomo de la corona, especialmente de aquellos que tengan su centro de gravedad muy alto. Para que la diferencia algebraica de las pendientes transversales de la calzada de la glorieta sea pequeña, deben ajustarse entre sí las sobreelevaciones de las ramas y de la calzada de la glorieta.

En la Figura 11.81 se ilustra la forma recomendada para la variación de la pendiente transversal de la calzada de la glorieta.

Se sugiere para el diseño de glorietas las siguientes diferencias algebraicas de la pendiente transversal, representando éstas un equilibrio entre las deseadas para una sobreelevación adecuada y la eliminación de grandes cambios de pendientes transversales.

Velocidad de proyecto para la calzada de la glorieta (km/h)	Máximas diferencias algebraicas de pendientes transversales en el lomo de la corona (m/m)
25 — 40	0.07 — 0.08
40 — 50	0.06 — 0.07
50 — 60	0.05 — 0.06

El valor más pequeño de los mostrados anteriormente deberá emplearse cuando se espere un movimiento fuerte de camiones y para pavimentos rígidos que preserven el lomo teórico de la corona. Los valores mayores pueden emplearse cuando predominen los automóviles, o cuando la construcción de pavimentos flexibles faciliten redondear la sección transversal en el lomo de la corona.

J) Distancia de visibilidad y pendientes. La distancia de visibilidad en los accesos a una glorieta deberá ser suficiente para que el conductor pueda percatarse con anticipación de las isletas canalizadoras y central. La distancia de visibilidad en el principio de la isleta canalizadora deberá exceder la distancia de visibilidad de parada para la velocidad de proyecto del camino de acceso. Si es posible, esa distancia deberá tener como mínimo 180.00 m.

A través de toda la glorieta las pendientes deberán ser tan planas como sea posible, para permitir a los conductores maniobrar sin reducir la velocidad debido a cambios en la pendiente. Las pendientes en las glorietas no deberán exceder de 3%.

K) Guarniciones y acotamientos. Dentro de una glorieta, la totalidad de la isleta central y las isletas canalizadoras deberán estar limitadas por guarniciones, para mejorar la visibilidad y servir como una barrera parcial. Se tendrá una excepción a la regla cuando la isleta central sea un promontorio, lo que se discutirá posteriormente. Como las isletas canalizan el tránsito, deberán ser altamente visibles con guarniciones achaflanadas a excepción de los lugares donde haya cruces de peatones, en donde deberá usarse una guarnición tipo vertical. En el perímetro exterior de la calzada de la glorieta no es necesario usar guarniciones.

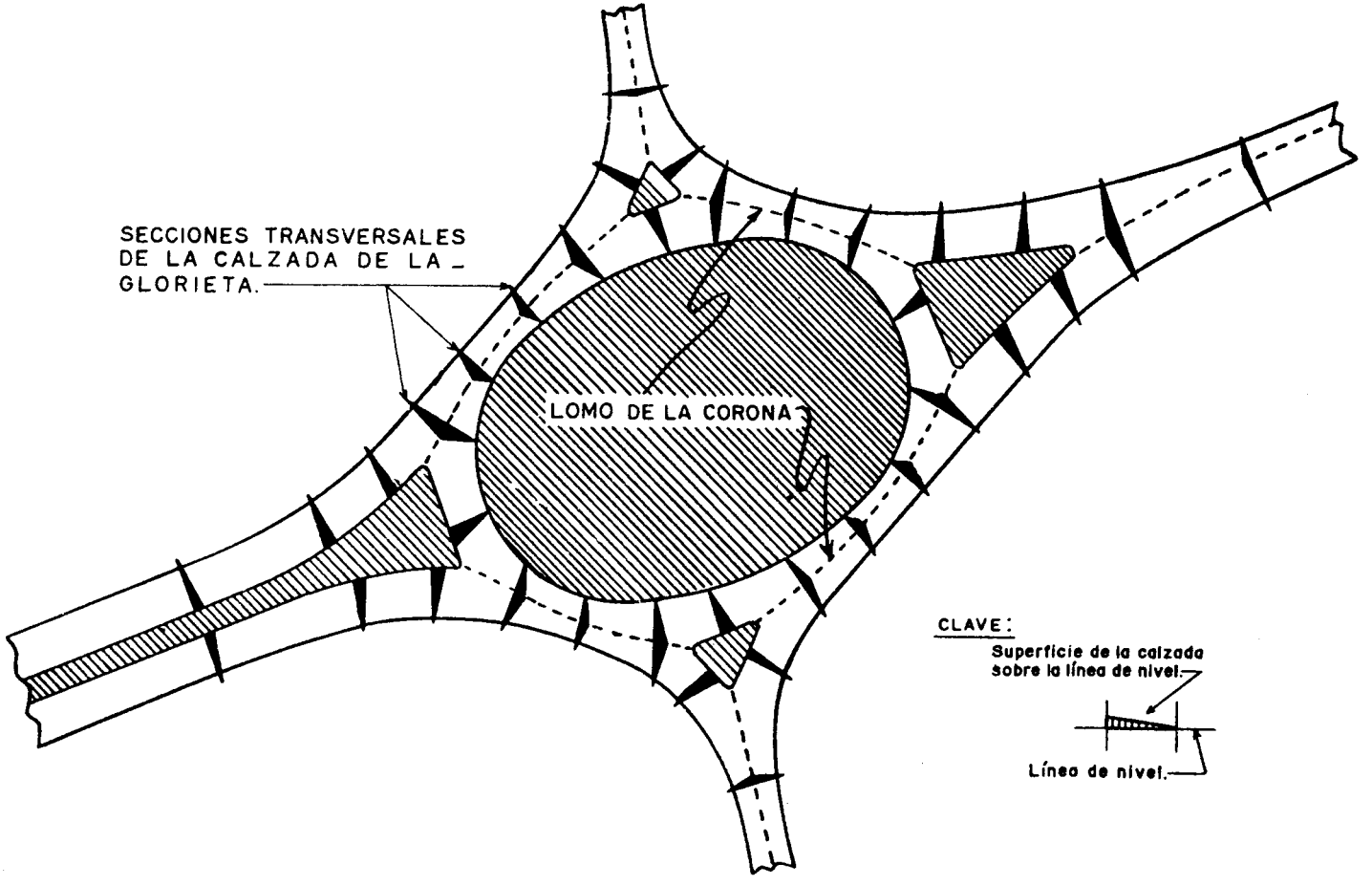


FIGURA 11.81. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA CALZADA

Cuando se tenga una gran proporción de tránsito no familiarizado con la zona y paradas por conductores desorientados en adición a aquéllos de vehículos descompuestos, es deseable disponer de acotamientos, los cuales deberán contrastar en color y en textura con la calzada de la glorieta.

L) Paisaje. El paisaje en las glorietas deberá ser una parte integral del proyecto. La esencia del control del tránsito en las glorietas radica en la reducción de velocidad, más la indicación de la trayectoria vehicular a seguir. Un paisaje bien proyectado ayuda apreciablemente a la obtención de estos objetivos. Por ejemplo: el color contrastante y la textura de una isleta cubierta con pasto o árboles plantados de manera desordenada y al azar o un grupo de árboles enfrente del camino de acceso, que visto desde la distancia, enfatiza la necesidad de un movimiento de vuelta e induce a los operadores de los vehículos a reducir la velocidad.

Los automovilistas aprecian la apariencia de un buen paisaje en las glorietas, pero deben evitarse las plantas que constituyen un obstáculo lateral a la visual.

En áreas rurales existen algunas ventajas para las isletas centrales en montículos, ya que de por sí representa un aviso de su existencia a los conductores que se aproximan, asegurando que ellos preverán las vueltas y reducción de velocidad necesarias. Asimismo, pueden proyectarse con un acotamiento izquierdo para evitar los gastos de una guarnición. Las isletas centrales en forma de montículos y una pantalla de plantas, reducen eficientemente el deslumbramiento en las ramas opuestas de la intersección. Además de desorientar al conductor, el deslumbramiento proveniente de las luces al otro lado de la isleta central, pueden sugerir una continuidad en el camino de acceso y ocasionar que los conductores sigan en línea recta sin reducir su velocidad. Deberán eliminarse las hileras de árboles y postes que den la sensación de que continúa la rama de acceso.

M) Dispositivos para el control del tránsito. Las glorietas requieren señales que sean efectivas durante el día y durante la noche; deberán ser reflejantes y preferentemente iluminadas, juegan un papel principal en la operación segura de la glorieta, particularmente en la reducción de velocidad y son un suplemento necesario para el proyecto, como se ha mencionado en los párrafos anteriores.

Las rayas o marcas en el pavimento no son necesarias o deseables en la calzada de las glorietas ni en las entradas y salidas. Las superficies pavimentadas entre isletas canalizadoras y entradas y salidas adyacentes, funcionan como zonas de entrecruzamiento y operan sin necesidad de marcar los carriles de circulación.

Las marcas en el pavimento para separar carriles son normalmente útiles en cualquier camino, tanto para separar el tránsito de corrientes opuestas como para segregar el tránsito en una misma dirección cuando se tengan varios carriles. Deberán emplearse en todas las ramas de la intersección con varios carriles de circulación. En caminos de dos carriles es deseable marcar el acceso a la isleta canalizadora con una raya continua para guiar al tránsito a la derecha de la isleta, ya que la decisión para iniciar el movimiento de entrecruzamiento generalmente la toma el conductor cuando aún se encuentra en la entrada y su maniobra final la completa cuando se encuentra en la salida. Todas las marcas sobre el pavimento deberán terminarse en la isleta canalizadora.

El control de Alto y Siga puede necesitarse en aquellas glorietas con un volumen de tránsito grande y un número considerable de peatones y

en donde la glorieta no tenga el tamaño adecuado. Estas condiciones ocurren con mayor probabilidad en áreas urbanas y muchas glorietas urbanas existentes están ahora operando con señales de alto o con semáforo, o con ambos. La finalidad esencial de esta operación con semáforo, es mantener en movimiento al tránsito de la glorieta a expensas del retraso y almacenamiento en los caminos de acceso. Esto se logra al programar el semáforo de tal manera que dé mayor tiempo de luz verde al tránsito que sale de la glorieta que el correspondiente al tránsito entrando en ella.

Cuando las condiciones sean tales que obliguen a interrupciones frecuentes del tránsito en las ramas de la glorieta, el diseño de la glorieta deberá analizarse y compararse con otros tipos de intersecciones canalizadas. Cuando el tránsito debe parar, el patrón de operación es el correspondiente a un entronque canalizado, ya que la forma de la glorieta tiene la desventaja de ocasionar una mayor distancia de recorrido y posiblemente tenga una menor capacidad.

N) Iluminación. Es deseable que las glorietas tengan iluminación propia y permanente.

O) Tipos de glorietas. Los tipos de glorieta ilustrados en la Figura 11.82 pueden tener una variedad de formas dependiendo de la posición relativa y carácter de los caminos de acceso y al lugar y las condiciones del tránsito. En la Figura 11.82-A se muestra una glorieta con tres ramas, la cual se utiliza en muy raras ocasiones debido a la distancia extra de recorrido y a que la disminución de la velocidad del tránsito no se justifica para evitar los pocos puntos de conflicto de una intersección canalizada, la cual es usualmente más práctica en su diseño y más simple en su operación.

En la Figura 11.82-B se muestra una glorieta de cuatro ramas. La isleta central es normalmente alargada sobre el camino principal para favorecer el mayor movimiento directo.

La Figura 11.82-C ilustra una disposición para una glorieta de cinco ramas. La isleta central se muestra en forma circular aunque las condiciones del lugar y del tránsito generalmente dictaminan una forma irregular o alargada. Las glorietas de ramas múltiples necesitan de grandes áreas por los requisitos de las longitudes y del número de zonas de entrecruzamiento. En las intersecciones de ramas múltiples se considera que una glorieta es mejor solución que un entronque canalizado.

En la Figura 11.82-D se ilustra una adaptación de los principios de la glorieta que esencialmente es un equilibrio entre una intersección a nivel y una glorieta. El tránsito directo en el camino principal pasa a través de la glorieta y no se involucra en el entrecruzamiento. El tránsito que va a dar vuelta y aquel de la rama de menor importancia utiliza la calzada de la glorieta. El tránsito directo de menor importancia y el tránsito que va a voltear a la izquierda deberán cruzar la corriente principal bajo el control de una señal de alto o de un semáforo. La calzada de la glorieta funciona como un camino colector-distribuidor para todo el tránsito local, manteniendo por tanto a la calzada interior, libre para el tránsito directo. Este arreglo permite manejar un alto volumen con un semáforo de dos fases.

La Figura 11.82-E representa una adaptación de la glorieta en la cual el camino principal prosigue sin interrupciones. Todas las vueltas desde el camino principal a los caminos secundarios se efectúan hacia la derecha sobre la calzada de la glorieta y todo el tránsito de los caminos secundarios

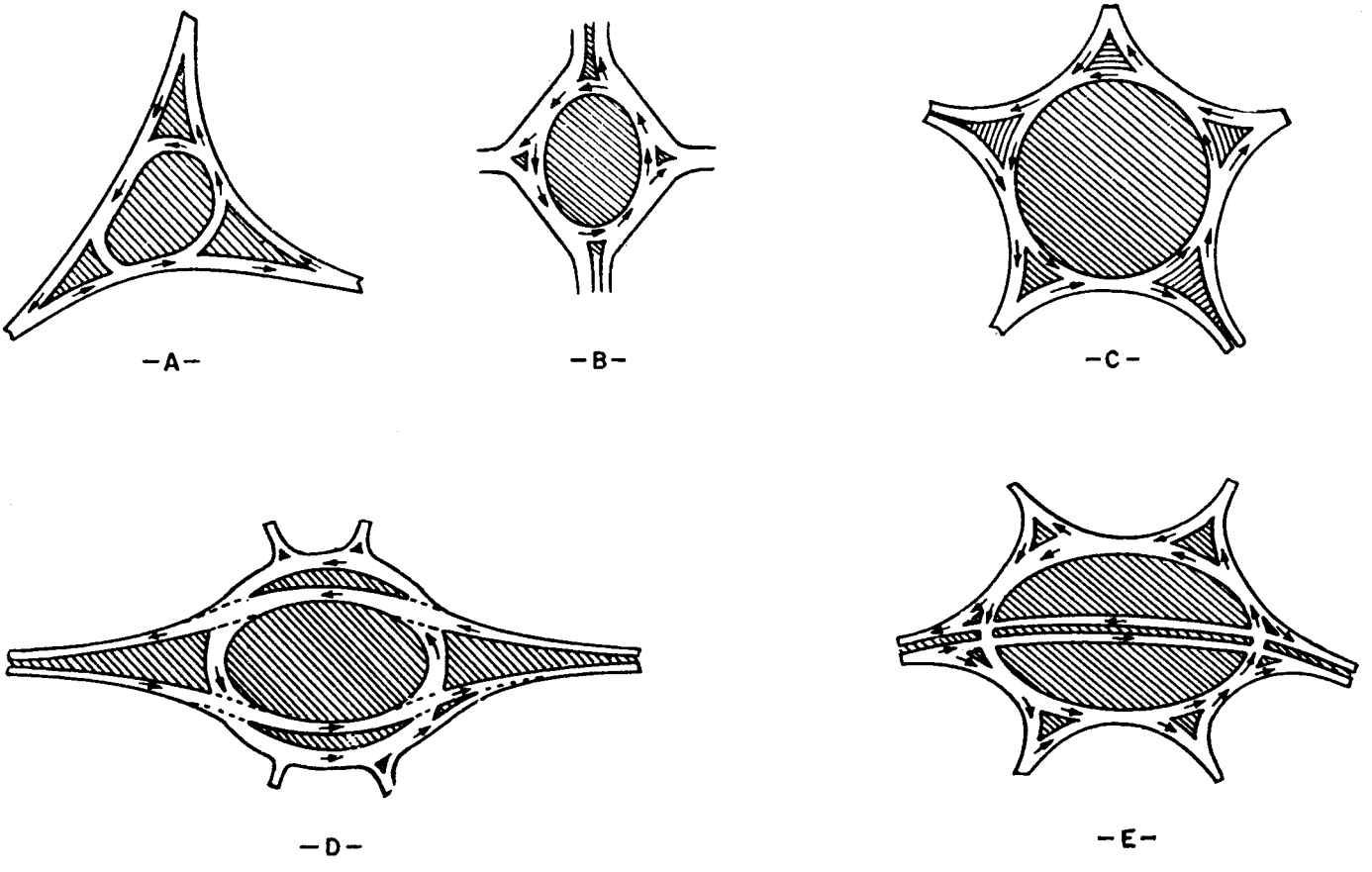


FIGURA 11.82. TIPOS DE GLORIETAS

hace lo mismo. Como en el caso anterior, se requiere el uso de una señal de alto o de un semáforo. La maniobra de vuelta izquierda que se inicia volteando hacia la derecha, circulando alrededor de la glorieta, puede requerir algunas instrucciones particulares para el conductor, puesto que en un diseño de este tipo los movimientos de vuelta izquierda directos no deberán considerarse.

11.6 ENTRONQUES A DESNIVEL

Es obvio que un entronque a desnivel es una solución útil y adaptable en muchos problemas de intersecciones. Pero, debido a su alto costo inicial su empleo se limita a aquellos casos en que pueda justificarse ese costo. Una enumeración de los requisitos que justifican una solución a desnivel es difícil y en algunos casos no pueden establecerse conclusiones.

Los entronques a desnivel son necesarios en las intersecciones en donde un entronque a nivel no tiene la capacidad suficiente para alojar los movimientos de la intersección. La capacidad de un entronque a desnivel se aproxima o es igual a la suma de las capacidades de los caminos que lo forman, ya que los movimientos de frente pueden efectuarse sin interrupciones y los movimientos de vuelta se realizan sin interferir con el tránsito directo al diseñarse los carriles exclusivos para cambio de velocidad. En algunas ocasiones se emplean los entronques a desnivel por razones de seguridad y en otras llegan a ser más económicas debido a la topografía.

El tipo adecuado de entronque a desnivel, así como su diseño, depende de factores tales como los volúmenes horarios de proyecto, el carácter y la composición del tránsito y la velocidad de proyecto. Las pendientes y radios de curvatura pronunciados inducen a una operación errónea, hacen peligrosa e incómoda una intersección y limitan su capacidad. Por otro lado, tampoco debe proyectarse un entronque con curvas y pendientes muy suaves con distancias de recorrido excesivamente largas.

A) Ventajas. Las principales ventajas de los entronques a desnivel son:

1. La capacidad de la rama para el tránsito directo puede hacerse igual o casi igual a la capacidad del camino.

2. Se proporciona mayor seguridad al tránsito directo y al que da vuelta a la izquierda. El tránsito que da vuelta a la derecha hace la misma maniobra que en los entronques a nivel, pero generalmente con mucha mayor facilidad, lo que también se traduce en una mayor seguridad.

3. Las paradas y los cambios apreciables de velocidad se eliminan para el tránsito directo. En un entronque proyectado adecuadamente los usuarios que dan vuelta, generalmente reducen un poco la velocidad. La continuidad del tránsito se traduce en grandes ahorros en tiempo y en los costos de operación de los vehículos, además de aumentar notablemente la comodidad de los conductores.

4. El proyecto de la separación de niveles es flexible y puede adaptarse a casi todos los ángulos y posiciones de los caminos que se intersectan.

5. Generalmente los entronques a desnivel se adaptan a la construcción por etapas. Puede construirse una estructura con una o más rampas de manera de formar una unidad completa y añadir más enlaces en etapas posteriores. En entronques direccionales pueden omitirse inicialmente una o más estructuras y añadirlas conforme se requiera.

6. La separación de niveles es una parte esencial de las vías rápidas y las autopistas.

B) Desventajas. Las principales desventajas de los entronques a desnivel están relacionadas con consideraciones económicas y con el aspecto práctico de obtener proyectos óptimos en áreas con derecho de vía restringido y en terreno difícil. Las principales desventajas son las siguientes:

1. Los entronques a desnivel son costosos. La ingeniería del proyecto, el derecho de vía, la construcción y el mantenimiento de estos entronques cuesta más que los correspondientes entronques a nivel.

2. Los entronques a desnivel no son absolutamente seguros en cuanto a la operación del tránsito. El trazo puede confundir a algunos conductores, especialmente cuando el entronque no tiene completo el conjunto de rampas y cuando los usuarios no están familiarizados con él. Sin embargo, conforme aumenta la experiencia del conductor con los entronques, aumenta su eficiencia.

3. Cuando el proyecto implique un paso inferior, es conveniente dar desde el principio el ancho definitivo de la estructura, pues generalmente es lo más económico cuando se trata de una sola estructura, ya que su ampliación no se presta para construirla por etapas. Cuando se trata de un paso superior, la construcción por etapas puede ser una solución económica.

4. Una separación de niveles puede involucrar crestas y columpios inconvenientes en el perfil de uno o de los dos caminos que se intersectan, especialmente si la topografía es plana. Los accesos tan largos que se requieren en terreno plano, pueden resultar costosos, generalmente no son atractivos e introducen un elemento de peligro debido a la reducción en la distancia de visibilidad.

11.6.1 Factores por considerar en la justificación de entronques a desnivel

Entre los factores que deben analizarse en el estudio de un entronque a desnivel están incluidos principalmente los volúmenes de tránsito y su operación, las condiciones del lugar, el tipo de camino, la seguridad y los aspectos económicos. Al analizar estos factores se obtiene al mismo tiempo el grado de adaptabilidad del entronque a las condiciones existentes.

A) Tránsito y operación. El factor más importante que puede justificar un entronque a desnivel es el volumen de tránsito.

Aunque no puede determinarse con precisión el volumen de tránsito que justifique un entronque a desnivel, es una guía importante para tomar una decisión, especialmente cuando se conocen sus movimientos direccionales. Si los volúmenes exceden la capacidad de un entronque a nivel, habría una justificación para un entronque a desnivel El tipo de entronque a desnivel dependerá principalmente de la magnitud de los movimientos de vuelta y del tránsito en el camino secundario. Así, puede ser necesario construir enlaces únicamente en ciertos cuadrantes, o bien en todos ellos.

Desde el punto de vista de la operación siempre que las condiciones lo permitan, es recomendable proyectar los entronques de una zona, de manera que proporcionen al conductor el mismo tipo de maniobra. A medida que se hacen más frecuentes y similares, el usuario se acostumbra a ellos y mejora grandemente la calidad de la operación. En aquellos lugares

en que los entronques a desnivel no son frecuentes, se deberá asegurar una operación eficiente mediante un buen señalamiento y la vigilancia adecuada.

La presencia de un número considerable de autobuses y vehículos pesados hace deseable un entronque a desnivel, ya que la eliminación de paradas y reducciones de velocidad para este tipo de vehículos, ayuda a conservar la capacidad de los caminos que se intersectan.

B) Condiciones del lugar. En algunos sitios, el entronque a desnivel puede ser lo más económico. La topografía puede ser tal que haga incosteable cualquier otro tipo de intersección que cumpla con las especificaciones. Cuando se tiene un terreno en lomerío los entronques a desnivel generalmente se adaptan al terreno natural; los caminos directos pueden proyectarse con mejores características a niveles separados y al mismo tiempo se simplifica el proyecto de las rampas. El proyecto de los entronques a desnivel en terreno plano es sencillo, pero requiere pendientes desfavorables a la operación de los vehículos, a la vez que puede desmerecer la apariencia presentándose la necesidad de renivelar toda la zona del entronque para obtener un paisaje adecuado.

Cuando la solución a nivel sea una glorieta muy complicada y de grandes dimensiones, puede reducirse el costo de adquisición del derecho de vía proyectando un entronque a desnivel, aunque deben mantenerse los accesos a las propiedades vecinas haciendo los ajustes necesarios a los perfiles de los enlaces.

C) Tipo de camino. La necesidad de disponer en el futuro, de tránsito continuo o de un control de acceso total entre dos terminales dadas de una carretera, puede ser un requisito que justifique construir entronques a desnivel en los caminos que intersectan al camino principal.

El peligro y los tiempo adicionales de operación por paradas y vueltas directas en una intersección, aumentan conforme aumenta la velocidad de proyecto, por lo que a igualdad de volúmenes de tránsito se justifica la construcción de un entronque a desnivel para los caminos de mayor velocidad de proyecto.

En algunas circunstancias la importancia de una intersección radica en el servicio local que presta; ciertos tipos de entronques a nivel proporcionan fácilmente un servicio local, mientras que algunos tipos de entronques a desnivel requieren un número considerable de obras adicionales para proporcionar ese servicio, por lo que deberá seleccionarse aquel tipo que preste el servicio local con mayor facilidad.

D) Seguridad. Independientemente de los volúmenes de tránsito, una alta incidencia de accidentes en una intersección a nivel puede justificar el proyecto de un entronque a desnivel. La separación de niveles para los tránsitos directos disminuye la posibilidad de accidentes entre ellos, prevaleciendo una pequeña posibilidad de accidentes fuera de la calzada si el ancho de la estructura es reducido. Un entronque a desnivel reduce los conflictos entre el tránsito directo y el que da vuelta, substituyéndolos por los menos peligrosos de incorporación y separación en las zonas de entrecruzamiento.

E) Factores económicos. Se mencionó anteriormente que para ciertos tipos de topografía los entronques a desnivel se adaptan mejor al terreno natural, obteniéndose, además de mejores características, una reducción en el costo inicial de construcción. De la misma manera un entronque a

nivel del tipo glorieta o con alto grado de canalización, puede requerir un mayor derecho de vía que un entronque a desnivel, haciendo por ello más económica la solución a desnivel.

Los costos por concepto de combustibles, lubricantes, llantas, reparaciones, tiempo, accidentes y demás, en entronques que requieren cambios de velocidad, paradas y esperas, exceden con mucho a los correspondientes a entronques que permiten una operación ininterrumpida. En general, los entronques a desnivel requieren una longitud total de viaje un poco mayor que los entronques a nivel, pero el costo de la longitud del camino adicional es menor que el costo por las paradas y demoras.

La relación entre el beneficio del usuario y el costo adicional del entronque a desnivel, es un índice para juzgar si se requiere este tipo de entronque. Por convención, la relación se expresa como un cociente, el beneficio anual dividido entre el costo anual del capital adicional. El beneficio anual es la diferencia entre el costo anual del usuario del entronque a desnivel y el costo anual del usuario del entronque a nivel.

El costo anual del capital es la suma de la amortización y los intereses anuales del capital adicional. Se necesita una relación mayor que uno como justificación.

11.6.2 Tipos de entronques a desnivel

El tipo de un entronque a desnivel está determinado principalmente por el número de ramas de la intersección, por los volúmenes probables del tránsito directo y del que dé vuelta, por la topografía y por las estructuras existentes. Es conveniente que, en lo posible, todos los entronques a lo largo de un camino sean del mismo tipo, de tal manera que los usuarios se acostumbren a su forma y a la ubicación de los enlaces. Cuando esta uniformidad no pueda lograrse por consideraciones económicas, topográficas o de otra índole, debe emplearse un señalamiento especial.

Los tipos generales de entronques a desnivel que se ilustran en la Figura 11.83, se designan de acuerdo con la forma que adoptan más que por el número de ramas. El diseño A de la figura es un entronque de tres ramas, adaptable a intersecciones en T, por la forma que presenta se acostumbra llamarlo trompeta. El diseño B es adaptable a una intersección en Y y se le llama direccional debido a que su forma permite que los tránsitos principales efectúen sus movimientos en forma directa.

El trébol mostrado en el diseño D, está constituido por enlaces de un solo sentido de circulación. No son posibles las vueltas directas a la izquierda; los conductores que deseen ir a la izquierda necesitan pasar el punto de intersección y dar vuelta a la derecha girando 270° antes de alcanzar la dirección deseada. El trébol parcial es aquél al que le falta algún enlace, como el que se ilustra en el diseño C, donde se aprecia que los enlaces están en dos cuadrantes. Este diseño permite todos los cambios de dirección, pero se necesita dar vuelta a la izquierda a nivel en el camino secundario.

El tipo de entronque mostrado en el diseño E, o sea el tipo de diamante, tiene cuatro rampas de un solo sentido de circulación. Es especialmente adaptable en intersecciones de un camino principal y de uno secundario, cuando el derecho de vía está restringido. Las rampas generales están alargadas en el sentido del camino principal. Los extremos de las rampas en el camino secundario forman un entronque a nivel en Y o en T. El entronque tipo diamante puede adaptarse a un amplio rango de volú-

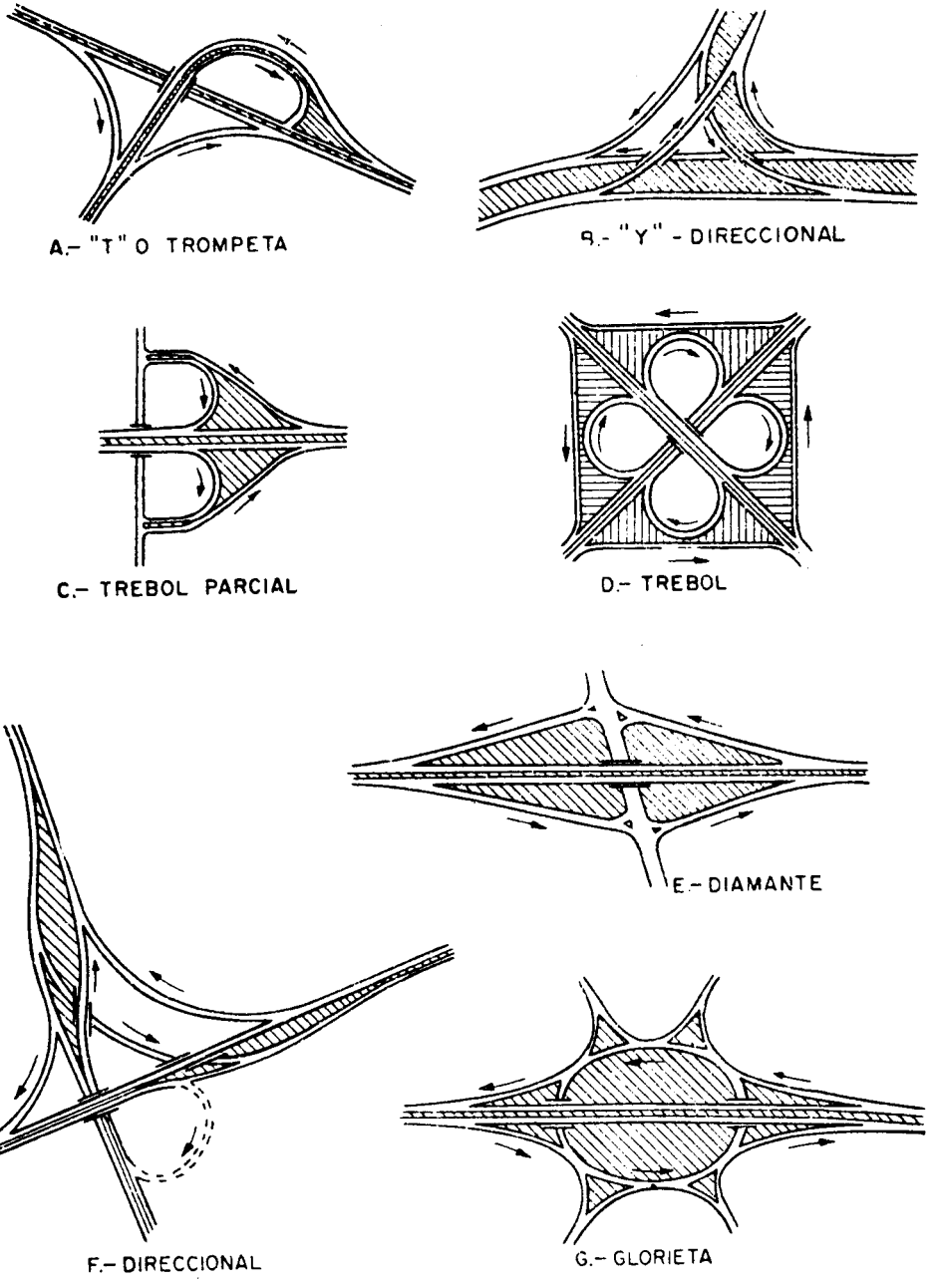


FIGURA 11.83. TIPOS GENERALES DE ENTRONQUES A DESNIVEL

menes de tránsito; para caminos secundarios de bajo volumen, es el tipo lógico y menos costoso. Si se modifica el camino secundario en la zona de la intersección, o se amplían los extremos de las rampas, pueden circular grandes volúmenes de tránsito.

En el diseño F, la rampa central para vuelta a la izquierda, desde la parte superior izquierda a la parte superior derecha, permite un movimiento directo. En todos los tipos de entronques a desnivel, los enlaces para dar vuelta a la derecha, generalmente permiten movimientos directos. El nombre entronque direccional, se aplica cuando las ramas para uno o más movimientos a la izquierda siguen la dirección del viaje. Rara vez resulta práctico o necesario disponer rampas directas para todos los movimientos de cambio de dirección a la izquierda, usándose a menudo rampas de otros tipos en un mismo entronque, como en la gaza de la línea interrumpida de la parte inferior derecha de la figura. Los entronques que permiten movimientos directos, cuando se usan en intersecciones de cuatro ramas, siempre requieren más de una estructura separadora de nivel o bien una sola estructura con más de dos niveles.

El diseño G ilustra una glorieta a desnivel. Es la más adecuada para intersecciones de ramas múltiples.

11.6.3 Accesos a un entronque a desnivel

Un entronque a desnivel debe tener el mismo grado de eficiencia que los caminos que forman la intersección; por lo tanto las especificaciones relativas a la velocidad de proyecto, alineamientos y sección transversal en el área del entronque, deben ser congruentes con las especificaciones de los caminos. La presencia misma de la estructura en el entronque ofrece cierto peligro y éste no debe aumentarse con el empleo de especificaciones geométricas menores, que tiendan a provocar un comportamiento inseguro de los conductores; de preferencia, las especificaciones geométricas de la estructura deben ser congruentes con las de la carretera, para evitar cualquier posible sensación de restricción causada por estribos, pilas, guarniciones y defensas o parapetos. También es deseable que los alineamientos del camino principal en un entronque a desnivel, sean relativamente suaves y con un alto grado de visibilidad.

A) Alineamientos horizontal y vertical y sección transversal. Las normas generales para los alineamientos vertical y horizontal deben apegarse en lo posible a las que se aplican para caminos abiertos; se debe evitar cualquier curva horizontal o vertical pronunciada; también debe evitarse que las curvas horizontales se inicien muy cerca de curvas verticales pronunciadas ya sea en cresta o en columpio. Las pendientes de los caminos que se intersectan, en ningún caso deben exceder los valores máximos establecidos para las condiciones de camino abierto; deben evitarse las pendientes que obliguen a los vehículos pesados a disminuir apreciablemente su velocidad. En pendientes sostenidas muy largas, la reducción de velocidad de los vehículos causa maniobras de rebase que en la proximidad de los extremos de las rampas son peligrosas; del mismo modo, los vehículos lentos del tránsito directo pueden inducir a los vehículos que entran y dejan la carretera a que se incorporen o salgan bruscamente con el consecuente peligro.

Con objeto de obtener una buena operación y la capacidad adecuada en un entronque a desnivel, puede ser necesario efectuar algunos cambios

en el alineamiento y en la sección transversal de las ramas. En una carretera dividida, las vueltas directas a la izquierda pueden hacer necesaria una ampliación de la sección transversal para proporcionar una anchura adecuada de la faja separadora central y del carril de cambio de velocidad; en una carretera sin dividir de varios carriles, generalmente, es necesario proyectar una faja separadora central para asegurar que la vuelta directa a la izquierda se haga en la propia rama y así disminuir el peligro y la confusión. Cuando una carretera de dos carriles pasa a través de un entronque, es probable que ocurran vueltas a la izquierda equivocadas, aun con un conjunto completo de rampas; por lo que para condiciones de alta velocidad o volúmenes grandes, es aconsejable una sección dividida a través del área del entronque para evitar tales vueltas.

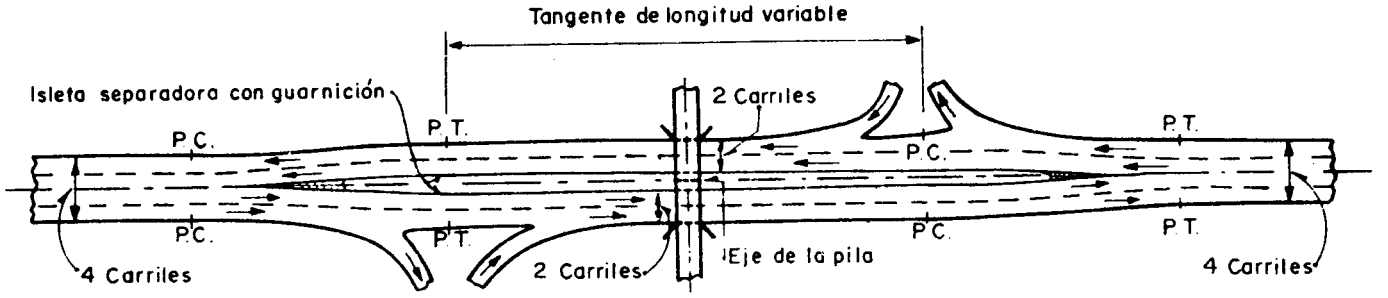
Cuando una o ambas carreteras que se intersectan en un entronque a desnivel son de dos carriles y el tipo adecuado de rampas incluye vueltas directas a la izquierda, todas las operaciones son las mismas que las de un entronque de tres ramas a nivel, y los volúmenes determinarán si es necesario o no incrementar el número de carriles de tránsito. Ver Figuras 11.69, 11.70 y 11.72-A.

Los caminos divididos de cuatro carriles pueden llevar suficiente tránsito para justificar la eliminación de vueltas a la izquierda a nivel. Para asegurarse de que los conductores que desean dar vuelta a la izquierda utilizarán la rampa apropiada, se debe proponer una guarnición tipo vertical en la faja separadora central. Cuando se permita la vuelta a la izquierda a nivel, es recomendable que se acomoden en una faja separadora de ancho adecuado como se ve en la Figura 11.72-B.

La ampliación o estrechamiento para obtener la anchura deseada para alojar una isleta separadora en el área de un entronque a desnivel se hace de la misma manera que para los entronques a nivel, ver Figura 11.60. Las condiciones más comunes se ilustran en la Figura 11.84; la Figura 11.84-A muestra el diseño simétrico de una isleta separadora en un camino sin dividir de cuatro carriles; el tránsito en cada dirección circula siguiendo la trayectoria de dos curvas inversas. La Figura 11.84-B muestra el diseño de una isleta separadora en una carretera sin dividir de cuatro carriles en la cual su eje está desplazado en el área del entronque; logrando que el tránsito entre directamente a la zona donde se alojó la isleta separadora y al salir lo haga siguiendo la trayectoria de una curva inversa, la cual ventajosamente se encuentra después de que los conductores han pasado el posible peligro en la estructura y en los extremos de las rampas; esto no puede lograrse en carreteras existentes, a menos que los accesos sean reconstruidos para poder desplazar el eje.

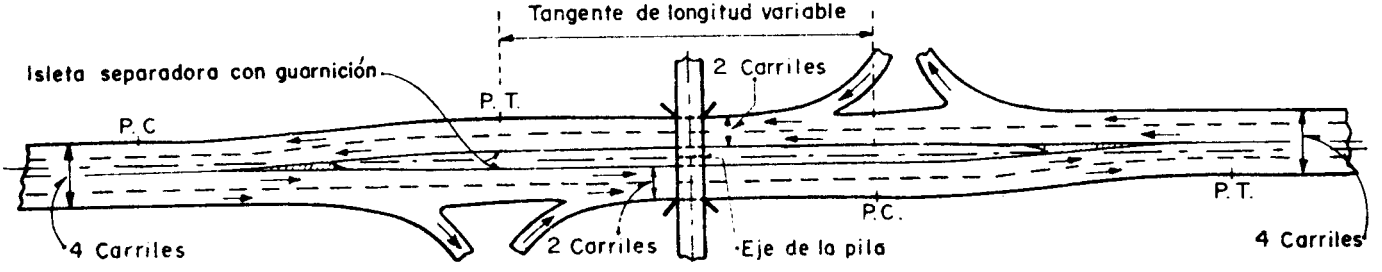
B) Distancia de visibilidad. La distancia de visibilidad en las carreteras a través de un entronque a desnivel debe ser cuando menos igual a la distancia de visibilidad de parada y de preferencia mayor.

El proyecto del alineamiento vertical es igual que para cualquier otro punto de la carretera, excepto en algunos casos de curvas verticales en columpio donde la estructura de un paso inferior, puede acortar la distancia de visibilidad. Generalmente las longitudes requeridas para las curvas verticales en camino abierto son posibles en los entronques a desnivel, ya que la estructura no acorta la distancia de visibilidad más allá de la misma requerida para parar. En algunas ocasiones, cuando se pretende proporcionar la distancia de visibilidad de rebase, como suele suceder en caminos



AMPLIACION SIMETRICA

- A -



AMPLIACION CON EL EJE DESPLAZADO

-B-

FIGURA 11.84. AMPLIACION PARA ALOJAR ISLETAS SEPARADORAS EN LOS ENTRONQUES A DESNIVEL

de dos carriles, conviene comprobar la distancia de visibilidad disponible, para lo cual, lo más conveniente es hacer una verificación gráfica.

Las restricciones en la distancia de visibilidad provocadas por las pilas y los estribos de las estructuras en curvas horizontales, generalmente presentan un problema más difícil que el correspondiente a restricciones verticales. Con la curvatura máxima correspondiente a una velocidad de proyecto dada, el espacio libre lateral usual en pilas y estribos de un paso inferior no proporciona la distancia de visibilidad mínima; de manera similar en un paso superior la distancia usual del parapeto a la orilla interna de la calzada también da por resultado ciertas deficiencias de visibilidad; esto demuestra la necesidad de usar curvaturas menores que la máxima en entronques a desnivel. La tabla 11-S muestra la distancia mínima lateral necesaria desde la orilla de la calzada al obstáculo para proporcionar la distancia de visibilidad de parada en función del grado máximo de curvatura, tal como se estableció para camino abierto. Para grados de curvatura menores debe calcularse la distancia mínima lateral con el fin de proporcionar la distancia de visibilidad de parada en cualquier punto del camino. En el cálculo se deberá considerar la disminución del grado de curvatura, contra la longitud adicional del claro de la estructura.

A fin de facilitar el cálculo propuesto, en la tabla 11-S también se indica la distancia mínima lateral que se requiere, si el grado de curvatura es igual a la mitad del grado máximo.

11.6.4 Rampas

El término rampa incluye todas las disposiciones y tamaños de enlaces que conectan dos ramas de una intersección a desnivel. Generalmente las especificaciones para el alineamiento horizontal y vertical de las rampas son menores que aquellas para los caminos que se intersectan, pero en algunos casos pueden ser iguales.

A) Tipos de rampas. La Figura 11.85 ilustra las formas y características de varios tipos de rampas; existen numerosas variaciones en la forma, pero cada una puede clasificarse dentro de uno de los tipos mostrados. Puede considerarse que cada rampa es un camino de un sentido de circulación, a excepción de la ilustrada en la Figura 11.85-C, la cual es un camino sencillo con dos sentidos de circulación.

Las rampas diagonales, Figura 11.85-A, casi siempre son de un sentido y usualmente tienen movimientos de vuelta, izquierdos y derechos en los extremos próximos al camino secundario. Aunque en la Figura 11.85-A se muestra a la rampa diagonal como una curva continua, ésta puede estar constituida en gran parte por una tangente, o bien por una curva inversa; los entronques a desnivel del tipo diamante, generalmente tienen cuatro rampas en diagonal.

La rampa tipo gaza de la Figura 11.85-B, permite la vuelta izquierda sin cruces con el tránsito en sentido contrario, ya que los conductores efectúan este movimiento de vuelta más allá de la estructura de separación de niveles, dando vuelta a la derecha y girando aproximadamente 270° para entrar al otro camino. La distancia de recorrido en las rampas de este tipo es mayor que la correspondiente a otros tipos. Una combinación de una gaza y una rampa diagonal externa, en un cuadrante, como la de la Figura 11.85-D, representa la forma básica de los entronques en tipo de trébol. Cuando las dos rampas están combinadas dentro de un camino

VELOCIDAD DE PROYECTO, EN km/h.	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
CURVATURA MAXIMA, EN GRADOS	98.0°	60.0°	30.0°	17.5°	11.0°	7.4°	5.5°	4.2°	3.4°	2.7°
DISTANCIA MINIMA LATERAL REQUERIDA DESDE LA ORILLA INTERNA DE LA CALZADA EN METROS	3.61	5.11	5.79	5.90	5.66	5.34	5.36	7.07	8.19	9.89
1/2 DE LA CURVATURA MAXIMA, EN GRADOS	49.0°	30.0°	15.0°	8.75°	5.5°	3.7°	2.75°	2.1°	1.7°	1.35°
DISTANCIA MINIMA LATERAL REQUERIDA DESDE LA ORILLA INTERNA DE LA CALZADA EN METROS	1.70	1.97	2.18	2.16	1.99	1.81	1.85	2.68	3.21	4.06

La máxima curvatura está establecida para una sobreelevación máxima de 0.10. Debe ajustarse para otros valores de proyecto.

TABLA 11-S. DISTANCIA MINIMA LATERAL REQUERIDA A PARTIR DE LA ORILLA INTERNA DE LA CALZADA PARA PROPORCIONAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

de doble sentido de circulación, como el de la Figura 11.85-C, se mantiene la forma general para el trébol.

En las rampas semidirectas, como la que se muestra en la Figura 11.85-E con línea llena, los conductores efectúan la vuelta izquierda sobre una trayectoria en forma de curva inversa, saliendo hacia la derecha para después, gradualmente, girar hacia la izquierda, completando la maniobra con una incorporación sobre la derecha o sobre la izquierda según el caso. En otro tipo de rampa semidirecta, que se muestra con línea punteada en la misma Figura 11.85-E, la vuelta izquierda se efectúa con una trayectoria de curva inversa, con la diferencia de que en este caso el giro inicial es hacia la izquierda, girando después hacia la derecha gradualmente, para incorporarse por el lado derecho.

Estas rampas semidirectas se pueden emplear para vueltas a la derecha, pero no hay razón para usarlas si se puede proporcionar la rampa diagonal de la forma convencional. La distancia de recorrido en esta rampa, es menor que la correspondiente para una gaza y mayor que para una directa.

El funcionamiento de las rampas semidirectas requiere la convergencia con calzadas de un solo sentido de circulación, lo que hace necesario que uno de los caminos que cruzan se separe en dos cuerpos cada uno con un sentido de circulación, con la necesidad de dos estructuras, separadas lo necesario para permitir una pendiente adecuada en la rampa. Cuando la separación de las estructuras no permita proporcionar la pendiente adecuada en la rampa, será necesaria una tercera estructura, o bien una estructura de tres niveles.

Las rampas directas permiten a los conductores efectuar las vueltas con un movimiento directo; así, en la rampa para vuelta izquierda que se muestra en la Figura 11.85-F, los conductores salen a la rampa girando directamente hacia la izquierda y su entrada al otro camino es sobre la

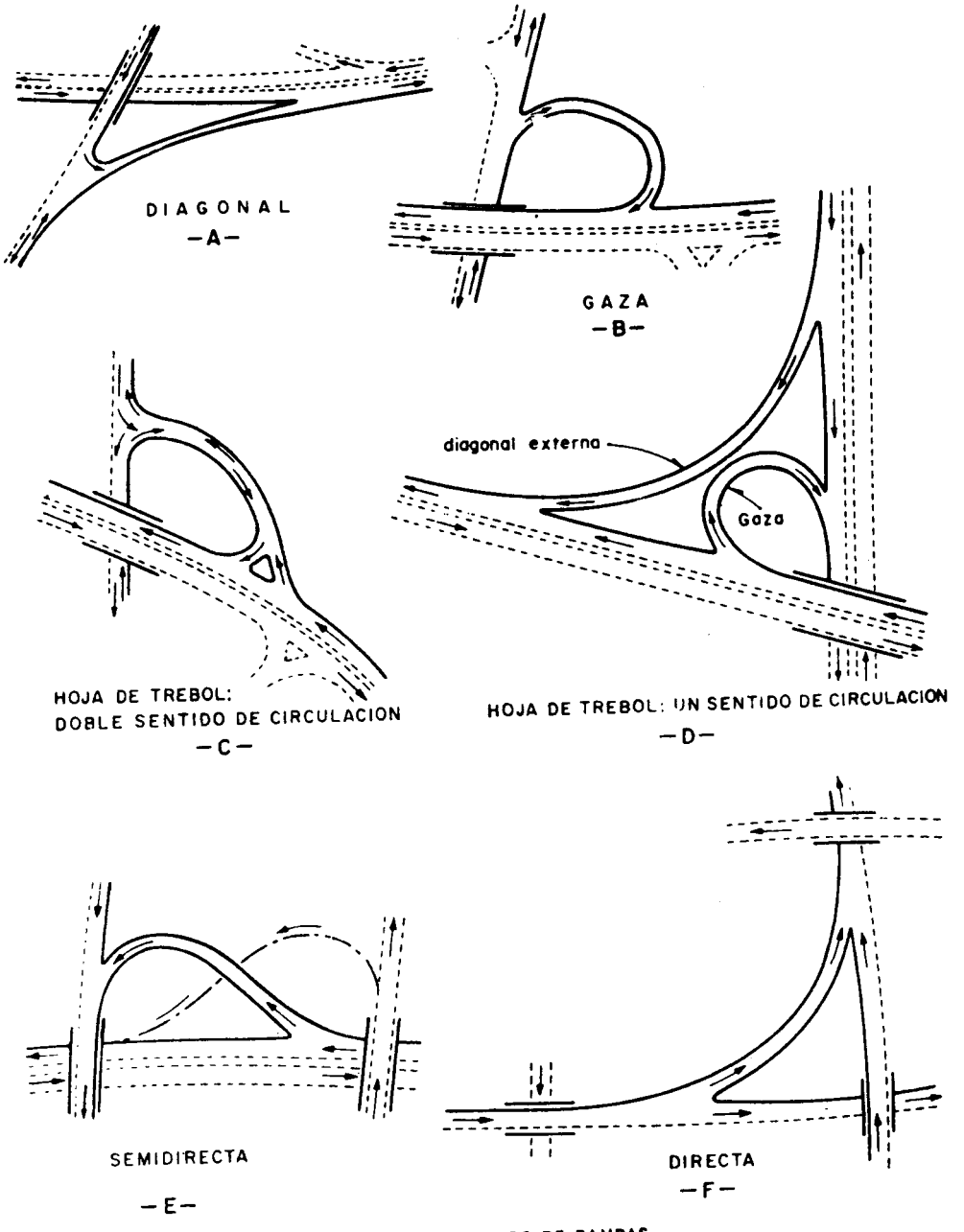


FIGURA 11.85. TIPOS DE RAMPAS

izquierda. Las rampas diagonales sin alineamiento inverso, son conexiones directas para los movimientos de vuelta derecha.

Con rampas direccionales para vuelta izquierda, la distancia de recorrido es menor que para cualquier otro tipo de rampas, pero como se necesitan dos o más estructuras, su costo inicial es muy alto.

Los diferentes tipos de entronques a desnivel se hacen con varias combinaciones de los tipos de rampas mencionados; por ejemplo, el entronque tipo trompeta tiene una gaza, una rampa semidireccional y dos rampas para vueltas derecha del tipo diagonal.

B) Distancia entre los extremos de rampas sucesivas. En la Figura 11.86 se indican las distancias mínimas y deseables entre los extremos de rampas sucesivas, basándose las distancias de la tabla en tiempos de decisión y maniobra de 5 a 10 segundos. En caminos rurales, se debe proporcionar una distancia entre los extremos mayor que la indicada, con el fin de permitir la colocación adecuada del señalamiento; recomendándose para los casos del centro y de la derecha de la Figura 11.86-A, una distancia de 300 m y para el caso de la izquierda de la misma figura, una distancia de 180 m.

C) Velocidad de proyecto. Raras veces es posible proporcionar en las rampas las mismas velocidades de proyecto que en el camino abierto, pero deberán estar relacionadas entre sí. La velocidad de proyecto en los extremos de la rampa, debe corresponder a la velocidad de marcha de los caminos que se intersectan, cuando éstos soportan un volumen de tránsito bajo; sin embargo, las limitaciones de ubicación y los factores económicos algunas veces obligan a una velocidad de proyecto más baja, que no debe ser menor de la mitad de la velocidad de proyecto de la carretera, la que puede aceptarse, ya que la vista de una estructura, sus rampas, accesos, señalamiento y demás elementos, advierten al conductor que va a dar vuelta, para que baje su velocidad.

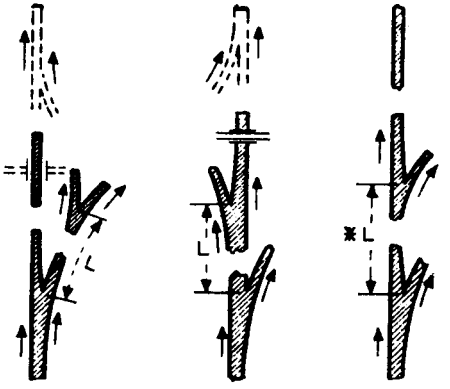
En la tabla 11-T se indican los valores de la velocidad de proyecto en los extremos de las rampas para los diferentes valores de la velocidad de proyecto de los caminos que se intersectan.

Velocidad de proyecto en la carretera en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Velocidad de proyecto en los extremos de la rampa km/h	30	40	45	55	65	70	80	85	90

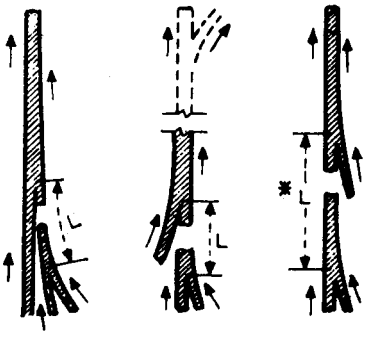
TABLA 11-T. VELOCIDAD DE PROYECTO EN LOS EXTREMOS DE LA RAMPA

La determinación de la velocidad de proyecto en la rampa, depende principalmente del tipo de carreteras que se intersectan y de las características físicas del lugar. En gran parte estas condiciones determinan el tipo de las rampas, para lo cual se aplican los siguientes principios en la selección de la velocidad de proyecto:

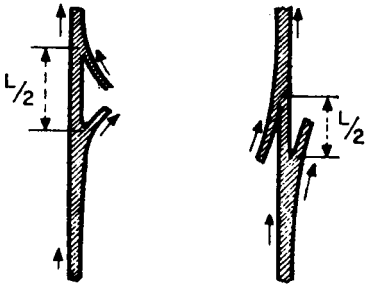
Las rampas directas se deben proyectar con la velocidad de proyecto deseable; este tipo de rampas generalmente están en curva continua, y tanto la rampa como la curva requieren características de velocidad razonablemente altas, porque el volumen es alto o bien porque se pueden proporcionar sin un apreciable costo extra. La velocidad de proyecto para las



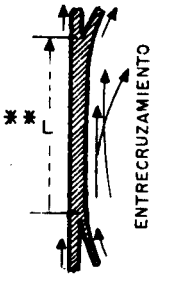
EXTREMOS DE SALIDA SUCESIVOS
— A —



EXTREMOS DE ENTRADA SUCESIVOS
— B —



EXTREMO DE SALIDA
SEGUIDO DE
UN EXTREMO DE ENTRADA
— C —



EXTREMO DE ENTRADA
SEGUIDO DE
UN EXTREMO DE SALIDA
— D —

* L Conforme a la tabla, pero no menor que la longitud requerida para cambiar de velocidad de acuerdo a lo mostrado en la tabla 12.J

** Conforme a la tabla, pero L no puede ser menor que la longitud requerida para entrecruzamiento ; ver zonas de entrecruzamiento en el capitulo relativo a capacidad

DISTANCIA ENTRE EXTREMOS DE RAMPAS SUCESIVAS

VELOCIDAD PROYECTO, EN Km/h	30 a 40	50 a 60	70 a 80	90 a100	110
VELOCIDAD DE MARCHA, EN Km/h	28 a 37	46 a 55	63 a 71	79 a 86	92
DISTANCIA L, EN METROS					
MINIMA	40.00	60.00	90.00	110.00	130.00
DESEABLE	100.00	150.00	200.00	240.00	260.00

FIGURA 11.86. DISPOSICION DE EXTREMOS DE RAMPAS SUCESIVAS

gazas muy frecuentemente es cercana a la mínima con carriles de cambio de velocidad adecuados en los extremos de la gaza. Las velocidades de proyecto deseables, principalmente aquellas que son mayores de 50 km/h, muy raras veces están consideradas dentro de las gazas, debido al notable recorrido adicional que resulta al usar el radio mínimo para esas velocidades.

Las rampas semidirectas se proporcionan para volúmenes altos de tránsito, por lo que los valores de la velocidad de proyecto que se recomiendan para el diseño de éstas son las de la tabla 11-T.

Frecuentemente las velocidades de proyecto de los caminos que se intersectan son diferentes, por lo que la velocidad de proyecto del extremo de la rampa de preferencia, debe estar en relación a la rama del entronque con la cual se conecta tomando como base los valores de la tabla 11-T y el tramo de la rampa entre los extremos se diseñará para una velocidad intermedia; o bien debe estar relacionada con la rama del entronque que tenga mayor velocidad de proyecto.

Las rampas con velocidades de proyecto mínimas, que se usan en conjunto con caminos de primer orden, requieren carriles de cambio de velocidad, basados en la diferencia entre la velocidad de marcha de la carretera y la de la rampa.

D) Alineamiento y forma.

1. Radio mínimo. Los factores y radios mínimos de curvas en intersecciones para varias velocidades de proyecto, se discuten en el inciso 11.4; tales valores se muestran en la tabla 11-E y en la Figura 11.41 y se aplican directamente al proyecto de rampas.

2. Curvas compuestas y de transición. Las curvas compuestas y de transición son las adecuadas para obtener la forma deseada de las rampas, para satisfacer las condiciones de ubicación y para acomodar las trayectorias naturales de los vehículos. Las conclusiones del inciso 11.4 para enlaces, son en general aplicables en el proyecto de rampas. En las tablas 11-F y 11-G se muestran las longitudes mínimas de transición y las longitudes mínimas de arcos circulares para curvas compuestas.

3. Formas de las rampas. La forma de las rampas depende de las características del tránsito, las velocidades de proyecto, la topografía, el ángulo de intersección y el tipo del extremo de la rampa. En la Figura 11.87-A se muestran las formas que puede adoptar una gaza.

Las gazas asimétricas pueden diseñarse en donde los caminos que se intersectan no son de la misma importancia y los extremos de la rampa se proyectan para diferentes velocidades, o bien cuando estén obligadas por el derecho de vía, por el perfil, por las condiciones de visibilidad o por la localización de los extremos.

En la Figura 11.87-B se indican con líneas discontinuas algunos ejemplos de rampas diagonales externas; la forma adoptada para cada proyecto particular dependerá de las características del tránsito, del lugar y de los factores económicos, pudiéndose llegar a soluciones como las que se muestran en la Figura 11.87-C, en donde se combina la diagonal externa con una gaza, pudiendo existir una barrera o faja central para separar el tránsito en direcciones opuestas o ser una calzada con doble circulación.

Las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante adoptan diferentes formas, dependiendo principalmente de las características del tránsito que da vuelta y de las limitaciones del derecho de vía. Pueden ser

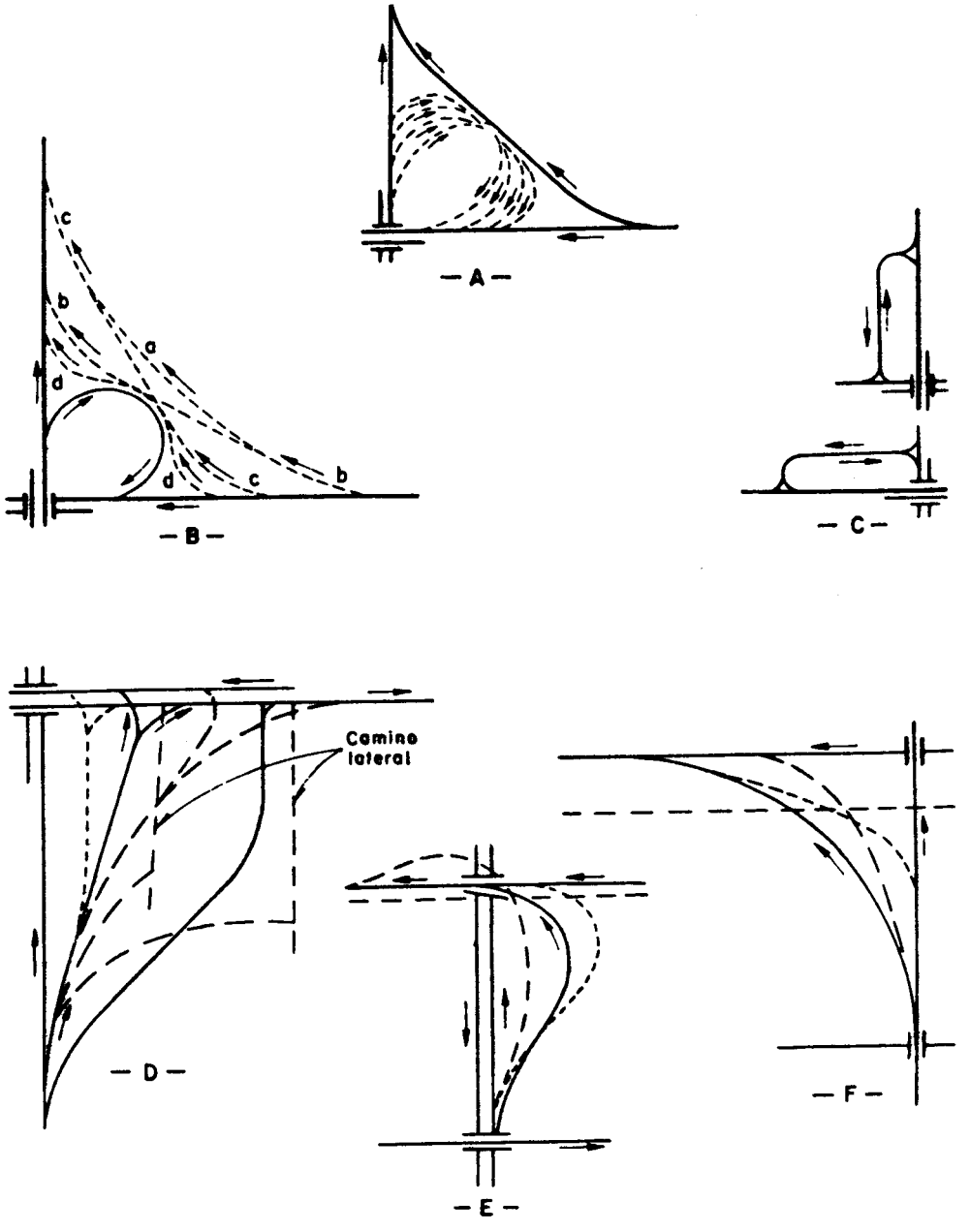


FIGURA 11.87. FORMAS DE LAS RAMPAS

del tipo diagonal con curvas en los extremos, tal como se muestra con línea continua en la Figura 11.87-D. Para favorecer un movimiento de vuelta derecha la rampa puede ser una curva continua a la derecha con un enlace para el movimiento de vuelta izquierda, como se indica con una línea discontinua en la figura. En un derecho de vía restringido a lo largo de la carretera principal, puede hacerse necesario el uso de un alineamiento inverso con una parte de la rampa paralela al camino directo, tal como se muestra con línea punteada en la misma Figura 11.87-D.

Las rampas de un diamante pueden también conectar con un camino lateral paralelo. Dos formas de rampas de este tipo se muestran en la Figura 11.87-D con líneas discontinuas. Cuando se utilizan estas rampas, es aconsejable tener caminos laterales de un sentido de circulación, ya que si se unen a caminos laterales con dos sentidos de circulación, introducen la posibilidad de una trayectoria de entrada incorrecta al camino lateral y requieren un tratamiento especial en los extremos de las rampas.

La forma de una rampa semidirecta, Figura 11.87-E, depende de la separación entre las calzadas de un solo sentido de circulación, de la ubicación de los extremos con respecto a la estructura y de la longitud en que se amplían las calzadas; o bien, del radio de curvatura necesario para mantener una velocidad deseada para un movimiento importante de vuelta izquierda. Las disposiciones mostradas en la Figura 11.87-F también se aplican para rampas semidirectas.

E) Distancia de visibilidad. Los valores mínimos de la distancia de visibilidad de parada resumidos en la tabla 11-P, se aplican directamente en las rampas de entronques a desnivel. Siempre que sea posible se deberán proporcionar distancias de visibilidad mayores que las de la tabla.

En la Figura 11.52 se muestran las longitudes de curvas verticales en cresta en función de las diferencias algebraicas de pendiente, y la Figura 11.53 muestra los valores de las distancias mínimas a obstáculos laterales, con relación al radio de las curvas horizontales, las cuales se basan en la distancia de visibilidad de parada. Estos mismos valores se aplican para el proyecto de las rampas, pero en muchos casos es necesario verificar gráficamente la distancia de visibilidad en curvas verticales y horizontales.

F) Proyecto del alineamiento vertical.

1. Pendientes. Las pendientes de las rampas deben ser tan suaves como sea posible para facilitar la maniobra de pasar de una rama a otra. Las pendientes en las rampas pueden ser mayores que aquellas pendientes de los caminos que se intersectan, pero no puede establecerse una relación precisa entre ellas.

Se pueden establecer valores límites para las pendientes, pero la pendiente para cualquier rampa en particular depende de las características propias del lugar y del cuadrante en cuestión. Aunque las pendientes máximas permitidas no están estrictamente relacionadas con la velocidad de proyecto, ésta da una indicación general del valor a usar, tal y como se indica en la tabla 11-U.

Velocidad de proyecto (km/h)	25 — 30	40 — 50	60 — 70
Pendiente en ascenso (%)	6 — 8	5 — 7	4 — 6

NOTA. Para velocidades mayores de 70 km/h deberán considerarse condiciones de camino abierto.

TABLA 11-U. PENDIENTE MAXIMA DE LA RAMPA DE ACUERDO CON LA VELOCIDAD DE PROYECTO

Las pendientes para las rampas descendentes de un solo sentido de circulación, deben mantenerse dentro de los mismos rangos, aunque en casos especiales pueden incrementarse 2%.

2. Curvas verticales. En la Figura 11.52 se muestran las longitudes de las curvas verticales en cresta para los enlaces, correspondientes a distintas velocidades de proyecto. Estas longitudes son aplicables en los extremos de las rampas, usando una velocidad de proyecto intermedia entre la de la rampa y la del camino.

La forma usual que toma el perfil de una rampa es la de una "S". Los cambios principales en pendiente se efectúan por medio de dos curvas verticales, una en columpio en el extremo inferior de la rampa y una en cresta en el extremo superior de la rampa. Ambas curvas deben proyectarse de tal manera que proporcionen al usuario la suficiente distancia de visibilidad para permitirle una maniobra segura. Es conveniente que los extremos de la rampa, estén al mismo nivel que los carriles para el tránsito que sigue de frente, ya que esto proporciona una manera segura de efectuar la maniobra y una mayor visibilidad.

11.7 PASOS

En todo camino existe la necesidad de permitir el cruzamiento de personas, de animales y de los diferentes medios de transporte. El proyecto y la ubicación de los pasos requiere de un estudio que considere las características particulares de cada caso con el objeto de definir el tipo de obra conveniente a fin de controlar el cruzamiento de manera que se obtengan condiciones de seguridad tanto para el usuario del camino como para el que cruza, evitándose con esto los cruzamientos anárquicos. Dentro del tipo de pasos que se suelen considerar para estos fines están los pasos para peatones, ganado, maquinaria agrícola, vehículos y ferrocarriles, los cuales pueden ser a nivel o a desnivel.

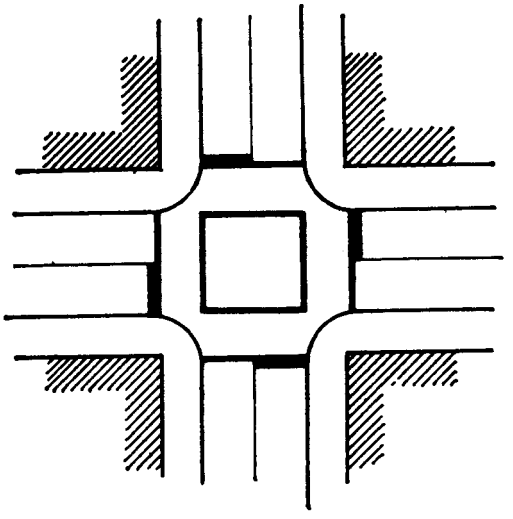
11.7.1 Pasos a nivel

Paso a nivel es el cruzamiento a una misma elevación de un camino con personas, animales u otra vía terrestre.

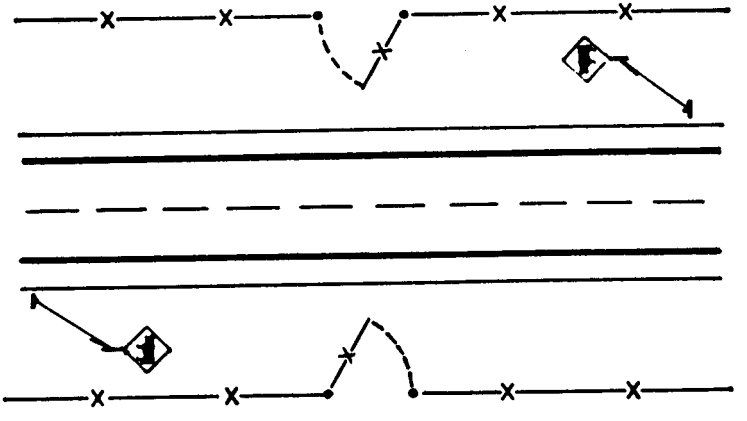
A) Pasos para peatones. La Figura 11.88-A muestra el caso más frecuente de diseño de paso para peatones, el cual consiste en proporcionar unas fajas de seguridad marcadas en el pavimento por medio de rayas blancas y continuas, con un ancho variable entre 0.15 m y 0.25 m; la raya del lado donde se aproximan los vehículos deberá ser más ancha, siendo conveniente aumentarla hasta 0.60 m; las rayas deberán ser transversales a la vía de circulación, trazadas a una separación que se determinará generalmente por el ancho de las banquetas entre las que se encuentren situadas, pero en ningún caso dicha separación será menor de 1.80 m.

Los pasos para peatones se proporcionarán en todas las intersecciones donde puede presentarse confusión entre el movimiento de los vehículos y el de los peatones, así como en algunos otros lugares en donde el movimiento de estos últimos sea considerable.

B) Pasos para ganado. En algunas ocasiones el camino atraviesa por zonas ganaderas, en donde existe el riesgo de que los animales crucen el



— A —



— B —

FIGURA 11.88. PASOS A NIVEL PARA PEATONES Y PARA GANADO

camino en una forma anárquica, lo cual debe evitarse controlando el cruce instalando cercas en el límite del Derecho de Vía que permitan el paso en puntos específicos por medio de puertas, tal como se indica en la Figura 11.88-B, en la que se muestra también el señalamiento preventivo que debe instalarse en estos pasos, a fin de disminuir el riesgo de los usuarios del camino.

Cuando se tenga necesidad de que el ganado cruce de un lado a otro del camino, ya sea para cambiar de pasto o para llegar a los abrevaderos, la puerta será abierta por la persona encargada del ganado, quien tendrá cuidado, al conducir los animales, de que el paso se haga en el momento en que no circulen vehículos por la carretera y deberá cuidar de que no quede ningún animal dentro del Derecho de Vía.

C) Pasos para maquinaria agrícola. Estos pasos deben permitirse donde exista la visibilidad suficiente para que un vehículo transitando por la carretera a la velocidad de proyecto, pueda ver con la anticipación necesaria al vehículo agrícola que cruza, de manera que disponga del tiempo requerido para frenar antes de llegar a él.

D) Pasos para vehículos. A diferencia de los vehículos agrícolas, éstos requieren de un camino para transitar, por lo cual, cuando sea necesario cruzar la carretera o camino principal, deberá cumplirse con las condiciones de visibilidad a fin de garantizar la seguridad en el paso. Deberá procurarse que la pendiente del camino sea suave y esté al mismo nivel en el cruce y sus vecindades, para no dificultar la parada y el arranque de los vehículos.

E) Pasos para ferrocarril. El proyecto geométrico de un cruce a nivel de un camino con un ferrocarril, incluye los alineamientos vertical y horizontal, la sección transversal y la distancia de visibilidad de parada.

Las características de estos elementos pueden variar de acuerdo con el tipo de dispositivos para el control del tránsito que se utilizan, los cuales pueden ser señales únicamente, señales y semáforos o señales y barreras automáticas.

Cuando se utilizan señales como único medio de protección, deberá procurarse un cruce en ángulo recto. Aun con semáforos o barreras, deberá evitarse un ángulo de esviaje grande. Independientemente del tipo de control, la pendiente del camino debe ser suave en el cruce y sus vecindades para permitir que los vehículos se detengan cuando sea necesario y puedan cruzar sin dificultad. El dispositivo de control deberá ser claramente visible a una distancia por lo menos igual a la distancia de visibilidad de parada requerida y preferiblemente mayor. En algunos casos puede ser necesario colocar el dispositivo a cierta altura o moverlo lateralmente para hacerlo visible desde una distancia adecuada. Debe considerarse también la posibilidad de iluminar el cruce cuando haya movimiento nocturno de trenes, especialmente cuando la operación de cambio de trenes pueda bloquear el camino.

La superficie de rodamiento del camino debe construirse en una longitud adecuada a uno y otro lado del mismo, con materiales que permitan el tránsito en todo tiempo.

La distancia de visibilidad es una consideración primordial en cruces donde no se utilizan semáforos o barreras; la condición de un cruce a nivel de ferrocarril es similar a la de caminos que se intersectan, siendo necesario proporcionar un triángulo de visibilidad libre de obstáculos. Los ca-

tetos que forman el triángulo de visibilidad son: sobre el camino, la distancia recorrida durante el tiempo de percepción, reacción y frenado, más la distancia de seguridad que se proporciona entre el conductor y la vía del tren cuando el vehículo se ha detenido; sobre la vía del tren, la distancia recorrida por el tren durante el tiempo que necesita el vehículo para recorrer la distancia que hay desde el punto de decisión hasta un punto más allá del cruce. En la Figura 11.89 se indican las diferentes posiciones consideradas tanto para el tren como para el vehículo.

La distancia sobre el camino se calcula con la siguiente expresión:

$$D_c = D_r + D_f + D_e$$

En donde:

D_c = Distancia total recorrida por el vehículo desde el punto de decisión hasta el cruce.
D_r = Distancia recorrida durante el tiempo de reacción.
D_f = Distancia recorrida durante el frenado.
D_e = Distancia de seguridad desde el conductor hasta la vía del tren, cuando el vehículo se encuentra parado. Para efectos de proyecto se considera que esta distancia es de 6.00 m.

La suma de las distancias recorridas durante el tiempo de reacción y de frenado ($D_r + D_f$) es la distancia mínima de visibilidad de parada; siendo los valores, los mismos que se emplearon para analizar el caso II de intersecciones a nivel de dos caminos. (Ver inciso 11.4.9)

La distancia requerida sobre la vía del tren, está dada por la siguiente expresión:

$$D_t = \frac{V_t}{V_c}(D_c + D_a)$$

En donde:

D_t = Distancia recorrida por el tren durante el tiempo empleado por el vehículo para librar la intersección.
V_t = Velocidad del tren, en km/h.
V_c = Velocidad de marcha en el camino, en km/h.
D_c = Distancia total sobre el camino, en m.
D_a = Distancia adicional requerida por el vehículo para pasar al otro lado de la vía. Para efectos de proyectos se considera que esta distancia es de 20.00 m.

Las dos distancias, una medida sobre el camino y la otra sobre la vía del tren, definen el triángulo de visibilidad requerido. La tabla 11-V proporciona las distancias para definir el triángulo de visibilidad para diferentes velocidades de los vehículos y del tren. Cuando no se instalan dispositivos de control automáticos, se recomienda que el triángulo de visibilidad en cada cuadrante del cruce, esté libre de obstrucciones. Si no se dispone de suficiente distancia de visibilidad, el conductor debe contar

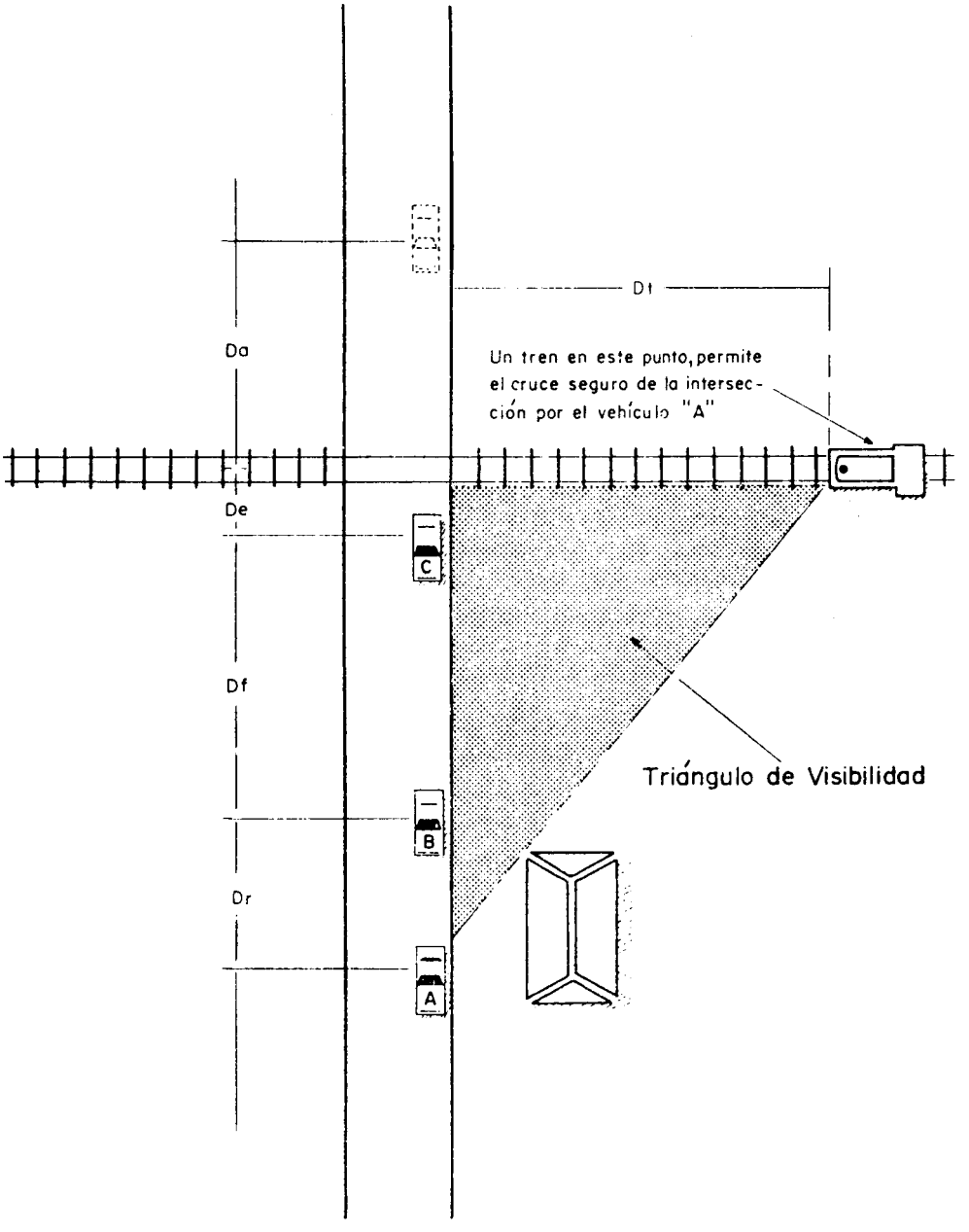


FIGURA 11.89. VISIBILIDAD EN PASOS DE FERROCARRIL A NIVEL

con una distancia de visibilidad, al dispositivo de control automático por lo menos igual a la distancia mínima de visibilidad de parada.

En aquellos casos, en que por ley se obligue a camiones y autobuses a detenerse en un cruce de ferrocarril a nivel, la longitud y características de aceleración de dichos vehículos hace que éstos necesiten un período de tiempo considerable para librar el cruce. Con el fin de que la decisión para cruzar la vía (o vías) se haga con seguridad, los conductores deben disponer por lo menos de once segundos desde el momento en que aparece el tren a la vista, hasta que éste llega al punto de cruce. Las distancias requeridas sobre la vía para cumplir con estas condiciones se calculan con la expresión $D_t = 3.058\ V_t$; los valores se indican en la columna de la tabla 11-V, correspondiente a la condición de parada.

11.7.2 Pasos a desnivel

Paso a desnivel es el cruzamiento a diferente elevación de un camino con personas, animales y otra vía terrestre. El cruzamiento a diferente elevación tiene por objeto permitir el tránsito simultáneo, lo cual se logra por medio de estructuras.

Los pasos a desnivel pueden ser de dos tipos:

A) Pasos superiores, que son aquéllos en que el camino pasa arriba de otra vía de comunicación terrestre.

B) Pasos inferiores, que son aquéllos en que el camino pasa abajo de otra vía de comunicación terrestre.

La estructura de separación de niveles debe adaptarse a los alineamientos horizontal y vertical, así como a la sección transversal de las vías que se cruzan, puesto que la estructura debe subordinarse al camino y no el camino a la estructura.

Las condiciones que gobiernan el proyecto de los pasos a desnivel caen usualmente en alguno de los tres casos siguientes: la influencia de la topografía es predominante y el proyecto debe adaptarse a ella. La topografía no favorece ningún proyecto particular. Las especificaciones relativas al alineamiento horizontal y vertical de uno de los caminos son lo suficientemente importantes para no subordinarlas a la topografía y probablemente para elegir un proyecto que no se ajuste a ella.

Como regla general, el proyecto que mejor se adapta a la topografía existente será el más agradable y el más económico de construir y mantener. La excepción a esta regla se presenta cuando debe darse preferencia al camino principal donde el tránsito puede ser tan intenso y con un porcentaje tan alto de vehículos pesados, que deban evitarse los columpios y crestas en su alineamiento vertical y el proyecto del camino secundario se subordina al perfil del camino principal, que sufrirá sólo ligeros ajustes para ayudar a adaptar el camino secundario a la topografía.

En la mayoría de los casos los proyectistas se ven obligados, por economía, a elaborar proyectos que se ajustan a la topografía existente. Por lo tanto, es necesario considerar dos o más alternativas que comprendan toda la zona de la intersección con objeto de decidir si debe ser paso superior o inferior, para lo cual se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

1. Existe cierta ventaja para el tránsito que circula por un paso inferior porque los conductores advierten fácilmente la presencia de la estruc-

VELOCIDAD DEL TREN, km/h	CONDICION DE PARADA	VELOCIDAD DE PROYECTO DEL CAMINO, EN km/h									
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
		VELOCIDAD DE MARCHA EN EL CAMINO, EN km/h									
		20	28	37	46	55	63	71	79	86	92
		DISTANCIA EN METROS A LO LARGO DEL FERROCARRIL DESDE LA INTERSECCION									
20	61	46	44	41	40	39	38	28	41	42	44
30	92	69	65	62	59	58	58	60	61	63	66
40	122	92	87	82	79	77	77	79	82	84	87
50	153	115	109	103	99	96	96	99	102	105	109
60	183	138	131	123	119	116	115	119	122	126	131
70	214	161	153	144	138	135	134	139	143	147	153
80	245	184	174	164	158	154	154	159	163	168	175
90	275	207	196	185	178	173	173	179	183	189	197
100	306	230	218	205	198	193	192	199	204	210	218
110	336	253	240	226	218	212	211	218	224	232	240
	DISTANCIA EN METROS A LO LARGO DEL CAMINO DESDE LA INTERSECCION										
	6	26	41	56	71	86	101	121	141	161	181

TABLA 11-V. DISTANCIAS DE VISIBILIDAD PARA PASOS DE FERROCARRIL A NIVEL

tura; ésta hace más evidente el camino del nivel superior y previene con anticipación la existencia de una intersección.

2. En cuanto al aspecto estético, es mejor elaborar un proyecto en el cual el camino más importante sea el superior. Es posible así, tener una visión amplia desde lo alto de la estructura y sus accesos, y además los conductores tienen sólo una sensación mínima de restricción.

3. En terreno montañoso o en lomerío, pueden obtenerse pasos superiores para el camino principal solamente con un alineamiento horizontal forzado y un perfil ondulado. Cuando un paso superior tiene pendientes fuertes en el camino principal, se requieren curvas verticales más largas para tener la distancia de visibilidad adecuada. Cuando no haya ventajas apreciables para elegir ya sea un paso inferior o bien un paso superior, debe preferirse el tipo que proporcione la mayor distancia de visibilidad en el camino principal.

4. Un paso superior ofrece las mejores posibilidades para la construcción por etapas, tanto del camino como de la estructura, sin que la inversión original sufra perjuicios apreciables. Ampliando lateralmente tanto la estructura como el camino, o construyendo una estructura separada para un camino dividido, se llega al proyecto definitivo aprovechando el proyecto inicial.

5. Algunos problemas de drenaje pueden eliminarse llevando el camino principal por arriba de la estructura sin alterar la pendiente del camino secundario. En algunos casos el solo problema del drenaje puede ser razón suficiente para elegir el paso superior para el camino principal, especialmente cuando puede evitarse la instalación de equipo automático de bombeo.

6. Cuando el problema de la topografía es secundario y uno de los caminos tiene que bajarse y el otro elevarse, debe considerarse en el análisis el tipo de estructura a escoger. Como el camino principal generalmente es el más ancho de los dos, un paso superior requerirá una o varias estructuras con anchos mayores y claros menores que como paso inferior, aunque en este último caso la estructura puede tener dos claros más cortos con una pila intermedia. Para el mismo tipo de estructura, es preferible el cruce que tenga la de menor claro, pero cuando son varios los tipos que pueden adaptarse, la elección dependerá del costo estructural.

7. Un paso inferior puede ser más ventajoso en donde el camino principal puede construirse apegándose al terreno natural sin cambios bruscos de pendiente. Cuando los anchos de los caminos son muy distintos, el menor volumen de terracerías que requiere el paso inferior hace que este proyecto sea el más económico. El camino secundario generalmente se construye con especificaciones más bajas que las de un camino principal, sus pendientes pueden ser mayores y las distancias de visibilidad menores, lo cual resulta en economía de terracerías y de pavimento.

8. Frecuentemente la elección de un paso inferior en un sitio particular, está determinada no por las condiciones del lugar sino por el proyecto del camino considerado en su totalidad. La separación de niveles que forma parte de un viaducto construido abajo del nivel del piso cerca de zonas urbanas o arriba del nivel general de las calles adyacentes, son buenos

ejemplos de aquellos casos en que la decisión acerca de la localización de cada estructura está subordinada al proyecto general.

9. Cuando un camino nuevo cruza otro que lleva un gran volumen de tránsito, un paso superior para el camino nuevo causará menos perjuicios al camino existente y menos molestias a los usuarios, además de que, generalmente no requiere construir una desviación.

11.7.2.1 Pasos inferiores

En la Figura 11.90 se indican los espacios libres laterales y verticales para un paso inferior. Se ha visto que el efecto de los objetos verticales a los lados del camino tiene poca o ninguna influencia en el comportamiento del tránsito cuando se hallan a 1.80 m o más de la orilla de la calzada. De ahí que este valor debe considerarse como el espacio libre lateral mínimo desde la orilla de la calzada hasta el estribo, pila o elemento estructural correspondiente, aunque algunas veces es necesario aumentar este espacio en el lado interno de las curvas, con objeto de proporcionar la distancia de visibilidad requerida. Para autopistas con cuerpos separados en las que sea posible proyectar una pila para la estructura en la faja central, el espacio libre lateral en el lado izquierdo de cada cuerpo puede reducirse, ya que los conductores van sentados en el lado izquierdo del vehículo, esta reducción puede llegar hasta un mínimo de 1.35 m siendo recomendable conservar el espacio libre lateral de 1.80 m. La Figura 11.90-A muestra un paso inferior en el que el camino tiene acotamiento a la derecha y existe una pila central a la izquierda del cuerpo.

En caso de proyectarse banquetas a través del paso inferior, Figura 11.90-B, éstas deben tener un ancho mínimo de 0.90 m y cuando el tránsito de peatones sea considerable, el ancho estará comprendido entre 1.20 y 1.80 m. La distancia entre la orilla de la calzada y la guarnición de la banqueta debe ser de 1.80 m como mínimo, para caminos de alta velocidad y de 0.60 m para caminos de menor importancia. Para el lado izquierdo, cuando se trate de cuerpos separados, se proporcionará el espacio mínimo de 1.35 m pudiéndose colocar una guarnición vertical a 0.45 m del paño interior de la pila, quedando un espacio mínimo de la guarnición a la orilla de la calzada de 0.90 m.

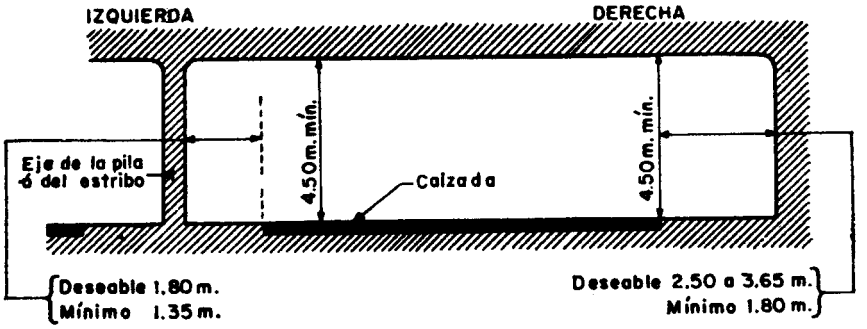
En la Figura 11.90-C se ilustra el caso en que se proporcionan carriles auxiliares bajo la estructura, la orilla externa del carril auxiliar debe considerarse como la orilla de la calzada. Debido a que en los carriles auxiliares la velocidad es más baja y los conductores aceptan mayores restricciones, los valores mínimos indicados para los espacios libres laterales son los recomendables en estos casos.

La altura libre vertical de todas las estructuras para pasos inferiores debe ser por lo menos de 4.50 m en todo el ancho de los carriles de tránsito incluyendo los acotamientos.

Esta dimensión considera la altura máxima de los vehículos de motor actuales y prevé la posibilidad de una sobrecarpeta.

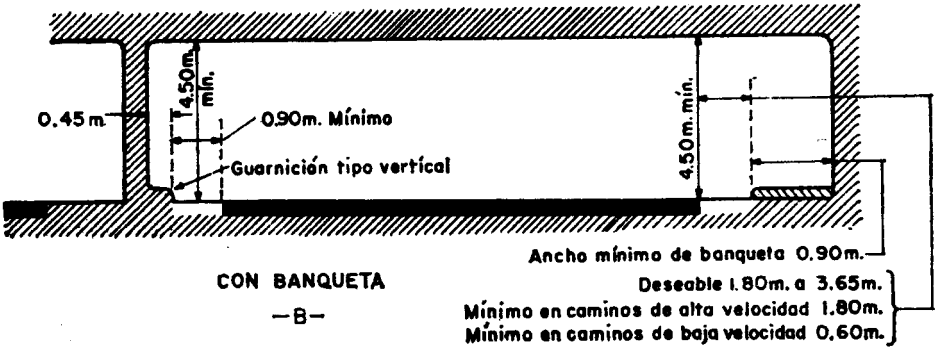
11.7.2.2 Pasos superiores

Para un camino el tipo de cruce a desnivel más adecuado es el de paso superior, ya que no se ve la subestructura, el espacio libre vertical no está



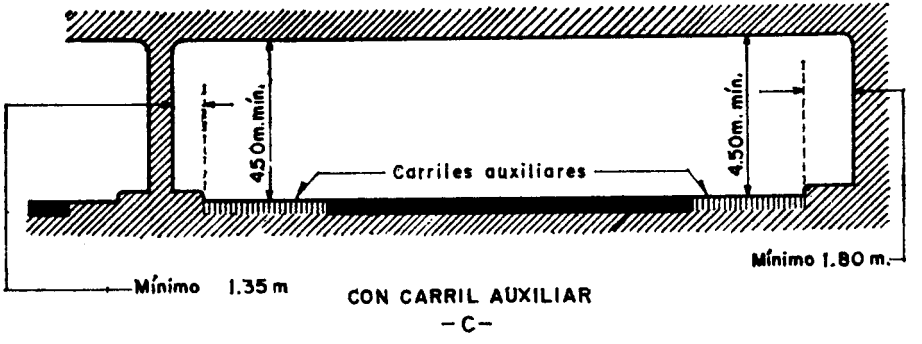
CON ACOTAMIENTO

—A—



CON BANQUETA

—B—



CON CARRIL AUXILIAR

—C—

FIGURA 11.90. ESPACIOS LIBRES LATERALES Y VERTICALES PARA PASOS INFERIORES

limitado y el espacio libre horizontal está supeditado a la ubicación de las guarniciones y parapetos.

Los espacios libres laterales de los pasos inferiores son por lo general aplicables también a los pasos superiores. Aunque la sensación de estrechamiento es más pronunciada en los pasos inferiores que en los superiores, los conductores se comportan en forma semejante en los dos casos.

La sección normal del camino incluyendo los acotamientos, debe conservarse en todas las estructuras para pasos superiores. En la Figura 11.91 se indican los espacios libres laterales mínimos y deseables para las estructuras de pasos superiores en los diferentes tipos de carreteras.

11.7.2.3 Pasos para peatones y ganado

1. Pasos superiores. En la Figura 11.92-A se indican las dimensiones mínimas para la estructura del cruce de una carretera que pasa por arriba, con una vía para peatones y ganado que pasa por abajo. Este tipo de obras generalmente se proyecta para las carreteras de acceso controlado y para los caminos con altos volúmenes de tránsito y frecuentes cruces con peatones y ganado.

2. Pasos inferiores. Cuando sea necesario proporcionar un paso inferior para peatones y ganado deberá proyectarse considerando un ancho libre que permita el paso de un vehículo. (Ver inciso 11.7.2.4.)

Existen caminos en los que es necesario proporcionar pasos a desnivel para peatones exclusivamente, éstos pueden ser inferiores o superiores, los cuales pueden llevar escaleras o rampas de acceso.

En la mayoría de los casos es preferible proyectar pasos para peatones en los cuales la carretera pase por debajo y los peatones por arriba, ya que en los pasos superiores los peatones tienen que pasar por abajo de la carretera, a través de subterráneos que no invitan a su uso o infunden temor sobre todo cuando no están iluminados. En los pasos inferiores el desnivel es mayor que en los pasos superiores, por lo que algunas veces se hace necesario restringir el cruce a nivel con mallas de alambre obligando al peatón a usar la escalera. El ancho libre de estos pasos depende del número de peatones, pero como mínimo debe ser de 1.50 m, lo cual permite que se camine cómodamente incluso portando bultos.

11.7.2.4 Pasos para vehículos

En la Figura 11.92-B se indican las dimensiones mínimas de un paso superior para vehículos, el cual se utiliza cuando el camino que pasa por abajo es de bajas especificaciones, permitiéndose en el paso un solo carril de circulación. Estas dimensiones deben considerarse, cuando se trate de proyectar pasos para maquinaria agrícola.

Para paso inferior y tratándose de un camino secundario como el anterior, la anchura libre mínima deberá ser de 4.00 m.

Para ambos casos, cuando el camino secundario tenga mejores especificaciones que las citadas, es de recomendarse que dentro del paso se

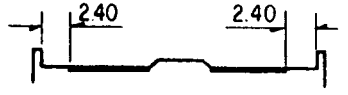
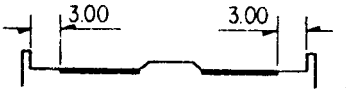
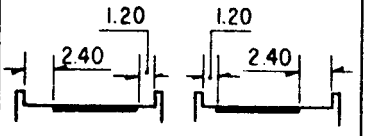
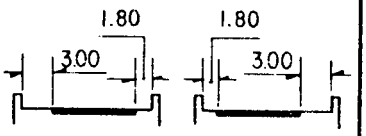
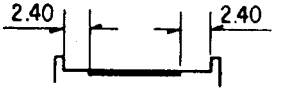
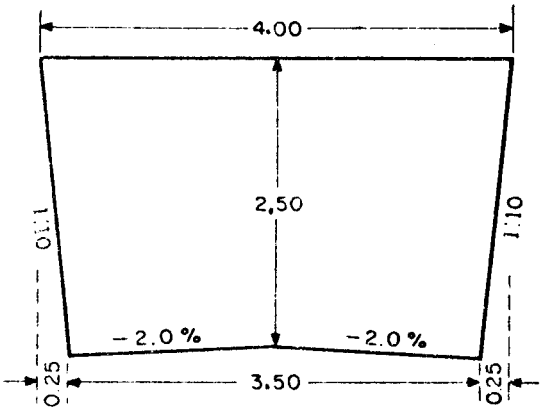
TIPO DE CARRETERA	ANCHO DE LA ESTRUCTURA	
	MINIMO	DESEABLE
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON ESTRUCTURA SIMPLE		
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON DOBLE ESTRUCTURA		
CARRETERA PRINCIPAL DE 2 CARRILES		
CARRETERA SECUNDARIA DE 2 CARRILES		
CARRETERA DE BAJO VOLUMEN		

FIGURA 11.91. ESPACIOS LIBRES LATERALES EN PASOS SUPERIORES

conserve el mismo ancho del camino, para lo cual al proyectar la estructura, deberá tomarse en cuenta los criterios referentes al camino principal antes mencionado.

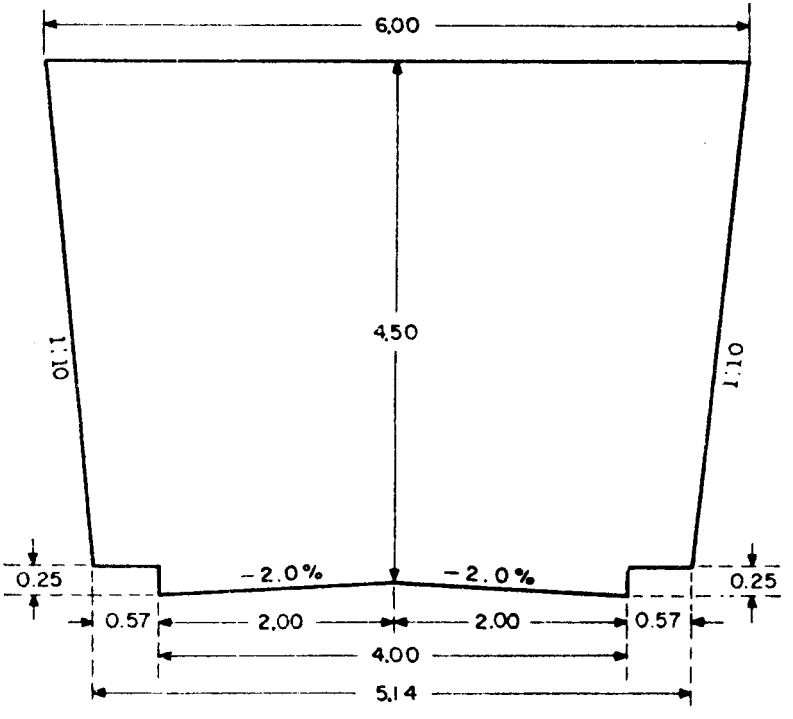
11.7.2.5 Pasos para ferrocarril

En la Figura 11.93 se indican los espacios libres horizontales y verticales necesarios para un paso superior para ferrocarril de una o dos vías. Las normas mencionadas para el alineamiento vertical de la carretera son aplicables en este tipo de pasos.



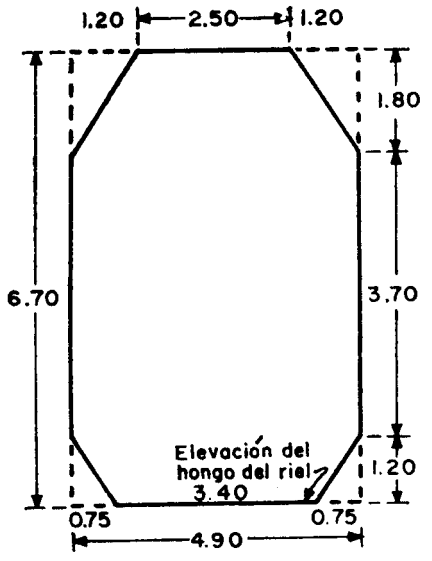
PASO SUPERIOR
PARA PEATONES Y GANADO
-A-

NOTA: Estas dimensiones corresponden a las del camino secundario



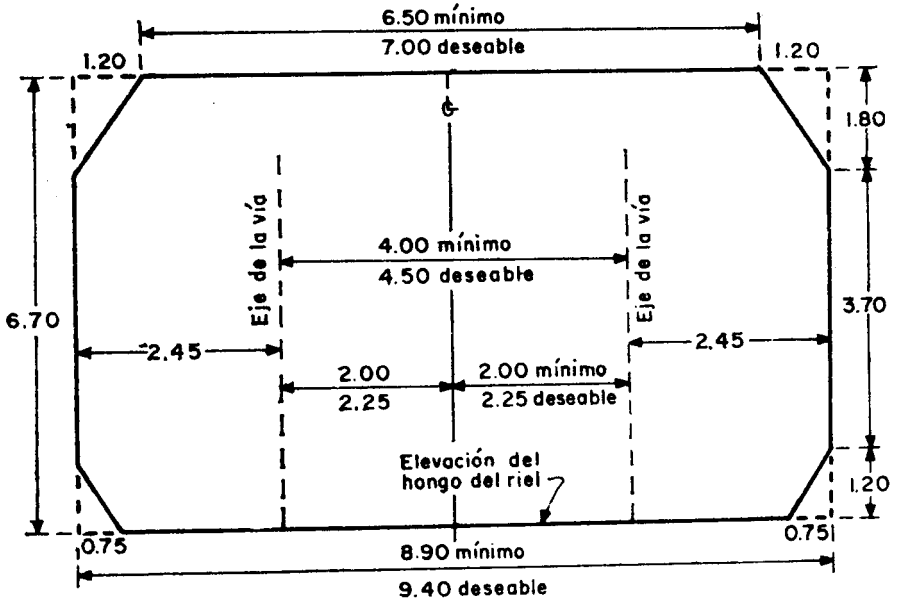
PASO SUPERIOR VEHICULOS
-B-

FIGURA 11.92. ESPACIOS LIBRES LATERALES Y VERTICALES



NOTA: Las dimensiones indicadas son aplicables cuando el F.C. está en tangente.

PASO SUPERIOR DE F.C.



PASO SUPERIOR DE F.C.

FIGURA 11.93. PASO SUPERIOR PARA FERROCARRIL

CAPITULO XII

SERVICIOS Y ACCESOS

12.1 DEFINICIONES

12.1.1 Servicio en un camino

Es la obra o conjunto de obras que se ejecutan generalmente fuera del Derecho de Vía del mismo y que tienen por objeto satisfacer al usuario, las necesidades relacionadas con su viaje.

12.1.2 Instalación marginal

Es la obra o conjunto de obras que se hacen fuera del Derecho de Vía, para uso de la comunidad o de particulares, pero cuyo funcionamiento puede afectar la operación del camino.

12.1.3 Acceso

Es la obra o conjunto de obras que se hacen dentro del Derecho de Vía de un camino, para permitir en forma provisional o permanente la entrada y salida al camino, desde un servicio, predio particular, instalación marginal o establecimiento de cualquier índole.

12.2 SERVICIOS

Los servicios en general, pueden clasificarse en públicos y privados, dependiendo esta clasificación de quien los proporcione.

12.2.1 Tipos de servicio

Se consideran como servicios, a título enunciativo pero no limitativo, las estaciones de combustible, los hoteles y moteles, las estaciones de cobro, los paraderos de autobuses, las zonas de descanso, los miradores, los estacionamientos, los campos de remolques, los teléfonos públicos, los campos turísticos, los talleres mecánicos, comercios y similares.

12.2.2 Requisitos de los servicios

A) Generalidades. Los servicios facilitan el funcionamiento de una carretera al satisfacer las necesidades de vehículos y pasajeros, lo que a

su vez se traduce en ventajas para la circulación y para la seguridad del tránsito.

Como la mayor parte de las carreteras cruzan poblaciones separadas por distancias que se recorren en unas cuantas horas, algunos de los servicios se localizan en esas poblaciones para aprovechar las instalaciones urbanas y la facilidad de disponer de personal adecuado a su funcionamiento.

Como es necesario construir accesos a los servicios, las entradas a ellos producen conflictos en el tránsito de la carretera, cuya importancia aumenta con la del servicio, sobre todo en el caso de que use el mismo acceso el tránsito que circula en los dos sentidos.

Cuando los accesos se encuentran separados por distancias muy cortas, tienden a disminuir la capacidad del camino y a incrementar su peligrosidad. Esta circunstancia se presenta con mayor frecuencia en las zonas urbanas y suburbanas, siendo la forma práctica de resolver este problema, la construcción de una calle lateral a la que desemboquen los accesos. Esta calle se une a la carretera a distancias que dependen de la zona, buscándose que el total de los puntos de conflicto se reduzca a un mínimo.

Al definir la ubicación de los servicios, debe tomarse en cuenta la necesidad de prever modificaciones, tanto en el trazo como en la sección transversal de los caminos; los servicios deben estar situados en los lugares donde sea más necesario su uso.

En las autopistas de cuerpos separados, resulta a veces conveniente la instalación de los servicios en el área entre los dos cuerpos, con la ventaja de que los vehículos que circulan en ambos sentidos pueden utilizar el mismo servicio, sin tener que cruzar corrientes de tránsito de sentido contrario.

Es muy importante en estos casos, que el aspecto arquitectónico de los servicios sea el más adecuado para el paisaje y que el alumbrado no produzca confusiones.

Algunas veces los servicios pueden ser combinados cuando son compatibles. Así, las estaciones de combustible pueden tener servicio de sanitarios, restaurante, taller mecánico y comercios.

Otros factores que deben cuidarse desde la etapa de proyecto son: señalamiento, estacionamiento, capacidad, comodidad, funcionalidad, circulación, limpieza, y buen aspecto general.

B) Estaciones de combustible. Estos servicios son los más importantes del camino, siendo además indispensables, pues su función principal es la de suministrar los diferentes combustibles y lubricantes que se utilizan en los motores de los vehículos, así como proporcionar servicio mecánico continuo. En su mayoría están situadas a la orilla de las poblaciones para aprovechar las instalaciones urbanas de electricidad, agua y drenaje.

C) Hoteles y moteles. Una necesidad ineludible en los recorridos largos, es la disposición de alojamientos para los viajeros a lo largo de la ruta que se recorre, donde puedan descansar y pernoctar.

Los hoteles satisfacen estas necesidades, y su característica como servicio del camino es contar con el estacionamiento necesario y tener un acceso fácil y, si es posible, directo.

El hotel ha sufrido una modificación importante para adaptarse a la combinación hombre-automóvil, resultando el motel.

Su característica principal es contar con espacio para el vehículo, al mismo tiempo que alojamiento para viajeros, para no tener necesidad de sacar todo el equipaje del automóvil, ni de llevarlo a grandes distancias. Al mismo tiempo, el tener cerca el automóvil tranquiliza también a los viajeros, que lo consideran protegido, disponible y seguro. Tanto hoteles como moteles deben construirse de preferencia donde se perciba menos ruido de los vehículos del camino y las luces de los faros no alumbren las ventanas de los cuartos. Pueden tener restaurante, alberca, juegos infantiles y, en general, toda clase de atractivos compatibles con el descanso.

D) Estaciones de cobro. Son las áreas que generalmente incluyen casetas de cobro, carriles de acceso y salida, superficie de estacionamiento, oficinas, sanitarios y otros servicios. Las casetas para el cobro en los caminos de cuota son estructuras que se construyen sobre el camino, en las que tienen que hacer alto todos los vehículos para pagar la cuota. Otro requisito es la protección adecuada de los cobradores de los posibles golpes que pueden causarles los vehículos fuera de control.

Las estaciones de cobro deben estar profusamente iluminadas tanto en la zona de casetas, como en la de estacionamiento y servicios. El tiempo para hacer el pago, junto con el indispensable para parar y arrancar, exige que el número de casetas sea tal que no se formen colas que afecten la operación del camino. Igualmente, es importante la canalización del tránsito a la llegada y a la salida de las casetas de cobro que debe permitir que los carriles sean reversibles para ajustarse a las necesidades del tránsito.

Debe darse atención especial al señalamiento, colocando con anticipación y en el lugar de decisión, señales que informen de las casetas correspondientes a los distintos destinos, así como las cuotas respectivas. Se deberán colocar semáforos que indiquen las casetas en operación.

La ubicación de las estaciones de cobro debe elegirse, tomando en cuenta las intersecciones previstas y de tal manera que se tenga un control preciso y económico de los vehículos. Para su localización, debe buscarse un lugar con buena visibilidad; de preferencia deberá ser una tangente larga en un tramo a nivel, o con el mínimo de pendiente, a fin de que los vehículos no requieran acelerar mientras esperan hacer su pago y si es posible, cerca de las zonas urbanas pero fuera de ellas.

12.3 INSTALACIONES MARGINALES

Las instalaciones marginales, al igual que los servicios, pueden clasificarse en públicas o privadas, dependiendo de quien sea su propietario.

12.3.1 Tipos de instalaciones

Como instalaciones marginales se consideran los balnearios, los centros comerciales, los autocinemas, las escuelas rurales, las casetas fiscales, las casetas forestales, los baños insecticidas, los andenes para ganado, los acueductos, los poliductos, las instalaciones eléctricas, telefónicas, telegráficas y similares.

12.3.2 Requisitos de las instalaciones

Como la finalidad de una instalación marginal es independiente de la de un camino, la Secretaría de Obras Públicas únicamente deberá sancionar el proyecto del acceso, a fin de prever efectos sobre la seguridad, la capacidad y la estructura del camino. Para tener acceso de estas instalaciones a la carretera debe recabarse permiso de la Secretaría de Obras Públicas, la cual deberá tener en cuenta para concederlo, las modificaciones previsibles del camino.

12.4 ACCESOS

La forma de los accesos puede variar según los volúmenes y las velocidades del tránsito, así como del ancho del derecho de vía del camino.

Los accesos pueden estar ubicados en zonas urbanas, suburbanas y rurales; condiciones todas ellas que determinan su diseño.

Las obras de los accesos, tales como terracerías, pavimentación, alcantarillado, guarniciones, señalamiento y demás, deben hacerse con cargo a los solicitantes cuando se trate de servicios particulares.

12.4.1 Previsión de volúmenes de tránsito

Para el proyecto de los accesos es necesario conocer la demanda de tránsito y su pronóstico tanto en la carretera como en los propios accesos.

En los accesos a estaciones de combustible, talleres mecánicos y restaurantes deben considerarse para el proyecto, los volúmenes de tránsito de la carretera a la que se está prestando el servicio; sin embargo, el volumen en el acceso no dependerá exclusivamente del registrado en la carretera, sino que está afectado por diversos factores, como son el tipo de servicio prestado, el origen y destino de los vehículos que se registran en ese lugar, su situación dentro de los itinerarios más frecuentes, distancia a que se encuentran las poblaciones y su importancia. Por ejemplo, las estaciones de combustible situadas a la salida de las poblaciones tienen gran demanda; asimismo, cuando la distancia entre las poblaciones consecutivas es grande, las estaciones de combustible situadas en puntos intermedios tienen también gran demanda.

En caso de no contarse con datos suficientes, la estimación de los volúmenes de tránsito deberá hacerse comparando las características de los servicios en estudio con las de otros establecidos en condiciones similares. La capacidad de los accesos con características mínimas es suficiente para la mayoría de los servicios. En ocasiones se han presentado problemas que se han achacado a falta de capacidad del acceso; pero, en general, son debidos a falta de capacidad en el servicio mismo.

12.5 PROYECTO GEOMETRICO

Tratándose de los accesos es posible establecer recomendaciones para su proyecto geométrico, las cuales se mencionan posteriormente. Los servicios son tantos y tan variados que sería imposible establecer normas de proyecto para cada tipo de ellos, por lo que sólo se establecen esas normas

para el proyecto de zonas de estacionamiento como un servicio en sí, o bien como parte complementaria de otro servicio.

El proyecto geométrico de los accesos y servicios, debe estar encaminado a proporcionar la mayor facilidad de operación a los vehículos que hacen uso de ellos. Debe evitarse hasta donde sea posible, la mezcla de tránsito de vehículos y peatones, asignando a cada uno de ellos un área de circulación.

12.5.1 Accesos

Las siguientes recomendaciones deben ser consideradas en el proyecto geométrico de los accesos:

A) Las entradas y salidas deben ser claramente señaladas.

B) Para las entradas y salidas debe cumplirse con los requisitos de visibilidad tanto para los conductores de los vehículos que las utilizan, como para los conductores de los otros vehículos que circulan por la carretera sin hacer uso del acceso.

C) El diseño geométrico debe ser tal, que no presente problemas de confusión a los usuarios.

D) En las entradas y salidas debe existir un tramo al mismo nivel que la carretera con la cual conecta y con dimensiones que permitan el estacionamiento de un vehículo en él. A partir de este tramo, la pendiente no excederá a la que sea factible para los vehículos de los usuarios del acceso.

E) Es conveniente que las entradas y salidas cuenten con la iluminación necesaria.

F) Para un servicio determinado no deben existir más de dos accesos a una carretera.

G) El ancho máximo de cualquier vía de acceso debe ser de 12.00 m a 15.25 m, con la siguiente excepción: que las salidas a caminos de un sentido no deben exceder de 9.15 a 10.70 m.

H) Estas dimensiones son paralelas al eje del camino en la guarnición o línea de acotamiento.

I) Las isletas para bombas de combustible deben estar alejadas lo más posible del límite del derecho de vía.

J) Con el objeto de disminuir el número de accesos, se procurará siempre que sea posible que cada acceso dé servicio al mayor número de zonas colindantes con el derecho de vía.

K) Todos los elementos que constituyan el acceso, deben estar delineados por guarniciones, fantasmas, defensas o plantas, cuando menos en el área del derecho de vía.

L) No debe permitirse el estacionamiento, las maniobras de carga y descarga y cualquier otro servicio a los vehículos en los accesos dentro del derecho de vía.

M) Ninguno de los elementos constitutivos del acceso, incluyendo el señalamiento, deben representar obstáculos que afecten la visibilidad o pasen a ser un riesgo.

Para ilustrar las anteriores recomendaciones se anexan las Figuras 12.1 a 12.5. La Figura 12.6 muestra dos tipos simples de áreas de estacionamiento con sus respectivos carriles de cambio de velocidad.

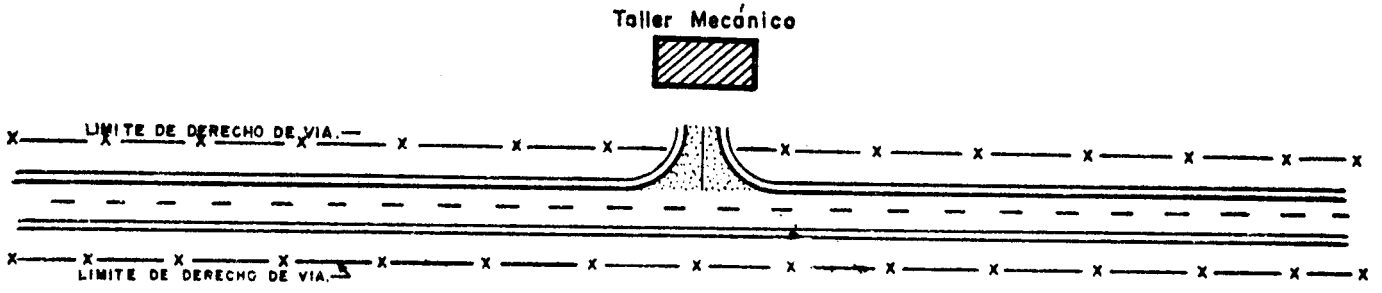


FIGURA 12.1. ACCESO A UN CAMINO DE DOS CARRILES Y DOS SENTIDOS (PARA VOLUMENES DE TRANSITO BAJOS EN EL CAMINO Y EN EL ACCESO)

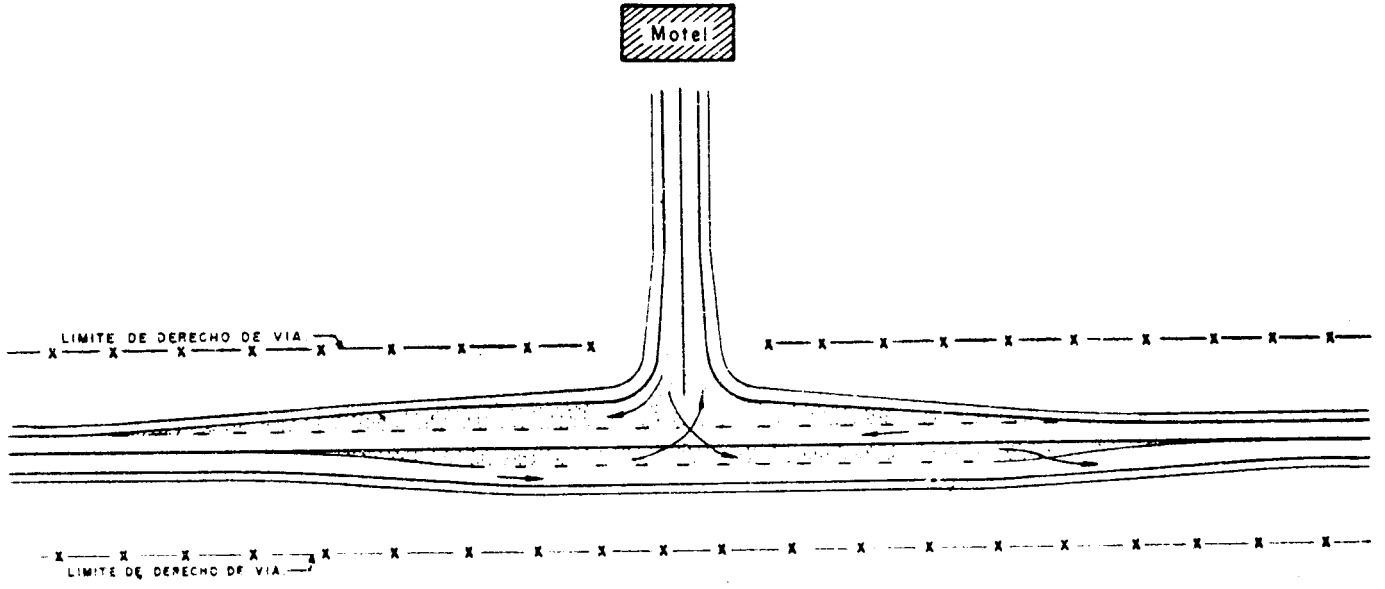


FIGURA 12.2. ACCESO A UN CAMINO DE DOS CARRILES Y DOS SENTIDOS (PARA VOLUMENES IMPORTANTES DE VUELTA IZQUIERDA Y TRANSITO ALTO EN EL CAMINO PRINCIPAL)

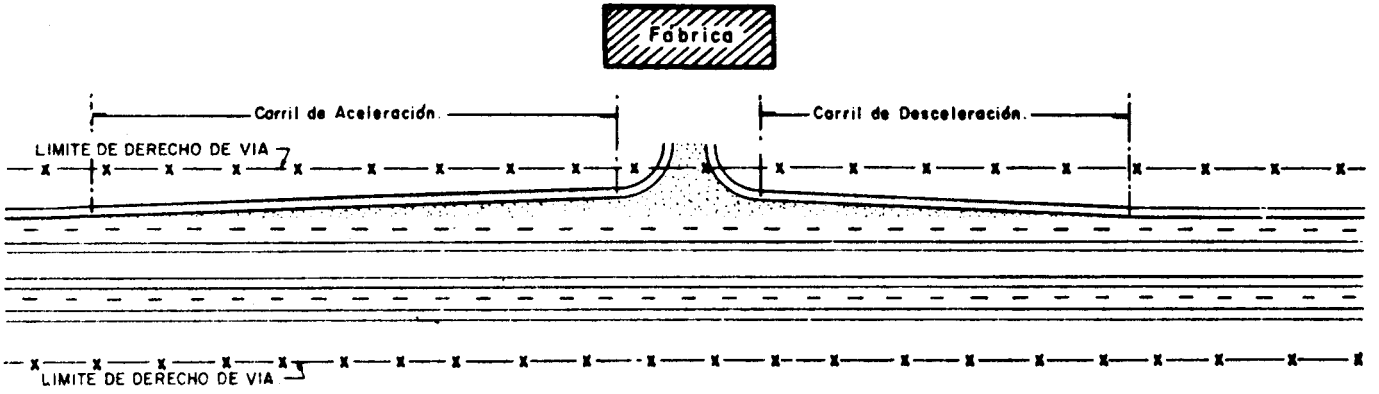


FIGURA 12.3. ACCESO A UNA AUTOPISTA (DEBERA ESTAR PROVISTO DE CARRILES PARA PROTECCION Y CAMBIO DE VELOCIDAD DE LOS VEHICULOS QUE USEN EL ACCESO)

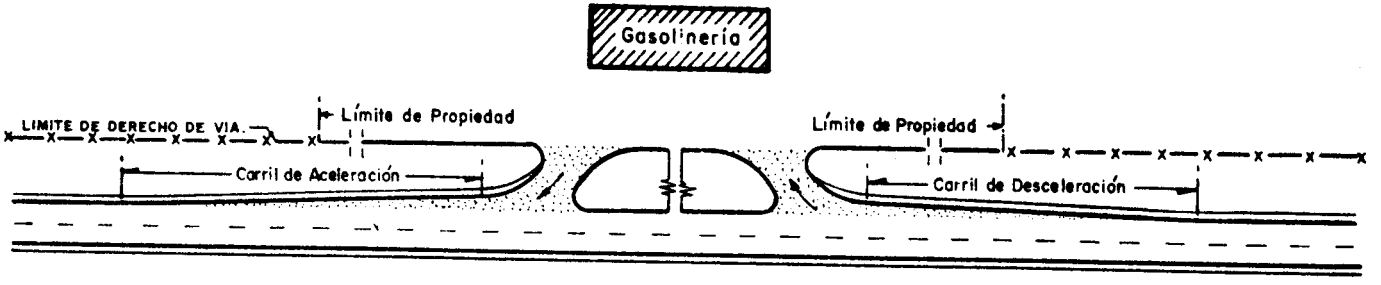


FIGURA 12.4. ACCESO A UNA ESTACION DE SERVICIO, A PARTIR DE UN CAMINO DE ALTA VELOCIDAD Y ALTO VOLUMEN DE TRANSITO

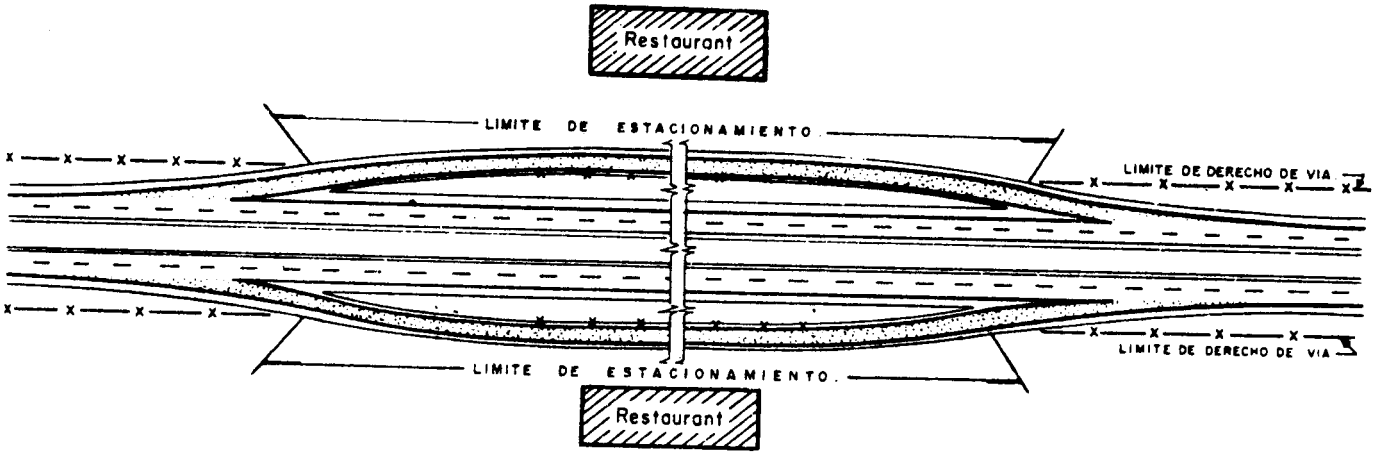


FIGURA 12.5. ACCESO DOBLE EN UNA AUTOPISTA A UNA INSTALACION MARGINAL (SE PROVEEN CARRILES PARA ESTACIONAMIENTO DE LOS VEHICULOS FUERA DEL DERECHO DE VIA)

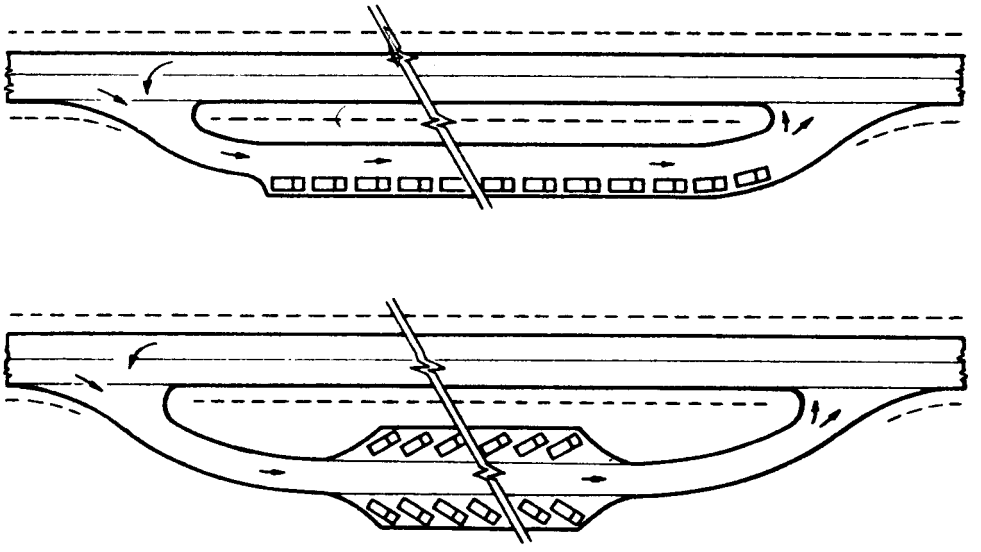


FIGURA 12.6. TIPO DE AREAS DE ESTACIONAMIENTO

12.5.2 Estacionamientos

A) Tipos de estacionamientos. Los estacionamientos pueden clasificarse por su operación en:

1. Estacionamientos con empleados de servicio.
2. Estacionamientos sin empleados de servicio.
3. Estacionamientos mecanizados.

A su vez cada uno de estos subgrupos puede dividirse en:

a) Estacionamientos gratuitos.
b) Estacionamientos de cuota.

Por regla general, en los caminos del país se cuenta con zonas de estacionamiento gratuito, en que la maniobra la efectúa el conductor del vehículo.

B) Elementos que intervienen en el proyecto. La adaptabilidad a las condiciones existentes depende de la correcta interpretación que se haga de los elementos que intervienen en su proyecto, y que son:

1. Ubicación. Un factor muy importante para obtener un buen funcionamiento de la zona de estacionamiento, es la distancia que el usuario debe caminar del lugar donde estacione su vehículo a su destino; por lo que el estacionamiento deberá estar lo más cerca posible a la zona a la cual presta servicio.

La posición de la entrada y salida al servicio es importante para la ubicación del estacionamiento. Asimismo, influyen principalmente en ella el tránsito de vehículos y peatones, el tamaño, la forma y las dimensiones del área y las limitaciones en la capacidad del servicio.

2. Seguridad. En todos estos proyectos se deben reunir las condiciones necesarias para garantizar la seguridad de los usuarios.

3. Condiciones de entrada y salida al servicio. Es necesario determinar los puntos por donde se pueden permitir accesos al servicio, tanto para vehículos como para peatones.

4. Topografía. El proyecto del estacionamiento deberá adaptarse a la topografía para lograr un mejor aprovechamiento del terreno y facilitar la operación.

5. Consideraciones de drenaje.

6. Superficie de rodamiento. Deberá satisfacer los requisitos de seguridad, durabilidad y continuidad en el servicio.

7. Marcas y señales. Tienen éstas una influencia determinante en la operación. Entre ellas se puede mencionar las flechas en la superficie de rodamiento para indicar el sentido de la circulación, las rayas para marcar los cajones de estacionamiento y las señales para indicar las entradas y salidas.

8. Iluminación. Para aquellos lugares en donde se dé servicio nocturno, es indispensable la iluminación, para evitar daños materiales a los vehículos, robo y lesiones al peatón.

9. Paisaje. Las fajas al margen del camino se deben proteger con pantallas de setos o cercas y las isletas canalizadoras pueden tener plantas de ornato.

10. Banquetas para peatones. Estas, aunque requieren superficie adicional, dan seguridad al peatón y es recomendable que siempre sean techadas. Los anchos recomendados para estas banquetas son, de 1.50 m para estacionamiento en un solo lado y 2.50 m para estacionamiento en ambos lados (Figura 12.7).

11. Plan de operación. Influye en el proyecto del lote el plan de operación que depende del tipo de maniobras por realizar, si estas maniobras van a ser realizadas por operadores o directamente por el conductor del vehículo, la duración del estacionamiento, y si las cuotas serán recopiladas manual o automáticamente.

12. Clasificación de los vehículos. Las tablas y figuras incluidas consideran las dimensiones de un automóvil para fijar normas de proyecto de cajones y pasillos. Sin embargo, puede darse el caso de tener vehículos pesados como parte de los usuarios del establecimiento. Dependiendo de los porcentajes de cada tipo de vehículo que integren el tránsito, será necesario emplear dimensiones mayores para los cajones y pasillos, en función de las dimensiones del vehículo mayor de los que integran el grupo de usuarios.

C) Elementos de proyecto. Los vehículos tipo empleados para el proyecto de estacionamientos son de dimensiones menores que los vehículos de proyecto citados en el capítulo V; esto se debe a la consideración de que la circulación dentro de un estacionamiento se hace a menor velocidad que en una carretera.

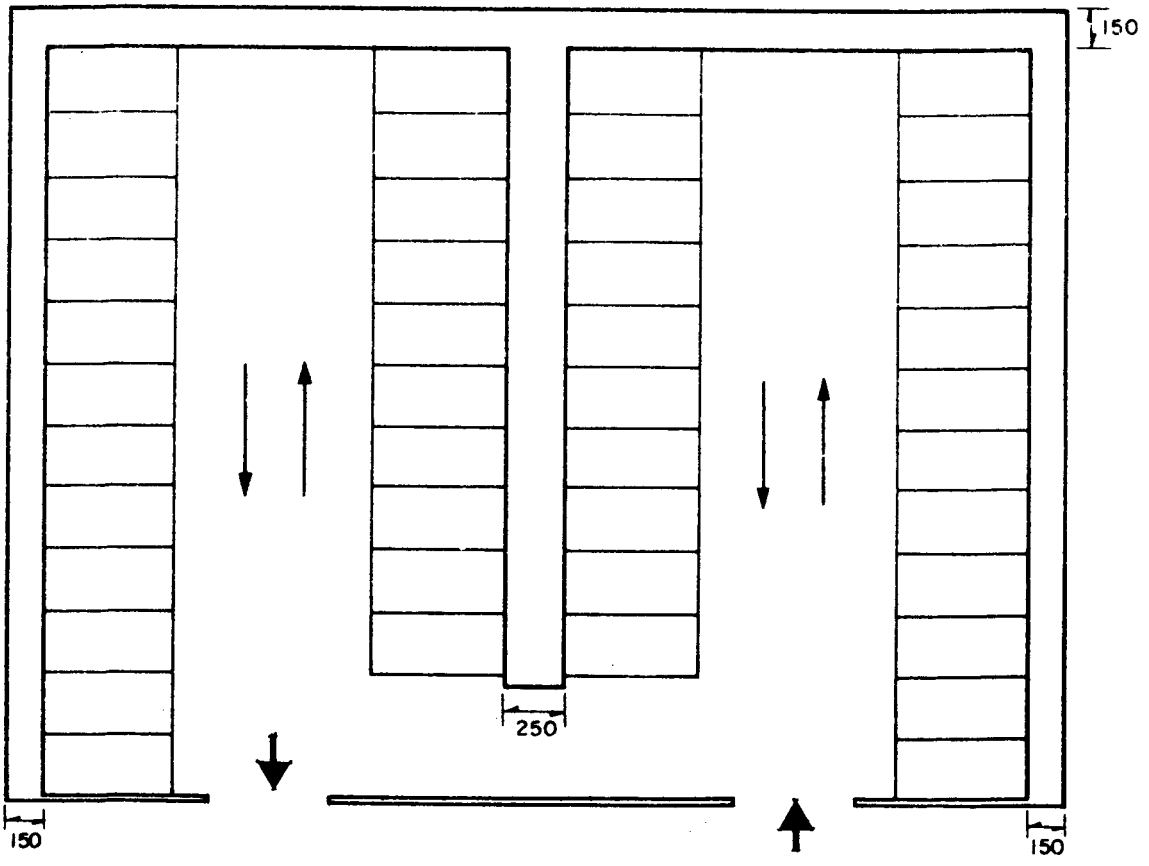


FIGURA 12.7. DIMENSIONES DE LAS BANQUETAS PARA PEATONES

1. Dimensiones del vehículo. Las dimensiones consideradas para los vehículos ligeros de acuerdo con la Figura 5.3 serán:

L =	Longitud total	5.50 m
A =	Ancho total	2.00 m
DE =	Distancia entre los ejes más alejados	3.20 m
V_d =	Vuelo delantero	0.90 m
V_t =	Vuelo trasero	1.35 m
EV =	Entrevía	1.55 m
R =	Radios mínimos:	
	Rueda delantera interior	5.25 m
	Rueda trasera interior	4.20 m
	Extremo exterior de la defensa trasera	7.10 m
	Extremo exterior de la defensa delantera	6.00 m

2. Dimensiones del cajón. Tomando en cuenta las características de los vehículos ligeros y el espacio necesario para abrir las puertas, las dimensiones mínimas del cajón deben ser 2.60 m de ancho por 5.50 m de longitud.

3. Pasillos. Los pasillos deben tener un ancho suficiente para permitir la entrada y salida de los vehículos sin maniobras excesivas, este espacio depende de:

— Dimensiones del vehículo.
— Dimensiones del cajón.
— Angulo y tipo de estacionamiento.
— Dirección de estacionamiento, de frente o reversa.
— Espacio libre necesario entre vehículos.

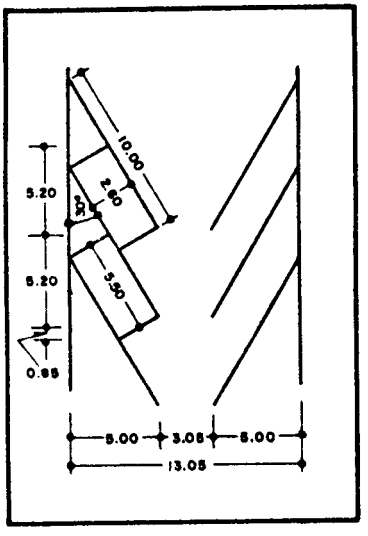
En la Figura 12.8 se indican los anchos de pasillos para estacionamiento a diferentes ángulos.

En cualquier estacionamiento el pasillo y el sentido de la circulación, así como la distribución, deben adaptarse a las dimensiones, área y forma de terreno disponible, con la consideración de los puntos convenientes de entrada y salida y buscar un proyecto que con la máxima capacidad haga mínimo el número de vueltas y movimientos de cruce.

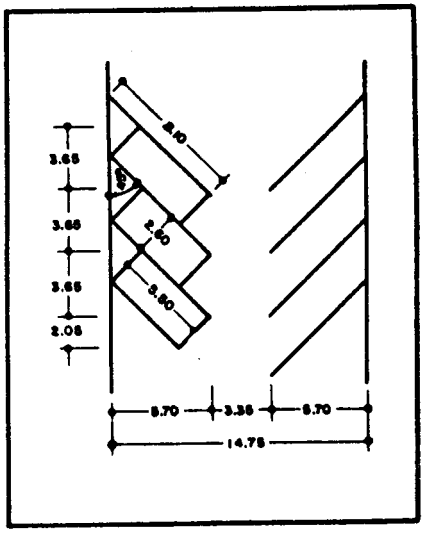
4. Entradas y salidas. Para reducir la interferencia con pasillos y banquetas, el número de entradas y salidas debe ser mínimo, pero suficiente para admitir la máxima demanda. La Figura 12.9 muestra las dimensiones de las entradas y salidas al estacionamiento. Para una entrada y salida simultáneas se debe guardar un ancho mínimo de 8.00 m.

5. Angulo de estacionamiento. Los cajones de estacionamiento pueden colocarse paralelos, en ángulo agudo o bien en ángulo recto, a muros, guarniciones o pasillos, y la selección de esta colocación dependerá en gran parte de la forma y dimensiones del área disponible. La Figura 12.10 indica los datos para estacionamiento en paralelo y las Figuras 12.11-A y B, muestran los requisitos de espacio para dos posiciones de estacionamiento.

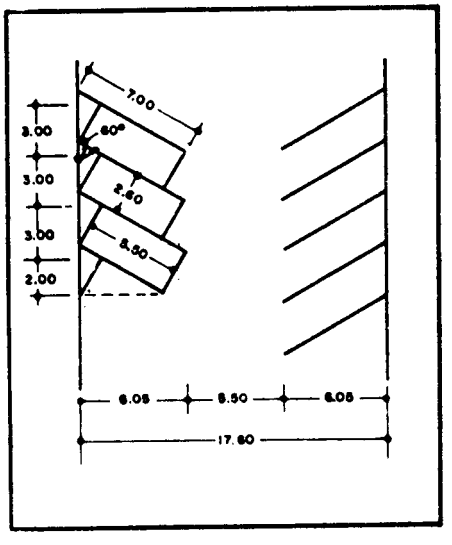
6. Dirección del estacionamiento. En espacios para estacionamiento a 90°, los vehículos pueden entrar de frente o en reversa; para ángulos de estacionamiento menores de 90°, se recomienda estacionamiento de frente.



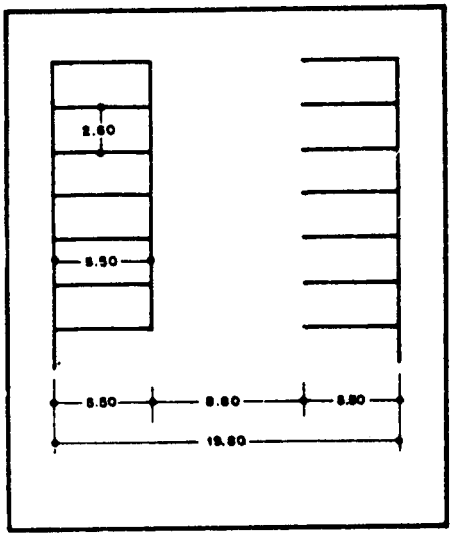
A 30°



A 45°

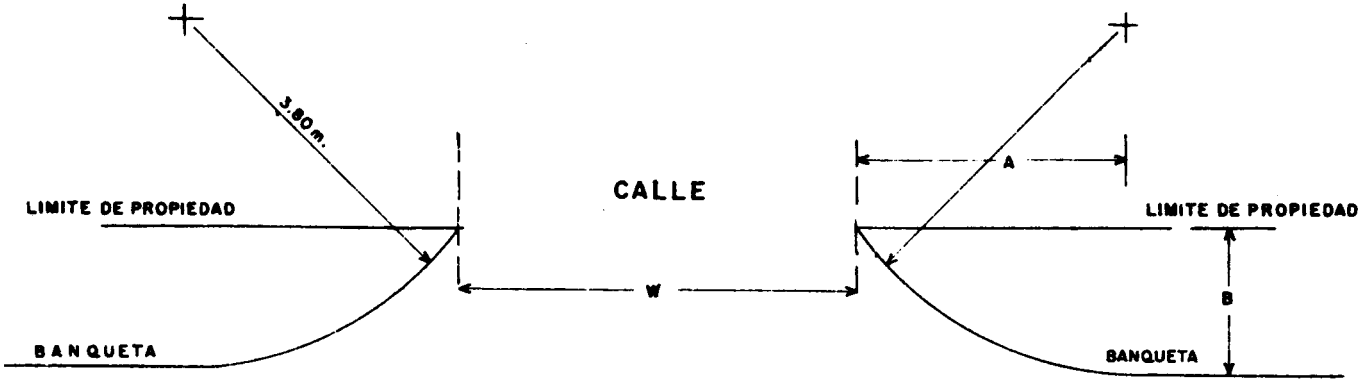


A 60°



A 90°

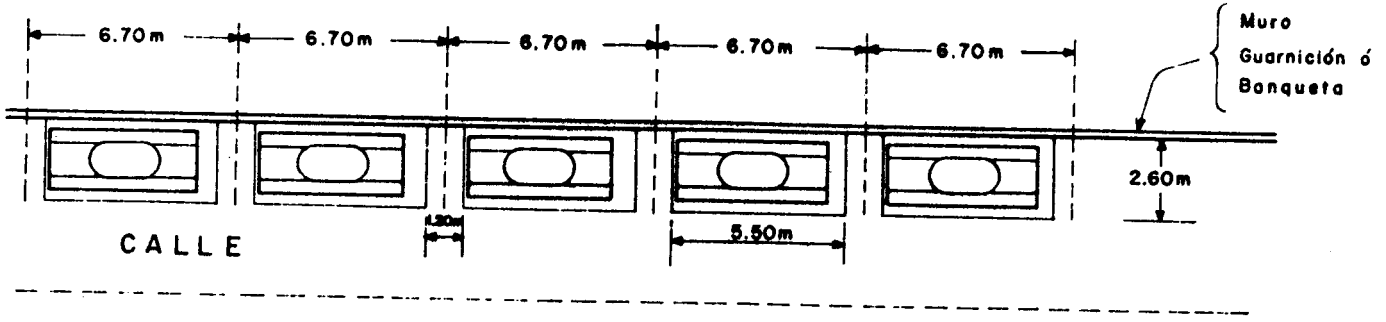
FIGURA 12.8. ESTACIONAMIENTO A DIFERENTES ANGULOS



A	B	SALIDA W	ENTRADA W
m.	m.	m.	m.
2.95	1.35	3.50	4.50
3.20	1.65	3.25	4.25
3.35	2.00	3.05	4.10
3.50	2.30	2.90	3.95
3.65	2.60	2.80	3.80
3.74	2.90	2.75	3.75
3.75	3.20	2.65	3.70
3.79	3.50	2.60	3.67
3.80	3.80	2.50	3.65

NOTA: La tabla da los requisitos para permitir que un automóvil que viaje a 0.30 m de la guarnición haga el giro hacia el interior del estacionamiento y pase a 0.60 m de distancia, de los vehículos estacionados. Las dimensiones de la salida permiten movimientos de reversa.

FIGURA 12.9. ENTRADAS Y SALIDAS PARA ESTACIONAMIENTO

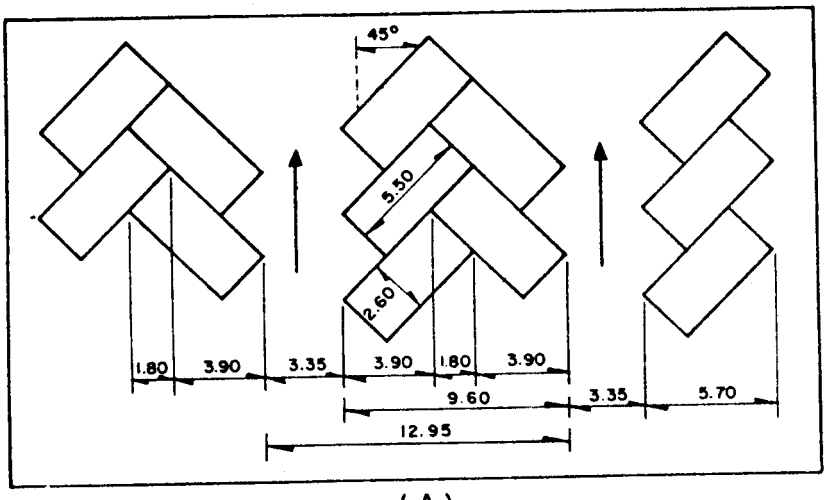


$$N = \frac{L}{6.70}$$

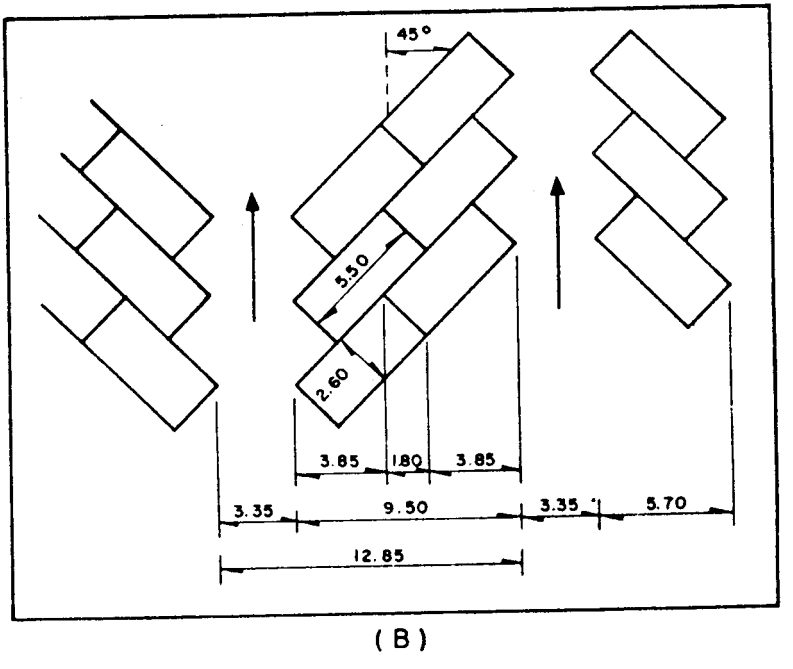
$\therefore$ N = Número de espacios

L = Longitud del espacio disponible en m.

FIGURA 12.10. ESTACIONAMIENTO EN PARALELO



(A)



(B)

FIGURA 12.11. REQUISITOS DE ESPACIO PARA DOS DISTINTAS POSICIONES DE ESTACIONAMIENTO

7. Disposición del espacio. La práctica más efectiva en lotes grandes, es usar estacionamiento a 90°, tanto como el área disponible lo permita, pues el desperdicio de espacio es mínimo; permite pasillos de doble circulación y acepta pasillos cerrados en un extremo.

El estacionamiento en ángulos agudos permite pocos espacios para cualquier longitud de pasillos, necesita mayor profundidad del cajón y al mismo tiempo hay desperdicio de espacio por las áreas triangulares que resultan en cada extremo del vehículo; además, se requieren pasillos de una sola circulación; pero se tiene la ventaja de facilitar la maniobra de estacionamiento.

Cuando la economía del espacio no es una condición de peso y donde el área por ser estrecha no permita estacionamiento a 90°, se pueden usar estacionamientos a 45° y 60°. La Figura 12.11 ilustra dos unidades tipo, las cuales se usan solamente en ángulos de 45°.

8. Topes en los cajones. Los topes que sustituyen a las líneas en el fondo del cajón, disminuyen la posibilidad de daño a los vehículos contiguos, permiten disponer de una profundidad de estacionamiento uniforme y obligan al conductor a entrar y salir del cajón por el lugar que le corresponde.

Hay varios tipos de topes que son:

a) Topes que forman un ángulo recto con el eje longitudinal del cajón. Ver Figuras 12.12-A, B y E.

b) Topes continuos en línea recta. Ver Figuras 12.12-A, B. C y D. En el caso B funciona como banqueta.

c) Topes aislados colocados en zig-zag. Ver Figura 12.12-E.

d) Postes continuos verticales en línea recta. Ver Figura 12-12-F.

9. Combinaciones de proyecto. Raras veces es posible usar en un proyecto un solo modelo, por lo que hay necesidad de adaptar y combinar algunos modelos distintos.

Las Figuras 12.13, 12.14 y 12.15 muestran algunas alternativas de distribución para un lote determinado.

10. Area de espera. En estacionamientos con empleados de servicio, la capacidad para recibir vehículos es función del área disponible, del número de operadores y del tiempo necesario para efectuar la maniobra de estacionamiento por vehículo.

Normalmente el régimen de llegadas al estacionamiento acusa un período del día en el cual los vehículos llegan con mayor frecuencia. Cuando esta máxima demanda es muy superior al promedio del día, no es económico disponer del número de empleados de tiempo completo necesarios para absorberla. Existe la posibilidad de contar con un número extra de operadores durante el período crítico, pero lo más común y económico es disponer de un área de espera que sirva para almacenar temporalmente los vehículos mientras esperan turno para ser acomodados.

El tamaño del área de espera dependerá de la frecuencia de llegada y de la rapidez de colocación. La rapidez de colocación es el número de vehículos que se pueden estacionar durante una hora. La frecuencia de llegada puede obtenerse por medición directa, o estimarse por observación a estacionamientos similares existentes. La Figura 12.16 muestra un juego de curvas para determinar el área de espera necesaria para distintas relaciones entre la frecuencia de llegada y la rapidez de colocación a la hora

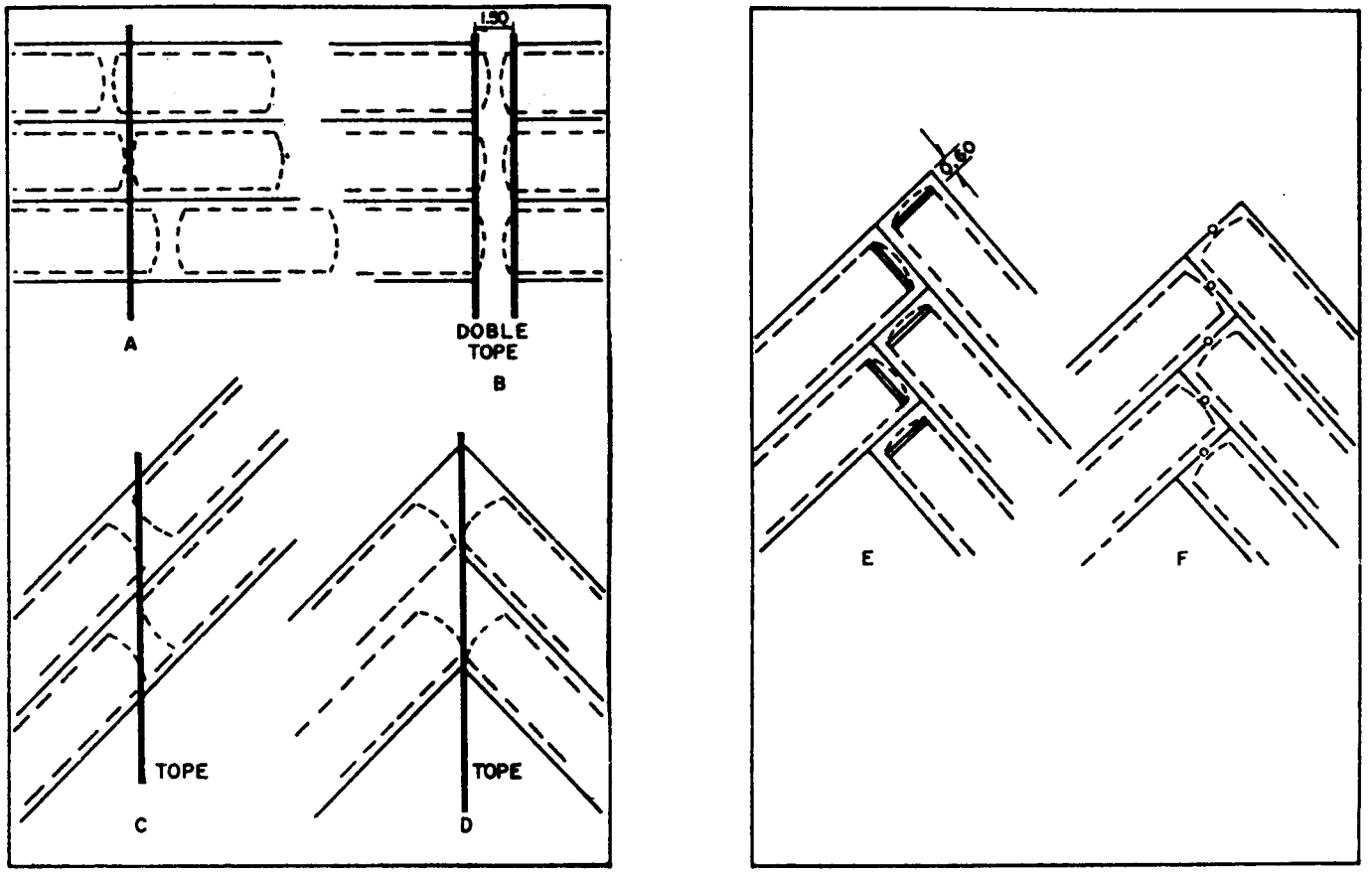


FIGURA 12.12. COLOCACION DE TOPES

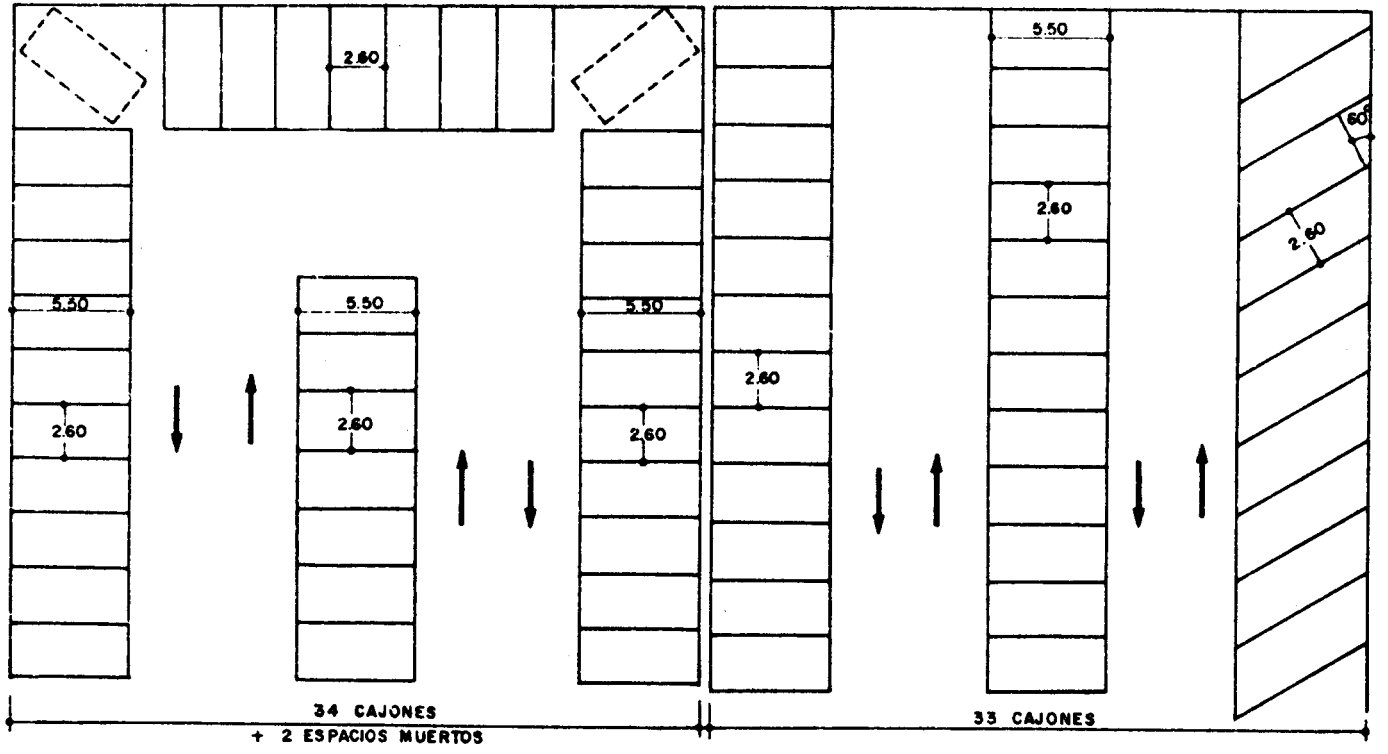


FIGURA 12.13. ALTERNATIVAS DE DISTRIBUCION PARA UN LOTE DETERMINADO

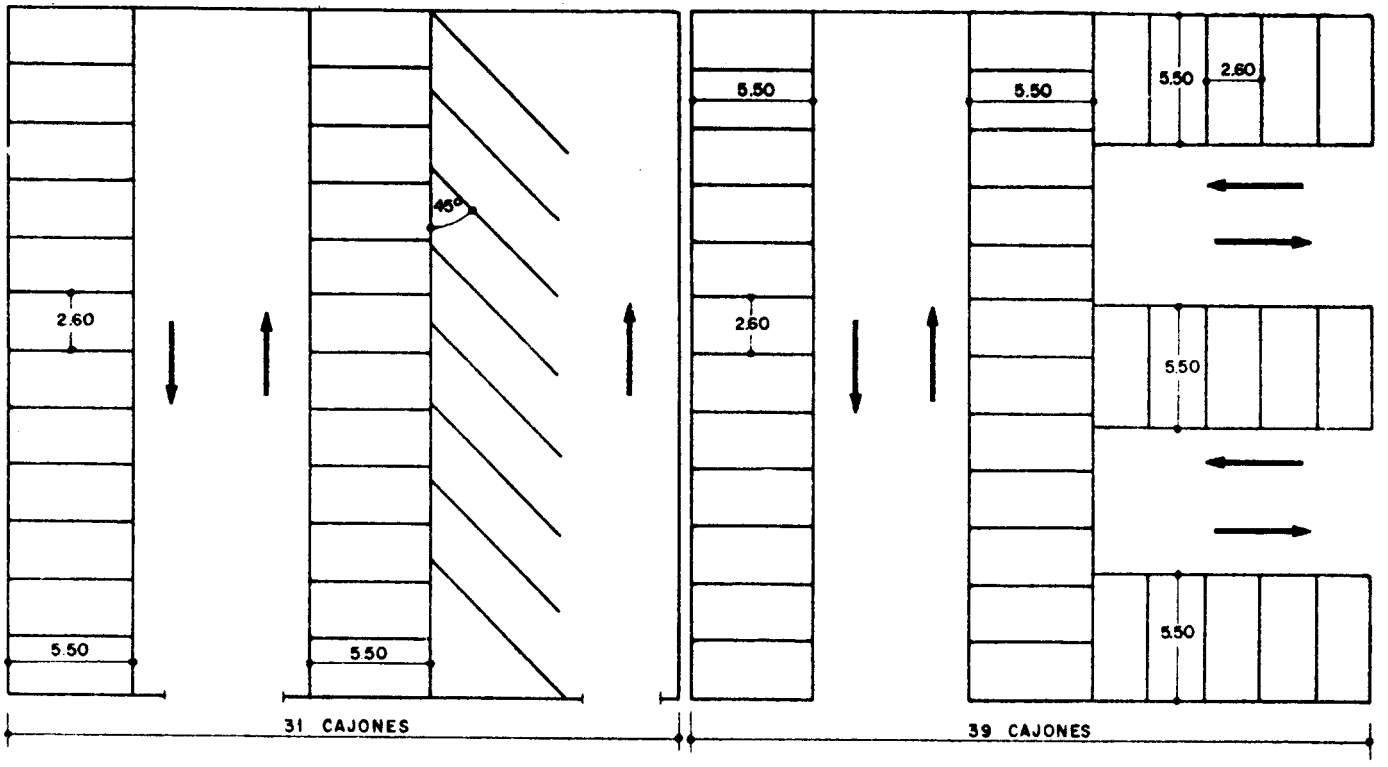


FIGURA 12.14. ALTERNATIVAS DE DISTRIBUCION PARA UN LOTE DETERMINADO

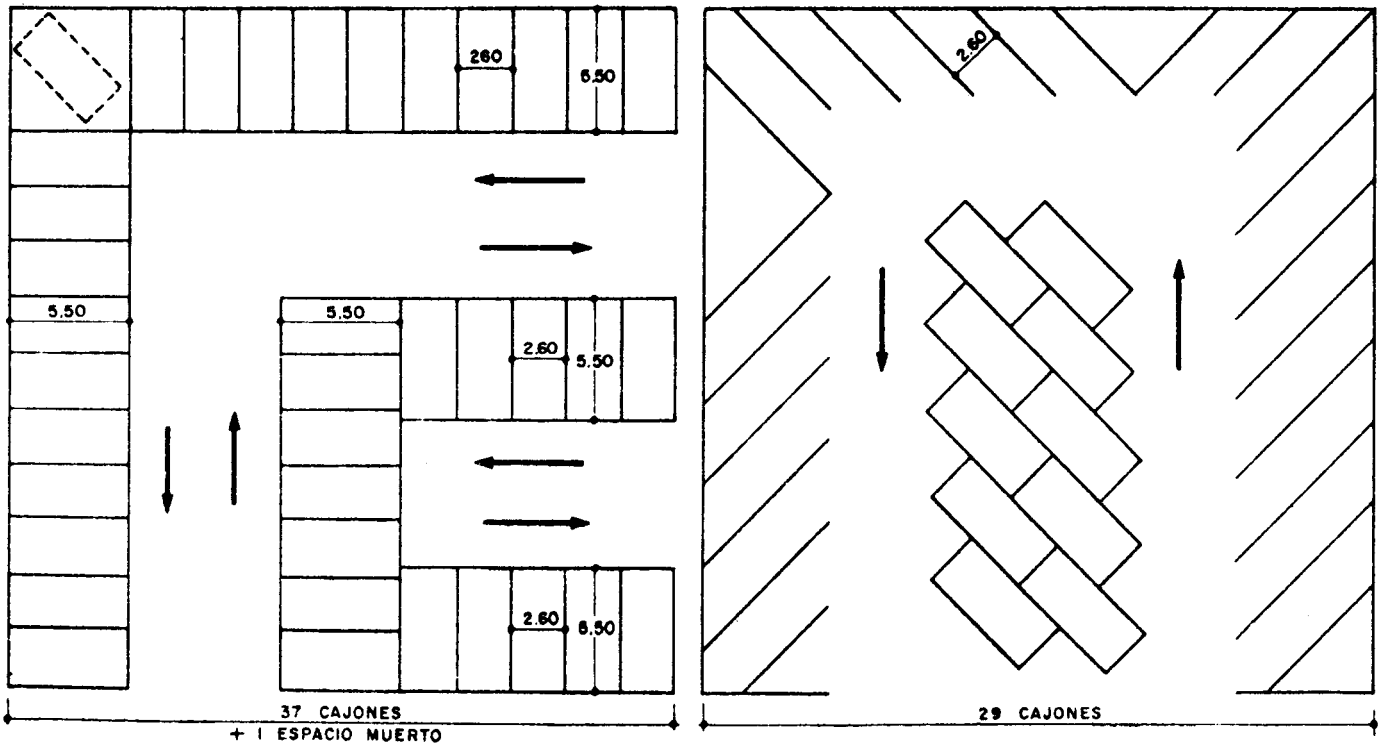


FIGURA 12.15. ALTERNATIVAS DE DISTRIBUCION PARA UN LOTE DETERMINADO

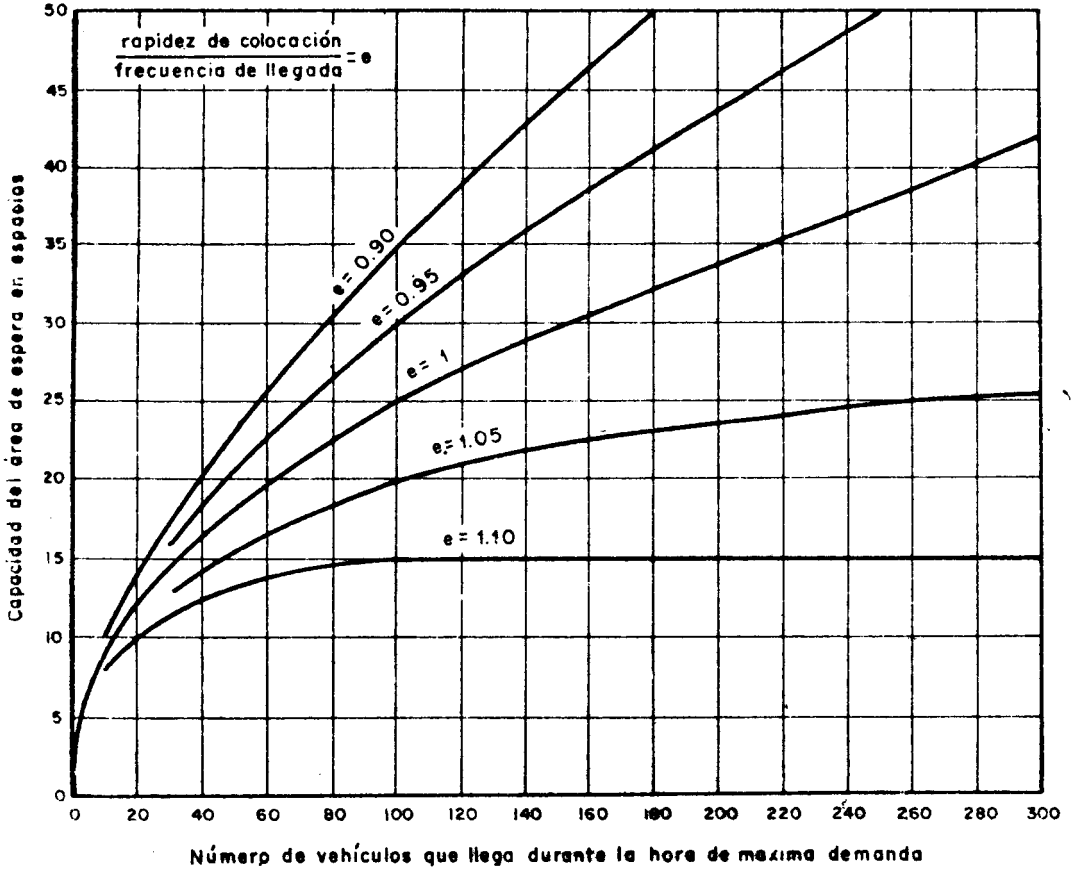


FIGURA 12.16. ESPACIOS REQUERIDOS EN EL AREA DE ESPERA PARA VARIAS RELACIONES DE LLEGADA

de máxima afluencia, a fin de que exista capacidad suficiente en un 99% del tiempo para los vehículos que esperan.

El área de espera de vehículos en un estacionamiento con operadores debe estar en la zona en que el cliente entrega el suyo.

La mejor colocación de las áreas de espera se obtiene en varios carriles paralelos entre la entrada y los pasillos de circulación o rampas; la capacidad de los carriles será la capacidad del área de espera.

12.5.3 Paraderos de autobuses

A) Procedimiento para determinar la ubicación y secuela para la elección del tipo de paradero

1. Ubicación en carreteras en operación.

Para determinar en qué lugares de una carretera deberán construirse paraderos de autobuses, se utilizará la información correspondiente a lu-

gares donde actualmente hacen parada los autobuses y número de paradas al día. Cundo sea factible se recurrirá a los datos contenidos en el inventario de carreteras para localizar los accesos principales a poblaciones o centros generadores de usuarios del servicio de transporte, con lo cual se podrá apoyar la ubicación conveniente del paradero. Los sitios elegidos serán sometidos a una revisión que se apoyará en las características topográficas del lugar y características geométricas del camino, con objeto de determinar las posibilidades de realización del paradero.

2. Ubicación en carreteras en construcción.

Previa una estimación del número probable de autobuses de segunda que utilizarían el camino, para la ubicación de los paraderos se recurrirá a las fotografías aéreas de la zona, para localizar los accesos a las poblaciones que se verán favorecidas con la nueva carretera, así como las características topográficas de esos entronques.

3. Secuela para la determinación del tipo de paradero.

Una vez que se haya determinado la necesidad de construir un paradero se deberá proceder a elegir el tipo conveniente.

Los factores que influyen para la elección del tipo de paradero son los siguientes:

El tránsito horario de proyecto *THP* en un sentido
Velocidad de proyecto de la carretera
Velocidad de marcha en la carretera
Porcentaje de autobuses con respecto al *THP* (*% b*)
Porcentaje de autobuses de segunda que utilizarán el paradero, con respecto a los autobuses en general (*% bs*)

El tránsito horario de proyecto *THP* en un sentido, se calculará con la fórmula siguiente:

$$THP = K \times P \times D \times TPDA \text{ actual}$$

En donde:

THP = Tránsito horario de proyecto, en un sentido.
K = Factor de conversión de tránsito promedio diario anual a tránsito horario.
P = Factor de pronóstico del tránsito (cociente de dividir el tránsito futuro entre el tránsito actual).
D = Factor direccional de distribución de movimientos.
TPDA = Tránsito promedio diario anual, actual.

Estos volúmenes horarios de proyecto, se dividirán en categorías. Para esto, aplicaremos la teoría de probabilidades según la distribución de Poisson, ya que los vehículos tienden a formar grupos; es decir, la distribución de intervalos no es uniforme. Según estudios realizados en los Estados Unidos [59] un vehículo lento empieza a afectar o interferir a uno más

[59] Highway Capacity Manual, pág. 56, 1965.

rápido cuando el intervalo entre ellos sea igual o menor de 9 segundos, el cual se tomará como intervalo de tiempo (t) en la fórmula siguiente:

$$Ps = 1 - e^{-qt}$$

En donde:

Ps = Probabilidad de intervalos menores o iguales al t considerado.

q = Volumen en vehículos por segundo.

t = Intervalo entre vehículos, en segundos.

e = Base de los logaritmos neperianos = 2.71828.

Para t = 9 segundos, se obtuvieron los siguientes resultados:

PROBABILIDADES DE INTERFERENCIAS ENTRE VEHICULOS PARA t = 9 SEG. Y CATEGORIAS DE VOLUMENES

Probabilidad en % $\overline{Ps}$	T H P $\overline{\text{Un sentido*}}$	Categoria
Menos de 25.....	Menos de 120	*a*
Entre 25 y 50.....	Entre 120 y 280	*b*
Más de 50.....	Más de 280	*c*

Cuando se trate de carreteras de cuatro carriles, el THP corresponderá al del carril exterior

Como se observa en la tabla anterior, con un *THP* menor de 120 vehículos se obtiene que menos del 25% de los vehículos circulan con un intervalo de 9 segundos o menos.

Con un *THP* de 120 a 280, entre el 25 y 50% de los vehículos circulan con el intervalo antes mencionado, y con *THP* mayor de 280, más del 50% de los vehículos tendrían interferencia con otro vehículo.

Con respecto a las velocidades de proyecto que se van a considerar para cada uno de los tipos de paraderos, se tomará en cuenta lo siguiente:

Se supone como desceleración cómoda de un vehículo mediante frenado, un valor igual a 9.9 km/h cada segundo.[60]

Para la categoría *a*, se considerará un intervalo de tiempo igual a 9 segundos, durante el cual un autobús puede descelerar sobre la carretera.

Para la categoría *b*, se considerará un intervalo de tiempo igual al 50% de 9 segundos, o sea t = 4.5 segundos, ya que del 25 al 50% de los vehículos circulan a intervalo igual o menor a 9 segundos.

Para la categoría *c*, considerando que más del 50% de los vehículos circulan a un intervalo igual o menor a 9 segundos se proyectará con la velocidad de marcha.

[60] AASHO. *Policy on Geometric Design of Rural Highways*, pág. 349, 1965.

En la tabla siguiente se muestran los resultados obtenidos:

CATEGORIA	THP (en un sentido)*	INTERVALO EN SEGUNDOS	DESCELERACION — km/h/seg.	MAXIMA DISMINUCION POSIBLE DE VELOCIDAD SOBRE LA CARRETERA — km/h.
a	Menos de 120	9	9.9	$9 \times 9.9 \doteq 90$
b	De 120 a 280	4.5	9.9	$4.5 \times 9.9 \doteq 45$
c	Más de 280	0	9.9	$0 \times 9.9 \doteq 0$

* Cuando se trate de carreteras de cuatro carriles, el THP corresponderá al del carril exterior.

La última columna de la tabla anterior nos indica la máxima disminución posible de velocidad de los autobuses sobre la carretera, antes de entrar al paradero. Esta velocidad restada a la velocidad de marcha de los vehículos que circulan sobre la carretera, determina la velocidad de proyecto de los paraderos en cada caso.

Es necesario considerar el porcentaje de autobuses con relación al tránsito total, así como el porcentaje de autobuses de segunda, los cuales también afectan la elección del tipo de paradero. Llamemos *%b* al porcentaje de autobuses, y *%bs* al porcentaje de autobuses de segunda con respecto al total de autobuses. Entonces, la probabilidad de interferencia entre dos vehículos siendo el que interfiere autobús de segunda, estará dado por la fórmula siguiente:

$$P\ (I) = Ps \times \%b \times \%bs$$

En donde:

P (I) = Probabilidad de interferencia del autobús de segunda.

Multiplicando estas probabilidades de interferencia, por el tránsito horario de proyecto, obtenemos el número de veces en que se presentarían esas interferencias.

En los cuadros siguientes se muestran las probabilidades y el número de interferencias para los rangos de tránsito horario de proyecto y para diferentes composiciones de autobuses y de autobuses de segunda.

TABLAS DE NUMERO DE INTERFERENCIAS

MENOS DE 120 VEHICULOS POR HORA; Ps = 0.25					
%b / %bs	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
0.20	0.30	0.60	0.90	1.20	1.50
0.40	0.60	1.20	1.80	2.40	3.00
0.60	0.90	1.80	2.70	3.60	4.50
0.80	1.20	2.40	3.60	4.80	6.00
1.00	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50

TABLA 12-A

De 120 a 280 vehículos por hora; Ps = 0.50					
%b / %bs	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
0.20	1.40	2.80	4.20	5.60	7.00
0.40	2.80	5.60	8.40	11.20	14.00
0.60	4.20	8.40	12.60	16.80	21.00
0.80	5.60	11.20	16.80	22.40	28.00
1.00	7.00	14.00	21.00	28.00	35.00

TABLA 12-B

Más de 280 vehículos por hora (560 vehículos por hora) Ps = 0.75					
%b / %bs	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
0.20	4.20	8.40	12.60	16.80	21.00
0.40	8.40	16.80	25.20	33.60	42.00
0.60	12.60	25.20	37.80	50.40	63.00
0.80	16.80	33.60	50.40	67.20	84.00
1.00	21.00	42.00	63.00	84.00	105.00

TABLA 12-C

Como se podrá observar, las tres tablas anteriores tienen como base los grupos de volúmenes citados anteriormente. En dichas tablas se aprecia la variación del número de posibles interferencias para los volúmenes respectivos, en función de los porcentajes de autobuses en general y autobuses de segunda.

Para la clasificación de tipos de paraderos en relación con las posibles interferencias se siguieron los siguientes lineamientos:

De acuerdo con las estimaciones realizadas para volúmenes horarios menores de 120 vehículos, tabla 12-A, los autobuses pueden descelerar sobre la carretera. Para los diferentes porcentajes de autobuses de esta tabla, se pueden presentar cierto número de interferencias, con un máximo de 7.5. Dado que un 25% de autobuses sería verdaderamente excepcional, se puede definir como paradero mínimo el que tenga hasta 5 posibles interferencias. Correspondería a una composición de 20% de autobuses en la que todos son de segunda.

Por lo tanto, un primer límite será para un número de interferencias menor a 5.

Un segundo límite de número de interferencias, tomándolo de la tabla 12-B, correspondiente a volúmenes horarios entre 120 y 280 vehículos, será aquel correspondiente a $\%b = 0.15$, considerando que todos los autobuses son de segunda, es decir, $\%bs = 1.00$. Como podrá observarse, en esa tabla de acuerdo con los valores de $\%b$ y $\%bs$, tendremos tres rangos del número de interferencias. Uno hasta 5, otro de más de 5 y menos de 20 y otro de más de 20. Esto implica que aun en este segundo grupo de vo-

lúmenes de tránsito puede haber paraderos mínimos o paraderos de las mejores especificaciones. Sin embargo, se juzga que será difícil el caso de 15% de autobuses, de los cuales el 100% sean de segunda, o bien 20% y 25% de autobuses en la composición general. Las estadísticas demuestran que no es probable que ocurra.

En la tabla 12-C se puede ver que también en el tercer grupo de volúmenes pueden presentarse los mismos tres rangos del número de posibles interferencias. Aunque la mayor parte correspondería a un paradero de óptimas especificaciones, es posible que un buen número pertenezca al tipo intermedio.

Como consecuencia del análisis anterior se tendría una clasificación de tipos de paraderos en función del número posible de interferencias como se indica en la tabla 12-D.

Numero de interferencias	Tipo de paradero
Menor de 5.....	I
Mayor de 5 y menor de 20...	II
Mayor de 20.....	III

TABLA 12-D

Con base en las velocidades por absorber sobre la carretera, en la tabla 12-E se muestran las longitudes de los carriles de desceleración y aceleración para cada tipo de paradero.

Las longitudes de los carriles de desceleración y aceleración que figuran en la tabla 12-E, podrán afectarse cuando haya pendientes, según la tabla 11-K.

Ejemplo:

Supongamos una carretera de dos carriles de circulación en ambos sentidos, con $TPDA = 3\,000$ veh, en el año de 1969, con una composición de tránsito de automóviles $A = 60\%$, autobuses $B = 15\%$, camiones $C = 25\%$ y autobuses de segunda $Bs = 50\%$ de B. La velocidad de proyecto de la carretera es igual a 80 km/h. La pendiente del tramo es igual a + 4%.

Datos: $K = 0.12$; $P = 2.5$; $D = 67\%$

Solución:

Cálculo del THP (a 15 años):

$$THP = K \times P \times D \times TPDA$$

$$THP = 0.12 \times 2.5 \times 0.67 \times 3\,000 = 600 \text{ veh (un sentido)}.$$

Entrando a la tabla 12-C, que corresponde a un THP mayor de 280 veh/h, con $\%b = 15\%$ y $\%bs = 50\%$, obtenemos interpolando, un nú-

TIPO DE PARADERO	VELOCIDAD DE PROYECTO DE LA CARRETERA — km/h	VELOCIDAD DE MARCHA — km/h*	MAXIMA DISMINUCION DE VELOCIDAD	VELOCIDAD DE PROYECTO — km/h	LONGITUD			
					CARRIL DESCELERACION — m	PLATAFORMA — m	CARRIL ACELERACION — m	TOTAL — m
I	50	46	90	—	15	15	15	45
	60	55	90	—	15	15	15	45
	70	63	90	—	15	15	15	45
	80	71	90	—	15	15	15	45
	90	79	90	—	15	15	15	45
	100	86	90	—	15	15	15	45
	110	92	90	—	15	15	15	45
II	50	46	45	—	15	15	15	45
	60	55	45	10	15	15	15	45
	70	63	45	18	17	15	15	47
	80	71	45	26	30	15	25	70
	90	79	45	34	48	15	50	113
	100	86	45	41	62	15	74	151
	110	92	45	47	75	15	97	187
III	50	44	0	44	75	15	95	185
	60	51	0	51	85	15	125	225
	70	59	0	59	100	15	190	305
	80	66	0	66	115	15	240	370
	90	73	0	73	127	15	300	442
	100	79	0	79	140	15	360	515
	110	85	0	85	157	15	485	657

* Véase Figura 5.18.

TABLA 12-E. DIMENSIONES DE PARADEROS TIPO (EN TERRENOS CON PENDIENTES MENORES DE 3%)

mero de interferencias igual a 31.50, lo cual nos indica que es necesario construir un paradero tipo III.

De la tabla 12-E de Dimensiones de Paraderos, con tipo III y velocidad de proyecto de 80 km/h, obtenemos las longitudes de los carriles de cambio de velocidad:

Longitud de desceleración = 115 m

Longitud de aceleración = 240 m

Las longitudes anteriores deberán afectarse por pendiente, para lo cual en la tabla 11-K, relativa a factores de ajuste por pendiente se incluyen los factores, con los cuales las nuevas longitudes serán:

Longitud de desceleración $= 115 \times 0.9 = 104$ m

Longitud de aceleración $= 240 \times 1.3 = 310$ m

B) Paraderos en intersecciones

Este punto es de gran importancia ya que actualmente existen muchas paradas de autobuses en las intersecciones. Para elegir las dimensiones de los carriles de desceleración y aceleración, se deberán llevar a cabo los estudios de velocidades de punto inmediatos a la intersección y a una distancia de 150 m de la misma, en cada acceso.

C) Conclusiones

1. Es necesaria la construcción de paraderos, ya que actualmente la mayoría de los autobuses tienen la superficie de rodamiento de las carreteras o parte de ella, lo cual implica un peligro para los usuarios de la misma. Además, los usuarios de autobuses sufren incontables molestias y corren riesgos continuos.

2. Los proyectos pueden tipificarse y facilitar su construcción en todo el país. Los tres tipos proyectados resolverán si no la mayor parte, sí todos los casos que puedan presentarse.

3. Se deberán recabar datos sobre lós lugares más adecuados para la ubicación de los paraderos, así como los volúmenes y composición del tránsito, antes de proyectar los paraderos.

4. Se deberá seguir la secuela indicada en el texto para la elección del tipo de paradero en cada caso particular, de acuerdo con el volumen promedio diario anual del tránsito, composición del mismo, velocidad de proyecto o de marcha y el número de frecuencia de interferencia.

5. En carreteras de dos carriles se recomienda, cuando la topografía del terreno lo permita, que los paraderos se construyan desfasados.

6. Los paraderos deberán construirse cuando sea posible, ubicándolos cerca de pasos a desnivel para peatones.

7. El lugar propicio para la ubicación del paradero será elegido donde la distancia de visibilidad de parada sea suficiente, evitándose ubicarlos en curvas verticales y horizontales.

12.5.4 Zonas de descanso

El progreso de los vehículos de motor y los caminos, así como el incremento en su uso durante los últimos años, presenta el problema creciente de demanda de zonas de descanso adyacentes a la carretera. Las restricciones actuales y el deseo de eliminar estacionamientos peligrosos en zonas adyacentes a la superficie de rodamiento, requieren que se provea a los conductores de lugares adecuados para satisfacer sus necesidades en viajes largos.

A) Factores que intervienen en la selección del sitio. Entre los factores que intervienen para la mayor utilización de una zona de descanso se encuentran:

1. Facilidad de acceso.
2. Señalamiento adecuado.
3. Que esté localizada en un lugar con poco tránsito local.
4. Que se ubique en un sitio que no tenga alternativa de uso de lugares cercanos a ella.
5. Que no se encuentre cerca de ciudades o poblados.
6. Cercanía de atractivos naturales tales como bosques, arroyos, vistas escénicas y puntos de especial interés. Drenaje natural.
7. Abastecimiento de agua potable.
8. Costo del terreno.
9. Espacio suficiente para construir accesos de entrada y salida, zona de estacionamiento, sanitarios y, si es posible, taller mecánico y caseta telefónica.

B) Elementos básicos de proyecto de que debe disponer toda zona de descanso.

1. Los accesos de entrada y salida serán diseñados con carriles para el cambio de velocidad, anchura y curvatura, adecuados a fin de asegurar el libre movimiento de los vehículos con respecto al tránsito principal. En la tabla 11-J se presentan las longitudes de los carriles de desceleración y aceleración adecuados, de acuerdo con la velocidad del proyecto.

2. La disposición del estacionamiento para los vehículos podrá ser en serie o en batería. El estacionamiento para vehículos pesados deberá encontrarse separado del estacionamiento para automóviles para evitar conflictos: En la Figura 12.8, se presenta la disposición de espacios para estacionamiento, de acuerdo con el ángulo de estacionamiento.

La separación entre el estacionamiento y el camino deberá ser por lo menos de 9 m y lo suficientemente visible para ser visto desde este último.

El acotamiento del camino entre los accesos de entrada y salida, así como el adyacente a la zona de descanso, será vedado para paradas de emergencia, particularmente donde el estacionamiento es visible desde el camino.

Los sanitarios y tomas de agua estarán localizados fuera del estacionamiento, donde puedan supervisarse.

En cuanto a las mesas y bancas, son indispensables en la mayor parte de estas zonas. Como guía general el conjunto unitario de mesas y bancas

será de la mitad a una tercera parte del número de espacios disponibles para estacionamiento. Se colocarán espaciadas con áreas de 10 × 10 metros cuadrados. El número de hornillas para cocinar podrá variar de una quinta a una tercera parte del número de mesas.

Los depósitos para basura deberán colocarse en número suficiente y convenientemente localizados con relación a las mesas y los estacionamientos. Un depósito por cada tres mesas se considera suficiente.

La iluminación de la zona de descanso es necesaria cuando la zona es utilizada de noche. La intensidad de iluminación será por lo menos de 6.5 luxes.

C) Vigilancia. La existencia de una casa o caseta de vigilancia puede ser deseable y necesaria en ciertas zonas de descanso, ya que la inspección constante de la zona reduce el vandalismo, y en algunos casos el costo de mantenimiento. Esta casa deberá ubicarse de tal manera que permita supervisar las instalaciones, no restándole la privacía debida.

Otros elementos que son deseables en zonas de descanso, lo constituyen el taller mecánico, teléfono y restaurante, dependiendo de la importancia de aquéllas. El taller mecánico, de ser posible deberá localizarse en un lugar apartado que no interfiera con las demás actividades dé la zona.

En las páginas siguientes se presentan diferentes ejemplos de zonas de descanso, a manera de ilustración, ya que las condiciones topográficas, los volúmenes de tránsito o la distancia entre intersecciones o poblaciones, etc., probablemente requieran un nuevo proyecto que se adapte a ellos.

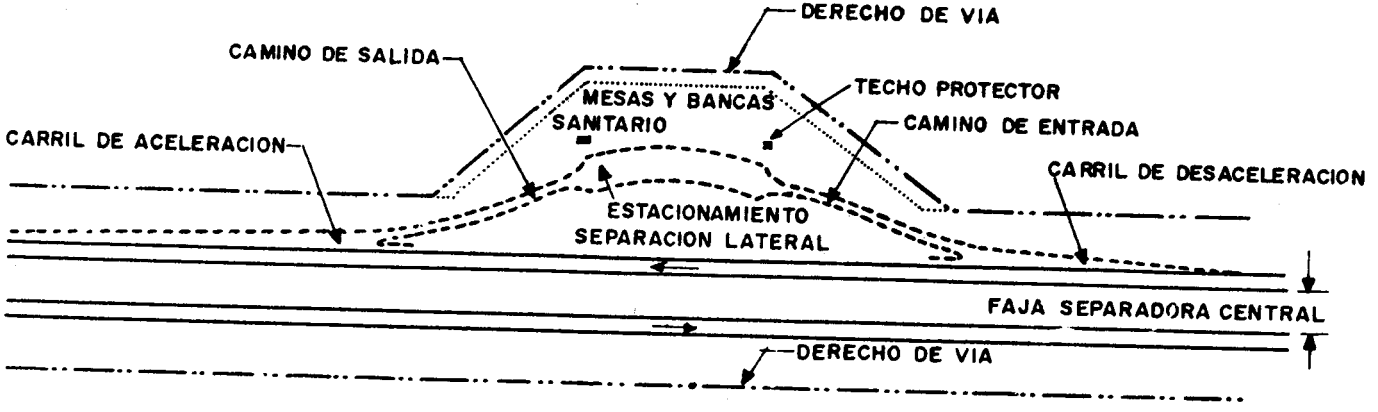


FIGURA 12.17. ZONA DE DESCANSO TERMINOS USADOS

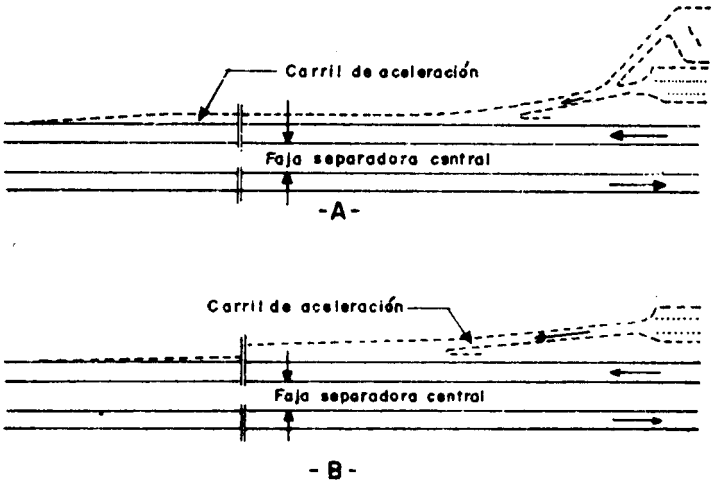


FIGURA 12.18. CAMBIO DE ACELERACION, PARA ENTRADA AL CAMINO

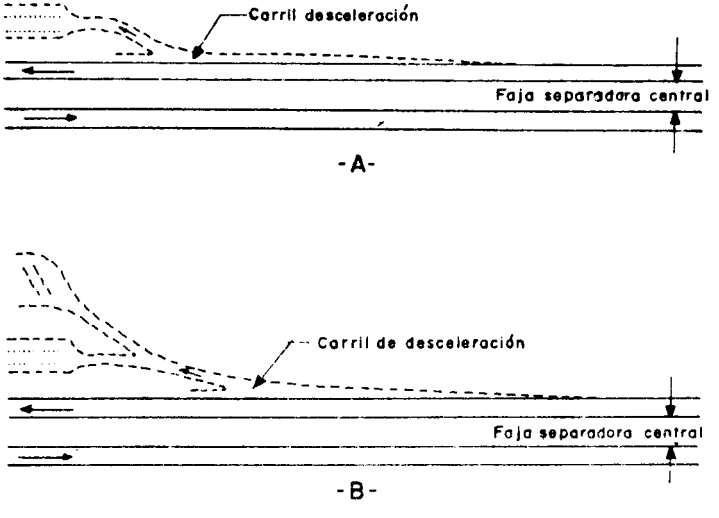


FIGURA 12.19. CARRILES DE DESCELERACION, PARA SALIDA DE CAMINO

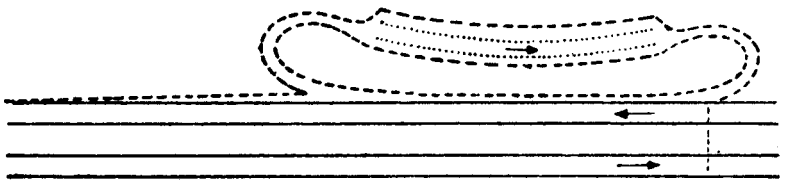


FIGURA 12.20. ZONA DE DESCANSO APROPIADA PARA CAMINOS CON BAJOS VOLUMENES DE TRANSITO

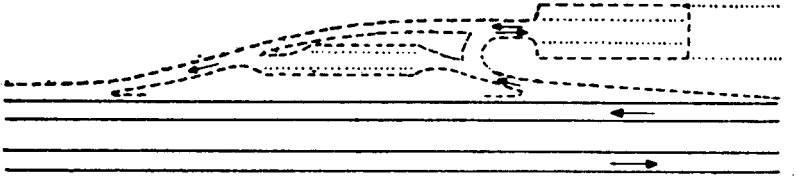


FIGURA 12.21. ZONA DE DESCANSO PARA ESTACIONAMIENTO SEPARADO PARA AUTOMOVILES Y CAMIONES

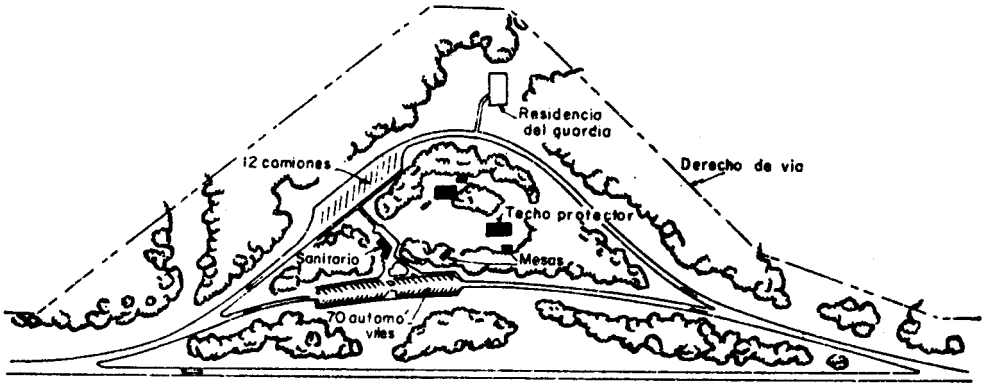


FIGURA 12.22. ZONA DE DESCANSO CON CASETA DE VIGILANCIA PARA REDUCIR EL VANDALISMO

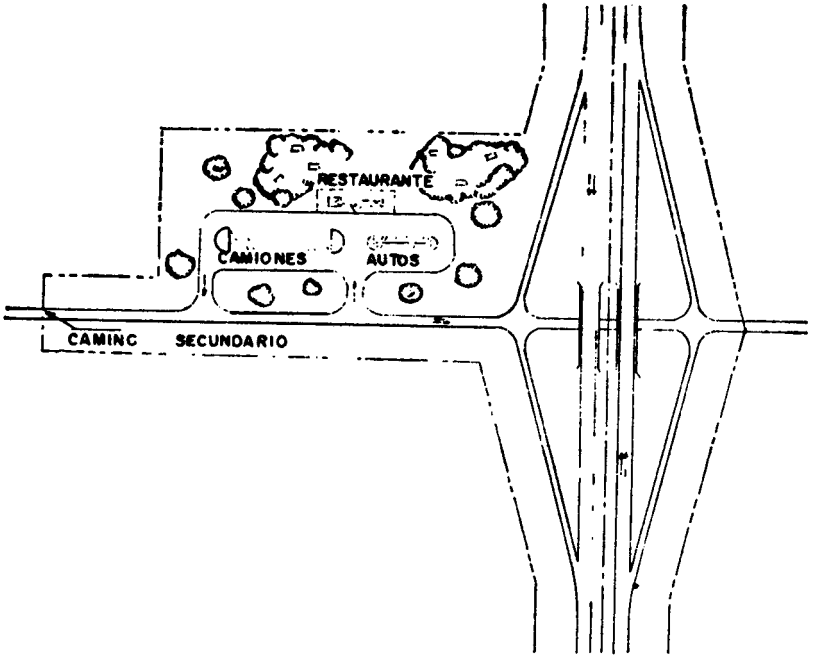


FIGURA 12.23. ZONA DE DESCANSO ADYACENTE A LA INTERSECCION. PRESTA SERVICIO TANTO AL CAMINO PRINCIPAL COMO AL SECUNDARIO

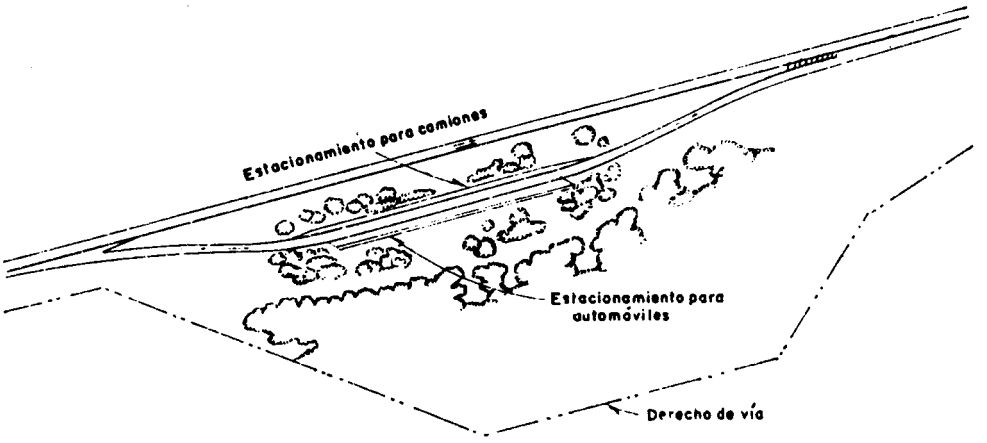


FIGURA 12.24. ZONA DE DESCANSO DE TIPO SIMPLE CUYO CAMINO DE ACCESO ESTA PROVISTO DE DOS FAJAS PARA ESTACIONAMIENTO PARALELO

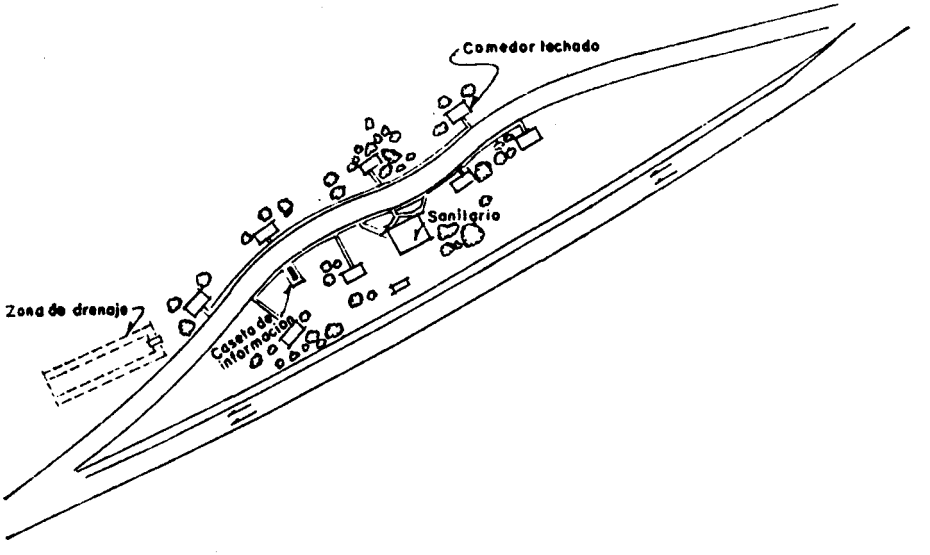


FIGURA 12.25. ZONA DE DESCANSO DE TIPO SIMPLE CUYO CAMINO DE ACCESO ES LO SUFICIENTEMENTE ANCHO PARA PERMITIR EL ESTACIONAMIENTO PARALELO EN AMBOS COSTADOS

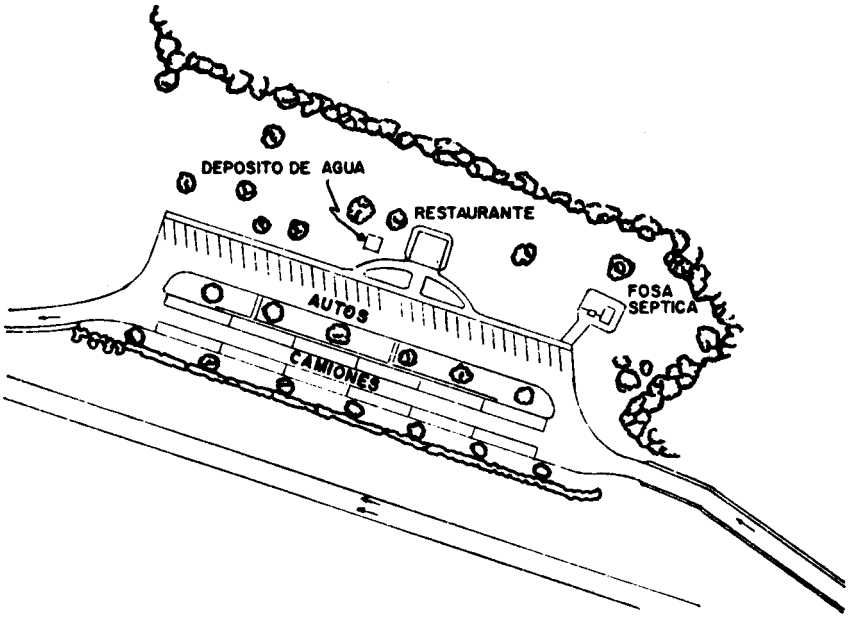


FIGURA 12.26. ZONA DE DESCANSO CON AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO, UNA PARA AUTOMOVILES Y OTRA PARA CAMIONES

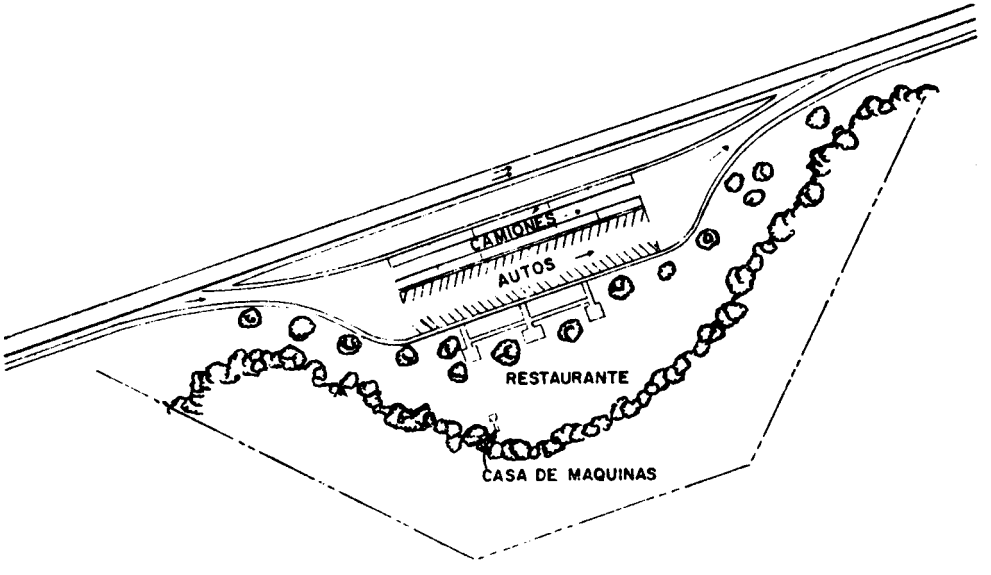


FIGURA 12.27. ZONA DE DESCANSO CON UNA GRAN AREA PAVIMENTADA PARA AUTOMOVILES Y CAMIONES

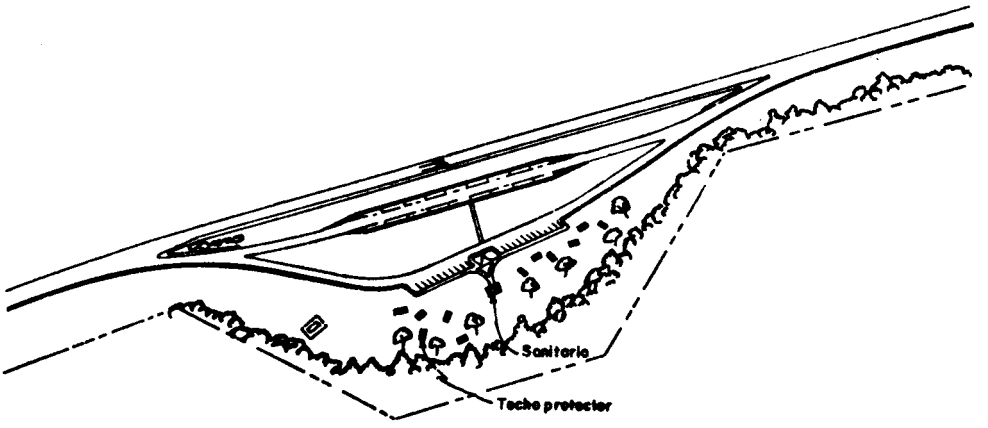


FIGURA 12.28. ZONA DE DESCANSO CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO, UNA PARA AUTOMOVILES Y OTRA PARA CAMIONES

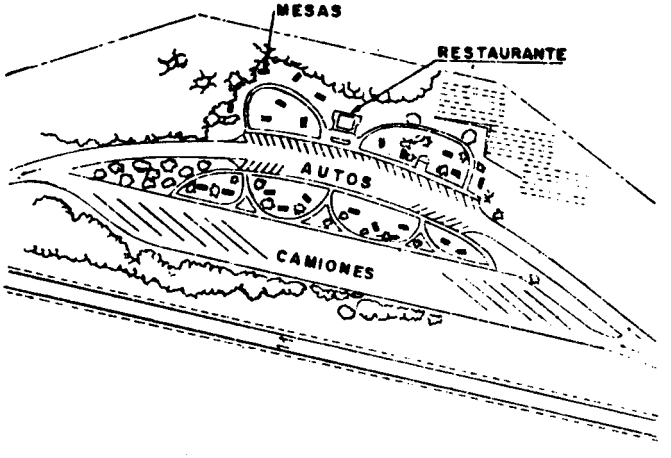


FIGURA 12.29. ZONA DE DESCANSO CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO LOCALIZANDO AL FRENTE LA DE CAMIONES

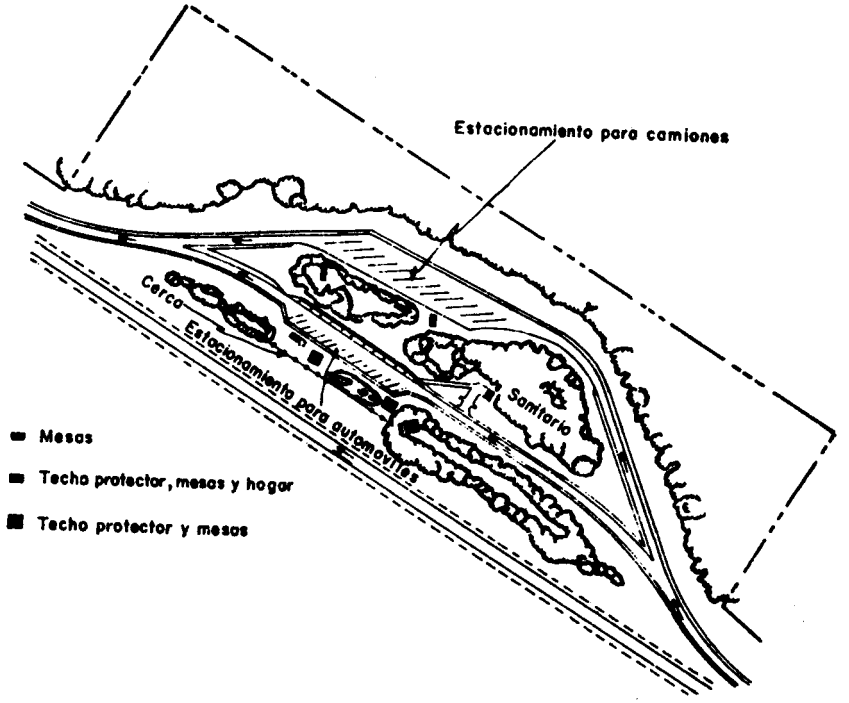


FIGURA 12.30. ZONA DE DESCANSO CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO INTERFIRIENDO LO MENOS POSIBLE CON LA VEGETACION EXISTENTE

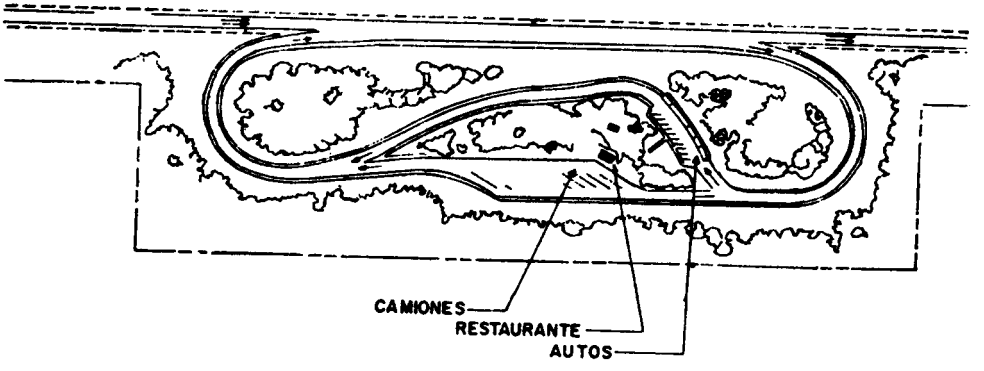


FIGURA 12.31. ZONA DE DESCANSO APROPIADA PARA BAJOS VOLUMENES DE TRANSITO, CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO BUSCANDO NO INTERFERIR CON LA VEGETACION EXISTENTE

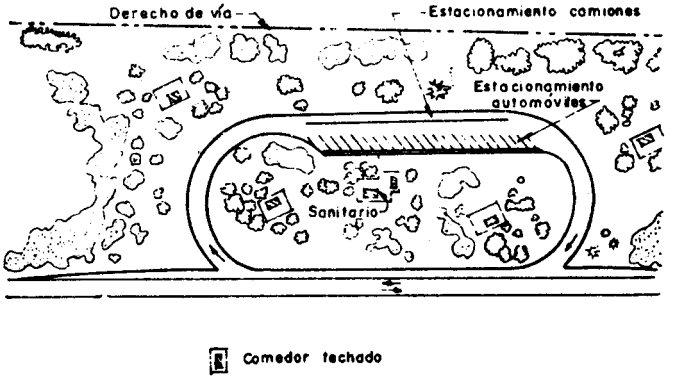


FIGURA 12.32. ZONA DE DESCANSO APROPIADA PARA BAJOS VOLUMENES DE TRANSITO CON UNA SOLA AREA DE ESTACIONAMIENTO

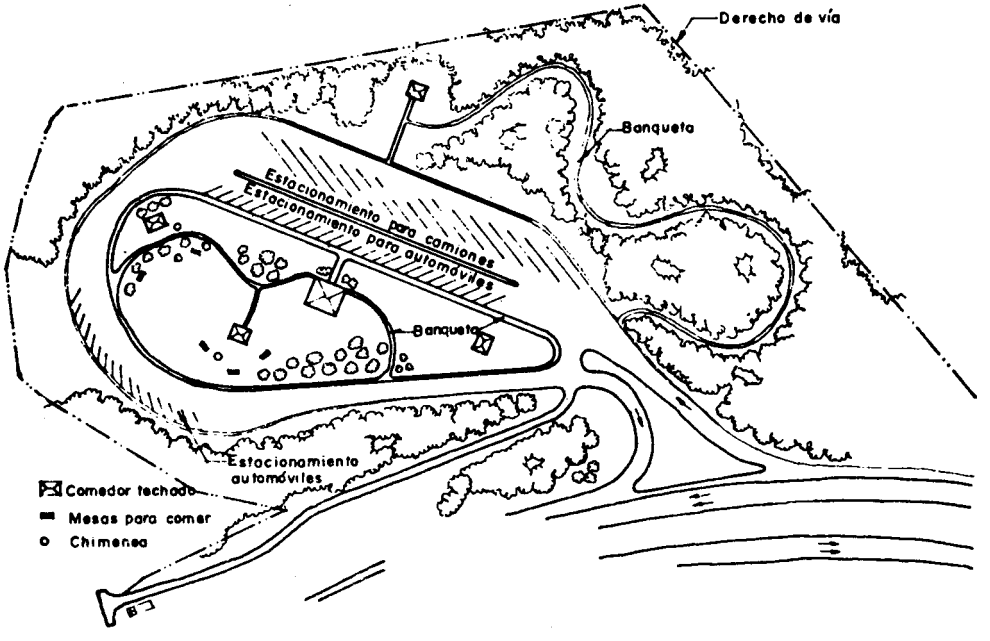


FIGURA 12.33. ZONA DE DESCANSO CUYA ENTRADA ESTA PROXIMA A LA SALIDA

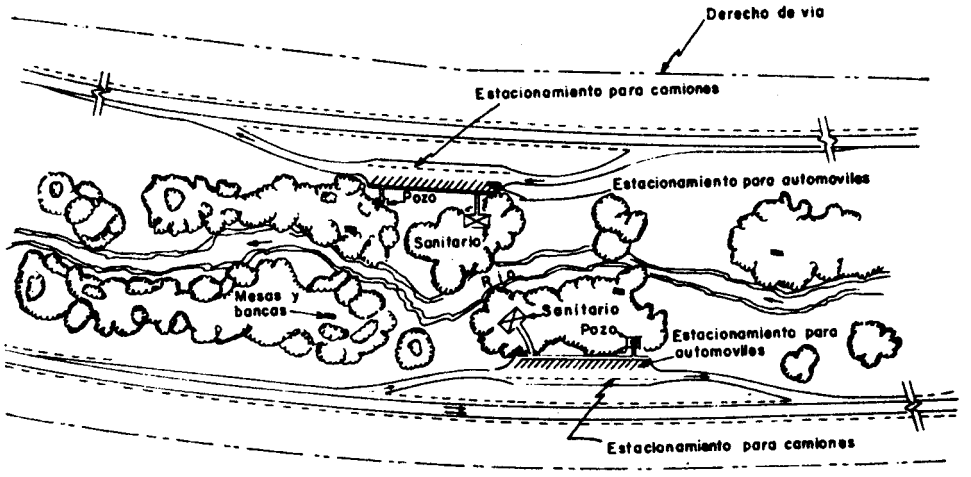


FIGURA 12.34. ZONA DE DESCANSO ENTRE DOS CUERPOS DE UNA AUTOPISTA

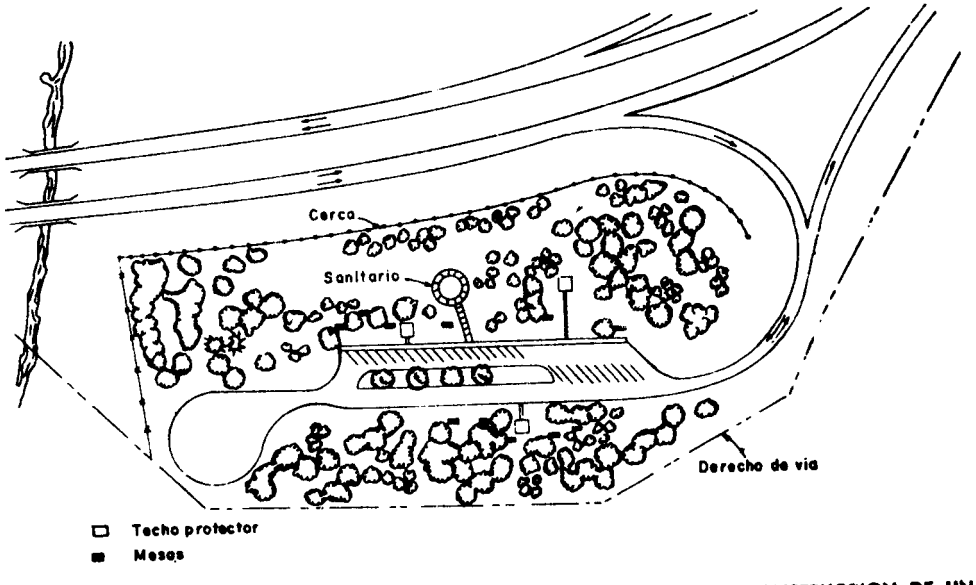


FIGURA 12.35. ZONA DE DESCANSO CUYO DISEÑO DEL ACCESO EVITA LA CONSTRUCCION DE UN PUENTE SOBRE EL RIO

CAPITULO XIII

PAISAJE

GENERALIDADES

La mala apariencia de los caminos y su falta de integración al paisaje es un problema que se acentúa continuamente, tanto por las nuevas técnicas como por las crecientes necesidades que deben satisfacer las carreteras. Para lograr buena apariencia e integrarlo al paisaje, es necesario estudiar cada camino desde el inicio de su proyecto hasta la etapa final de construcción, en relación con sus alrededores.

Los caminos antiguos se integraban al paisaje más fácilmente por sus reducidas secciones transversales y sus constantes curvas, tal y como lo requería la topografía. Raramente se tenían cortes y terraplenes, ya que se nivelaba simplemente el terreno natural y, dependiendo del tránsito, se empedraba con material de la zona, lo que les daba carácter local. Su trazo constituía la liga entre los poblados, atravesándolos. Actualmente la tendencia en construcción de caminos es hacia mayores secciones transversales, mejorando los alineamientos horizontales y verticales, de lo que resultan cortes y terraplenes considerables que rompen el paisaje; además, se alejan, por lo general con toda intención del centro de las poblaciones mediante libramientos. Todo esto es consecuencia del progreso; sin embargo, se debe tener conciencia de los trastornos resultantes por la construcción de esas obras, que afectan el equilibrio natural en la zona al producirse erosiones, interrupciones de cuencas y diversas consecuencias de tipo biológico, además del obvio perjuicio causado al paisaje al dejar un aspecto de destrucción por donde pasa el camino.

Un factor de gran influencia en la relación entre camino y paisaje es la velocidad de proyecto; conforme ésta sea más alta, más difícil será la integración adecuada de la obra al paisaje circundante. Este conflicto entre velocidad de la máquina y velocidad humana o de la naturaleza, es parte del problema al que se enfrenta la civilización actual.

El proyecto paisajista tiene asimismo, una base económica ya que además de mejorar la apariencia del camino, se enfoca hacia la protección de la inversión que representa la construcción del mismo, al evitar en parte que éste se deteriore. Asimismo, se protege la economía de la zona al restablecer el equilibrio biológico trastornado por la construcción del camino.

13.1 OBJETIVOS

El proyecto de paisaje en relación con el del camino persigue los siguientes objetivos:

Mejorar la apariencia del camino y sus alrededores.

Aumentar la seguridad de los usuarios.

Proteger el camino contra erosiones, derrumbes y azolvamientos, con lo cual se logra disminuir las obras de reparación y mantenimiento.

Proteger la naturaleza de la zona contra las perturbaciones causadas por la construcción del camino.

13.1.1 Aspecto estético y paisajista

Además de los propósitos anteriormente enunciados, el proyecto de paisaje persigue la mejoría del aspecto estético del camino, considerando tanto los elementos que formen parte del mismo, como las vistas que desde él se capten, tendiendo a disminuir la apariencia de artificialidad que la obra implica, completando en esta forma el proyecto general del camino.

Para llegar a una feliz solución del aspecto estético del camino, es necesario analizarlo desde el inicio del proyecto general, logrando así la debida integración de la obra en el marco natural, de tal modo que se sientan lógicos todos sus elementos, los cuales forman parte del mismo paisaje; el logro de estos objetivos permitirá que los usuarios del camino transiten en una forma más agradable y descansada, participando del interés que ofrezca el camino mismo, así como sus alrededores, lo que implica un recorrido consciente y, por tanto, una mayor seguridad.

13.1.2 Seguridad para los usuarios

El enfoque general del proyecto paisajista debe tender a aumentar la seguridad de los usuarios del camino y, por tanto, todos los factores que intervengan deben redundar en beneficio de aquéllos. Al lograr que un camino sea parte del paisaje se reducen o eliminan diversos riesgos tales como la monotonía, que trae como consecuencia el aburrimiento y adormecimiento de los conductores, con resultados algunas veces fatales; los deslumbramientos producidos tanto por el tránsito nocturno en sentido inverso como por el sol; los vientos y los derrumbes que son asimismo causa de accidentes; la falta de visibilidad en el desarrollo del camino; y los puntos potenciales de impacto a los lados de éste. La solución de dichos problemas se logra en algunos casos directamente y en otros en tal forma que inconscientemente el conductor perciba sensaciones que le permitan, de una manera natural, guiar con mayor seguridad.

13.1.3 Protección del camino

El proyecto de paisaje implica, asimismo, la protección de las zonas adyacentes al camino, comprendiendo básicamente las zonas del derecho de vía, cortes, taludes y, en su caso, la faja central entre dos cuerpos. Es necesario proteger también las zonas perturbadas resultantes de la construcción, tales como los préstamos de material, las desembocaduras del sistema de drenaje y en algunos casos las zonas alejadas al camino, como cuando éste influye en el curso de una corriente.

13.2 CRITERIO GENERAL DE PROYECTO

Para lograr los objetivos del proyecto de paisaje, es necesario tener conciencia de ellos en las diferentes etapas del proyecto y construcción del

camino, desde el inicio hasta la terminación, para obtener de esa manera la coordinación requerida y lograr el mejor resultado posible.

13.2.1 Criterio en la selección de ruta

Aunque la ubicación de un camino está determinada principalmente por diferentes factores económicos y constructivos, la consideración paisajista debe definirse desde la primera fase del proyecto.

Esta consideración se logra al proyectar el camino en tal forma que su desarrollo se sienta lógico y natural dentro de la topografía y el paisaje. La integración se consigue al proyectar el camino de tal manera que su construcción no implique perturbaciones en gran escala de los sitios que atraviesa, tales como grandes cortes, terraplenes y boquetes de préstamos de material. Es obvio que la eliminación de estas obras no es posible; sin embargo, su tratamiento puede ser tal que asemeje las formaciones naturales, tanto en su apariencia como en su comportamiento, en relación a los fenómenos como la lluvia, la evolución ecológica y los vientos. Ejemplos de esto se encuentran al transitar por algunos caminos donde se tiene la sensación de que su construcción fue lógica, gracias a un emplazamiento de apariencia natural dentro de la topografía y el paisaje.

Además de esa apariencia de emplazamiento natural que se logra al proyectar el camino de acuerdo con criterios particulares y tratamiento de las secciones transversales, préstamos de material, zonas de derecho de vía y estructuras, la consideración del paisaje interviene en esa fase inicial de localización de la ruta, para proteger algunos sitios de especial interés estético cuyo valor amerite la variación de ésta, evitando así su destrucción. Los elementos dignos de preservación son los que imprimen carácter particular a la zona y aquellos que por su belleza e interés deben conservarse. Esos elementos o sitios pueden ser de origen natural, como playas, formaciones rocosas, bosques y árboles centenarios, o de origen artificial como plantaciones agrícolas, construcciones prehispánicas, coloniales y en general, aquellas con algún valor histórico.

Asimismo, se puede sugerir en su caso alguna variación de la ruta, para acercarla a un sitio especialmente interesante y permitir que éste se capte visualmente desde el camino. Los sitios o elementos que puedan determinar esa variante de ruta serán aquellos como el mar, lagos, ríos, caídas de agua, presas o paisajes de especial interés, debiendo además, considerar los enumerados anteriormente para su protección, o bien algún punto desde donde se domine una población o centro agrícola.

En casos como los mencionados anteriormente, es indicado estudiar la conveniencia y posibilidad de establecer miradores en donde los usuarios del camino puedan estacionarse y gozar de esas vistas, o en su caso captarlas desde los vehículos en movimiento. Es necesario determinar la localización de miradores de antemano, para que se consideren en el proyecto detallado del camino, ya que se debe prever la zona de acuerdo con el trazo y en relación a la topografía, aprovechando algún punto a propósito para su construcción.

13.2.2. Criterio en la sección transversal

El tratamiento de las secciones transversales es de gran importancia en el proyecto paisajista, ya que los elementos que la compone , cortes y terraplenes, además de imprimir directamente carácter al camino, están

sujetos a la erosión y sus problemas consecuentes, como derrumbes y azolvamientos de cunetas y alcantarillas.

Proyectar la sección transversal del camino con miras a su estabilidad, tanto mecánica como superficial, permitiendo el establecimiento de cubiertas vegetales protectoras, supone un costo mayor en la obra inicial; sin embargo, esto puede resultar económico con el tiempo, ya que posiblemente se reducirán considerablemente los gastos que ocasiona su protección y conservación.

A) Cortes. El comportamiento de los cortes varía según el material de que se trate. Así por ejemplo, un corte en roca sana puede no sufrir desprendimientos, mientras que si la roca se encuentra empacada con arcilla o arena, se podrán presentar desprendimientos debido a los cambios de humedad de estos elementos, con la caída subsecuente de las rocas. El mismo problema se presenta cuando el corte contiene diferentes estratos, los que se comportan en forma distinta, propiciando la formación de cavernas y dando lugar a desprendimientos de los estratos superiores (Figura 13.1).

El aspecto estético de ciertos cortes en roca con fuerte pendiente, es muchas veces deseable para mostrar la magnitud de los elementos naturales, así como la importancia de la obra de ingeniería realizada. Ese tipo de corte es especialmente agradable, cuando el trazo del camino es una tangente, o curva vertical (Figura 13.2). Por el contrario, cuando la curva es horizontal, el corte ideal será de menor pendiente, suave como la curva misma (Figura 13.3).

Los cortes con taludes tendidos implican mayor volumen de extracción con el consecuente incremento de costos; sin embargo, en algunos casos, al emplearse ese material en las terracerías del mismo camino, se podría evitar o disminuir la excavación de préstamos que implican perturbaciones adicionales a la zona.

Cuando por razones de economía, aun tomando en cuenta las erogaciones posteriores en la conservación de los cortes no sea conveniente tenderlos disminuyendo su pendiente, queda un último recurso, que si bien no soluciona el problema de la erosión, sí da lugar a que en forma lenta y natural se establezca vegetación de abajo hacia arriba, mejorando además la apariencia del corte. El procedimiento consiste en suavizar únicamente las partes superior e inferior de los cortes, aparentando menor pendiente.

El procedimiento propuesto se basa en imitación de la naturaleza, ya que los cortes tienden a conformarse naturalmente hasta adquirir la forma de la solución propuesta. Al erosionarse inicialmente la parte superior del corte, arrastrando parte de la cubierta no perturbada con residuos vegetales que se depositan en la parte inferior, prospera la vegetación, la cual irá subiendo en el corte, al recibir paulatinamente el producto de deslaves posteriores.

Como resultado de los cortes, es muy común encontrar en los costados de los caminos, montículos de dimensiones reducidas, que son parte del terreno natural donde se efectuó el corte y que debido a que no interfieren con el trazo del camino, no se remueven, quedando aislados del resto del terreno natural (Figura 13.4).

Estos montículos ofrecen mal aspecto al camino, exigen la construcción de cunetas cuando la pendiente es hacia ellos, implican falta de seguridad por ser puntos potenciales de impacto para los vehículos que abandonen el camino y afectan la visibilidad. Es común encontrar este

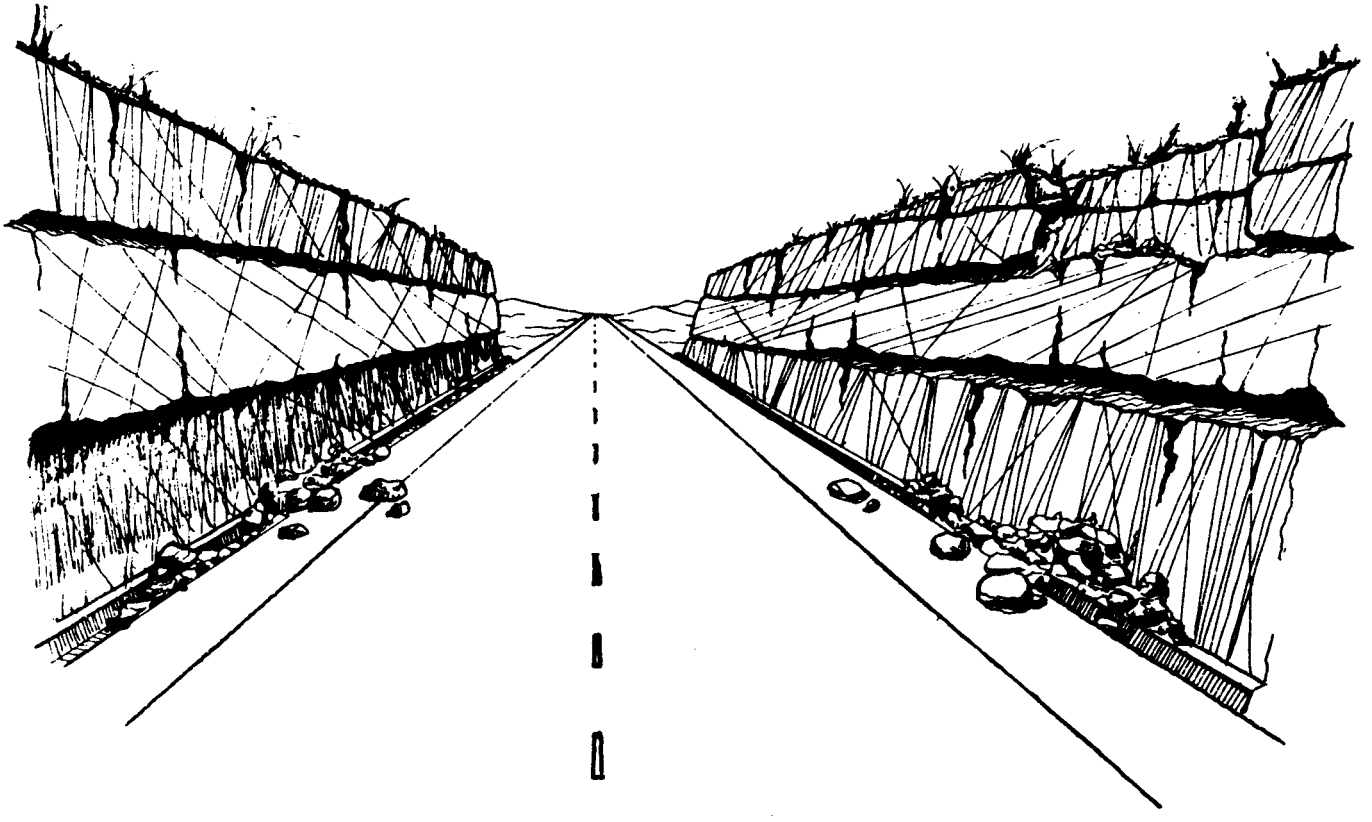


FIGURA 13.1. FORMACION DE CAVERNAS ENTRE LOS DIFERENTES ESTRATOS

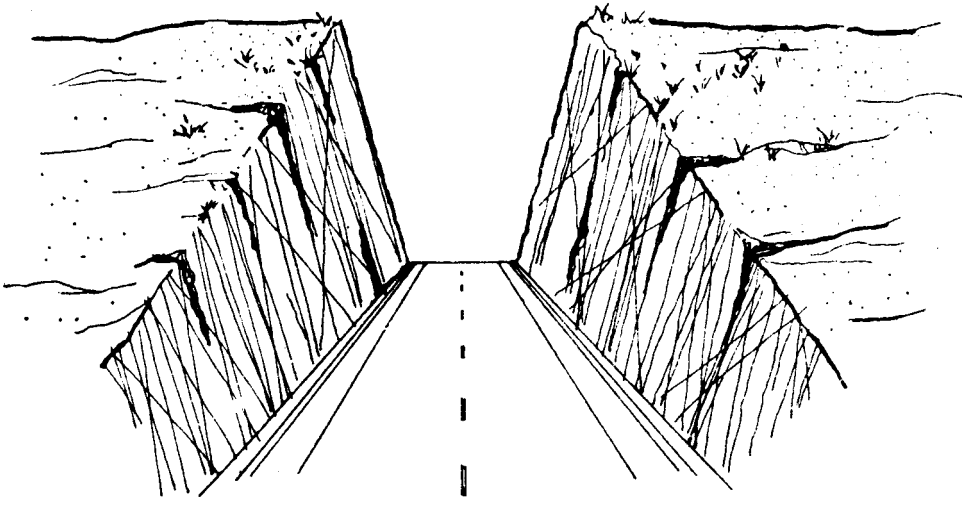


FIGURA 13.2. CORTE VERTICAL EN TANGENTE

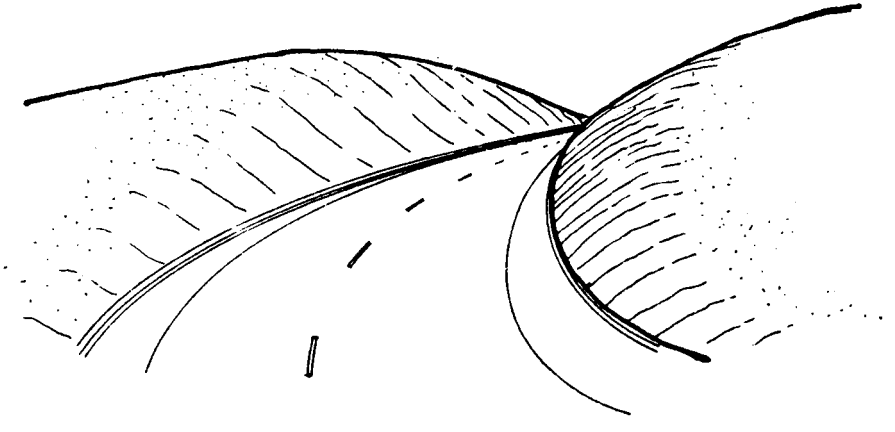


FIGURA 13.3. CORTE SUAVE EN CURVA HORIZONTAL

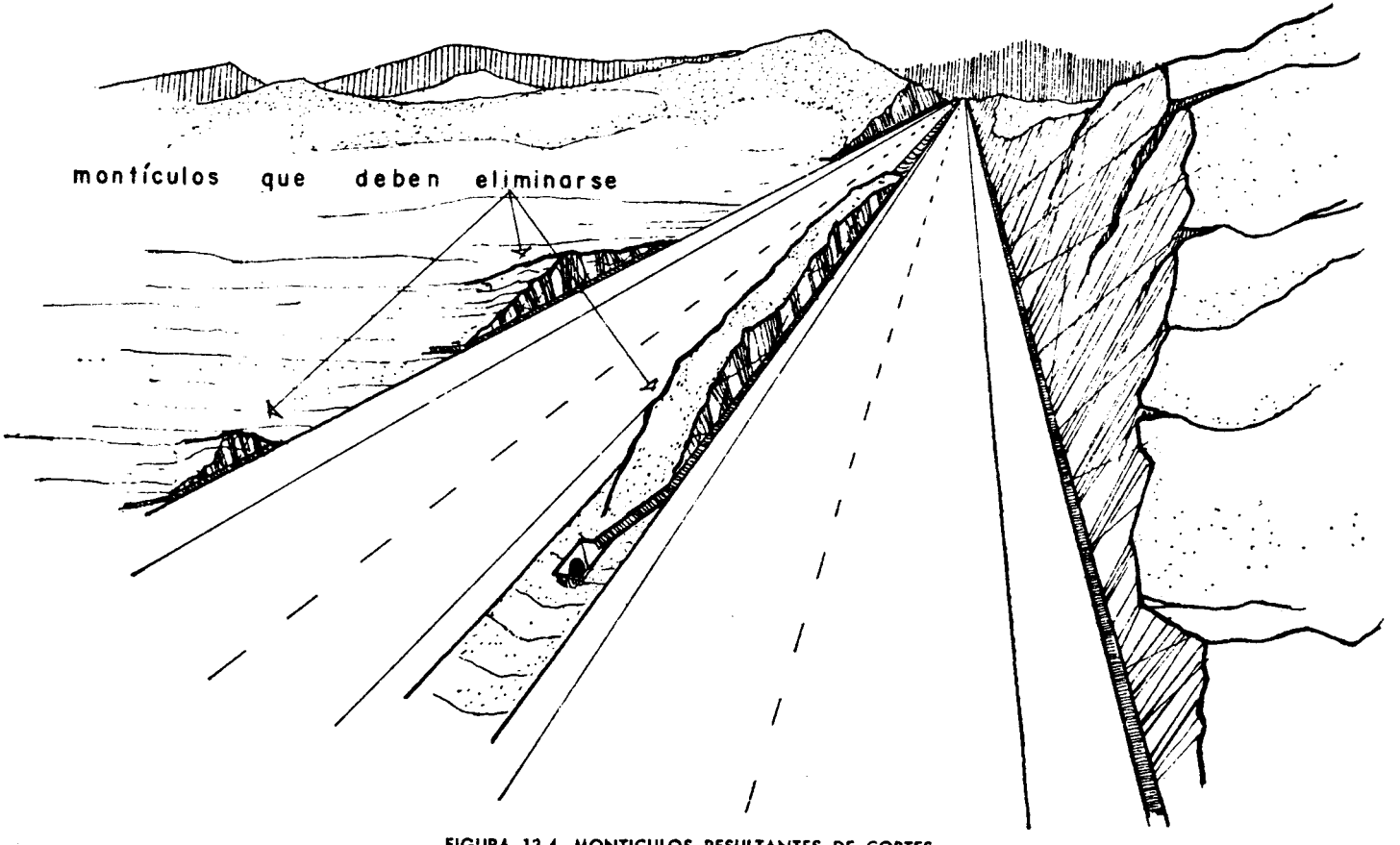


FIGURA 13.4. MONTICULOS RESULTANTES DE CORTES

tipo de montículos a los lados del camino, o bien en la faja central entre dos cuerpos y algunas veces en isletas resultantes de entronques. Es necesario considerar la eliminación de ellos desde el proyecto de la sección transversal, previendo que durante la extracción del material del corte se lleve a cabo, ya que posteriormente sería más costosa y laboriosa su eliminación.

La eliminación de los montículos y el abatimiento de los taludes de los cortes ofrecen un mayor margen de seguridad para el tránsito, ya que se evitan puntos de impacto o bien se suavizan. Al mismo tiempo mejora la visibilidad en el camino, permitiendo por otro lado su protección contra la erosión por medio de especies vegetales, quedando así reestructurada la naturaleza en los lugares en que la construcción del camino ha causado perturbaciones.

B) Terracerías. El proyecto y tratamiento de la sección transversal en terraplenes tiene igual importancia que en los cortes, siendo el criterio paisajista similar en términos generales.

El diseño de los terraplenes de acuerdo con estas ideas ayuda en forma singular a la integración del camino con el paisaje circundante, evitando de esa manera la apariencia de artificialidad en la que se siente claramente que el camino está construido sobre el terreno, en vez de formar parte del mismo, integrándose. Para lograr la integración es necesario tener en cuenta que en tanto sean menos pronunciados los taludes, su apariencia será mejor, además de permitir con esto el establecimiento de vegetación, sea espontánea o sembrada, con lo que se evitará la erosión superficial.

Evidentemente el costo de los trabajos de construcción aumentará por el mayor volumen de las terracerías; sin embargo, en algunos casos existen factores posteriores a la construcción de dichos terraplenes cuyo costo se evita, equilibrándose así la inversión, ya sea en forma parcial o total (Figura 13.5).

Al no existir erosión, se protegen algunas obras complementarias, como los lavaderos y las salidas de alcantarillas.

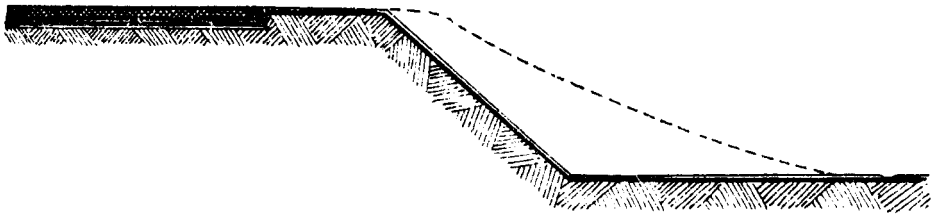
Al disminuir las pendientes de los taludes se aumenta la seguridad y se evita la colocación de defensas protectoras.

Cuando los taludes se encuentran debidamente protegidos con vegetación, es innecesaria la construcción de guarniciones.

Todos los factores señalados deberán tomarse en consideración en el proyecto de un camino, ya que el ahorro que implicaría el llevar a cabo el mismo sin prestar atención a las consecuencias, puede resultar mucho menor que los beneficios logrados, tanto en la conservación del camino como en la simplificación de la obra y en el cumplimiento de su función económico-social.

Un factor digno de consideración en el proyecto de terraplenes es su protección contra la erosión, lo que se logra en gran parte al estabilizar su superficie por medio de especies vegetales.

Para este efecto es importante tener en cuenta que las plantas, para su desarrollo, requieren de tierra fértil, lo que se debe prever en el inicio de las obras, almacenando debidamente el material producto de despalme, evitando su contaminación con otros materiales de construcción. En la etapa final de construcción de terraplenes deberá utilizarse dicha tierra o material de despalme para cubrir los taludes, lo que permitirá el establecimiento fácil de la vegetación protectora.



Una pendiente suave permite aumentar la sensación de seguridad. El establecimiento de vegetación evita la erosión, además de mejorar notablemente la apariencia.

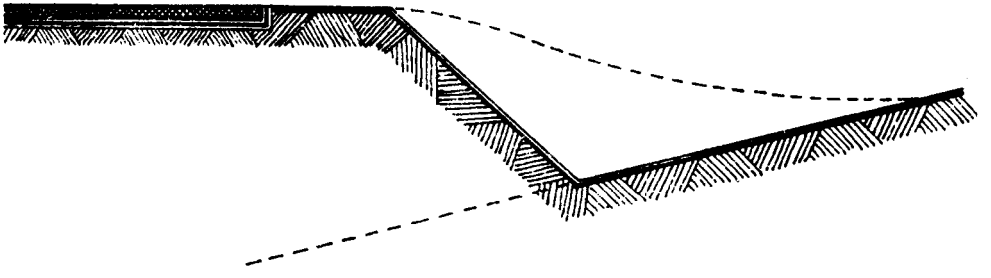


FIGURA 13.5. MENOR PENDIENTE EN TERRAPLENES

C) Isletas en entronque. Las isletas resultantes de las ramas de los entronques requieren especial atención en su proyecto particular, puesto que al estar circundadas por el camino deben ofrecer seguridad y buena apariencia en todo su perímetro. Los niveles y drenajes deben proyectarse basándose tanto en la topografía natural como en la resultante de las terracerías del camino, evitando en lo posible la excavación de zanjas para drenaje, así como pendientes exageradas que ofrezcan falta de seguridad y mal aspecto.

La superficie de cada isleta deberá asumir de una forma práctica, lo que se logrará al proyectar las curvas de nivel engendradas en algún nivel predominante, como un cono de derrame, o bien proyectando los niveles en forma decreciente, pero uniforme, hacia el lugar que sea adecuado para desalojar el agua por una alcantarilla (Figura 13.6).

Se evitará que en las isletas queden montículos, estructuras abandonadas, desperdicios de materiales y demás elementos que afectan su buena apariencia.

Con objeto de que las isletas puedan ser protegidas de la erosión, por medio de especies vegetales, es necesario proveer de una cubierta de tierra fértil a toda el área, pudiéndose emplear para esto, material producto de despalme.

D) Faja central. En los casos de caminos con fajas separadoras es importante proyectar estos elementos en tal forma que su apariencia sea agradable, que ofrezca seguridad y que su drenaje no presente problemas al camino.

En términos generales, las fajas separadoras no deberán ser exageradamente profundas ya que, además de ofrecer mal aspecto, no presentan seguridad para los vehículos que pudieran caer en ella. La pendiente debe ser suficiente para el drenaje pero tan suave como sea posible (Figura 13.7).

En los casos de camellón, la pendiente de éste podrá considerarse hacia el centro, con una ligera curvatura que facilite su drenaje, o bien con un ligero bombeo del centro hacia sus costados (Figura 13.8).

La conveniencia de variar el ancho de la faja entre dos cuerpos debe tomarse en cuenta, tanto desde el punto de vista de seguridad, como del estético:

1. Consideraciones de seguridad. El espacio suficiente para evitar que un vehículo invada accidentalmente los carriles de sentido opuesto, permite la plantación de cortinas antideslumbrantes, rompevientos, contra salpicaduras y de amortiguamiento en accidentes y evita la monotonía y fatiga consecuentes, lográndose una mayor seguridad en el tránsito.

2. Consideraciones estéticas. Permite preservar y aumentar la vegetación existente. Facilita la posibilidad de variar el nivel entre una curva y otra, cuando esto sea necesario.

Las variaciones en el ancho de la faja separadora del camino deben hacerse en algún punto donde el cambio no se sienta arbitrario (Figura 13.9).

13.3 CRITERIO EN ESTRUCTURAS Y OBRAS ACCESORIAS

Por ser las estructuras elementos aislados en los caminos, son especialmente notorias y su apariencia es de gran importancia. El emplazamiento de las obras debe influir directamente en el diseño arquitectónico de las estructuras, pues al estar supeditadas al sitio deben integrarse a él, de

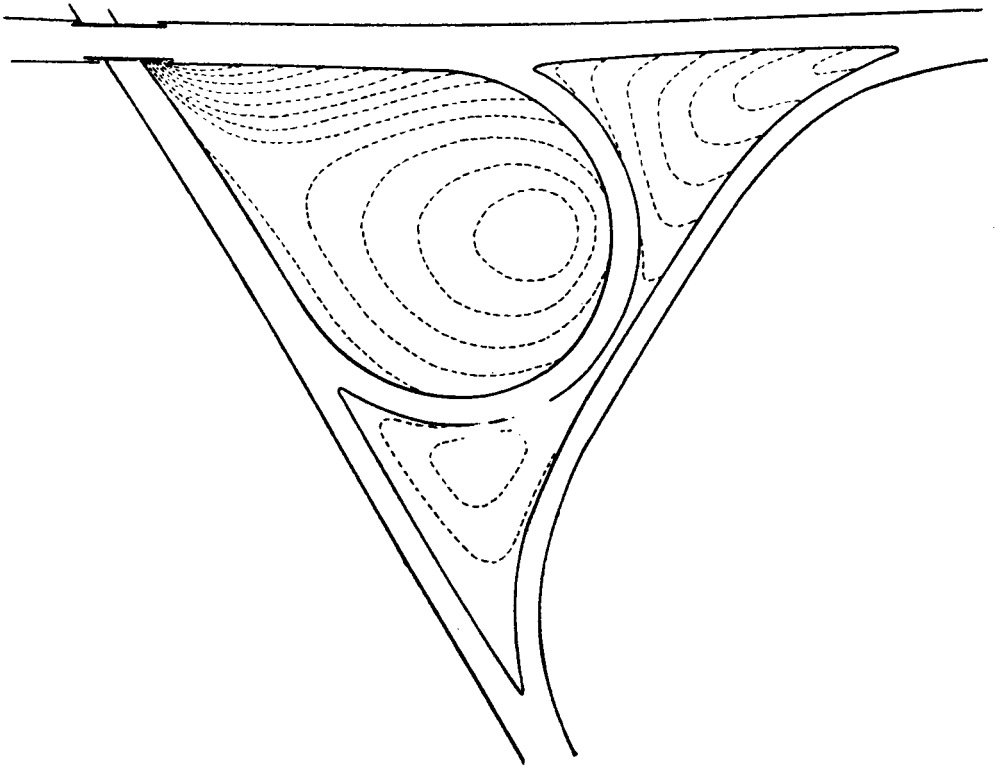
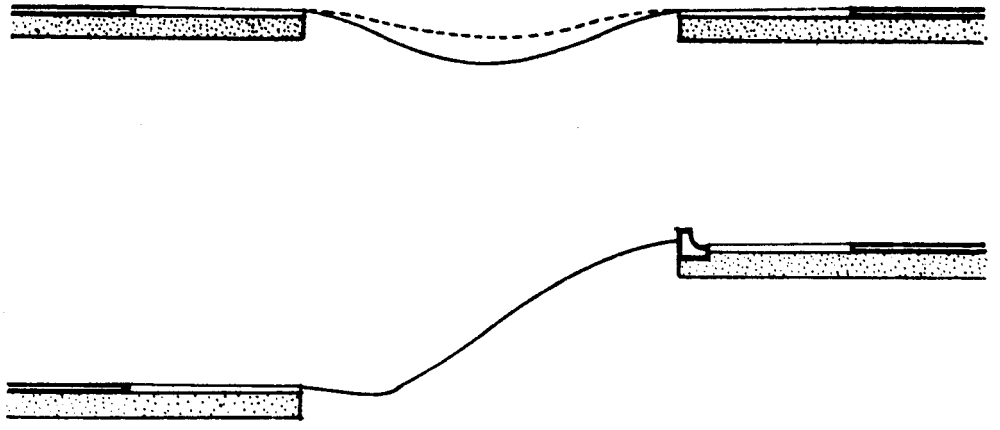


FIGURA 13.6. NIVELES DE PROYECTO EN ISLETAS RESULTANTES DE ENTRONQUES



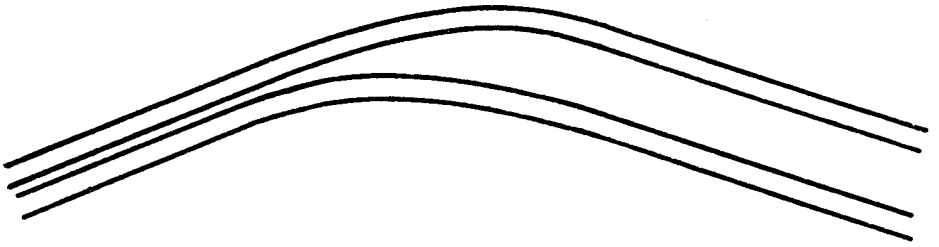
Las pendientes serán las mínimas necesarias para permitir el drenaje.

FIGURA 13.7



FIGURA 13.8

FAJAS SEPARADORAS



El cambio debe localizarse en una curva, a la salida de un puente o algún elemento similar.

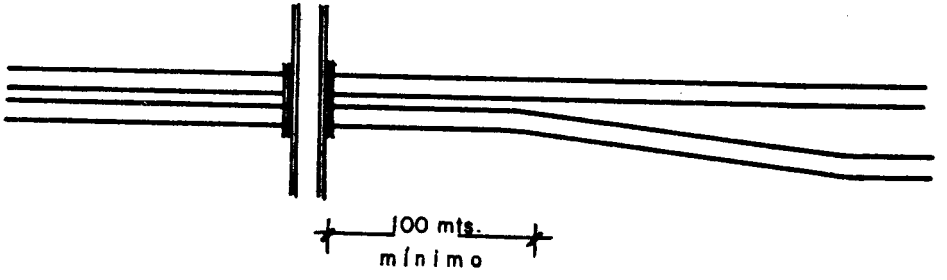




FIGURA 13.9. VARIACIONES DE ANCHO DE LA FAJA CENTRAL

tal manera que se sienta lógica tanto su forma como su localización. Un aspecto importante en el diseño de una serie de estructuras es la armonía que debe existir entre ellas, sin que por ello deban ser iguales.

Los diferentes tipos de estructuras que componen o complementan un camino, se pueden dividir según su importancia desde el punto de vista estético de la carretera, en tres grupos:

— Aquellas estructuras que se encuentran sobre el camino.

— Las que se localicen lateralmente y a nivel del camino.

— Las que no son visibles desde el camino.

Las estructuras de mayor importancia son obviamente aquellas que se encuentren sobre el camino; sin embargo, hay que tener en cuenta que la carretera es también vista lateralmente, tanto por los habitantes de las inmediaciones como por los usuarios de otras vías de comunicación que la crucen o simplemente se acerquen a ella.

13.3.1 Estructuras sobre el camino

Las estructuras que se encuentran sobre el camino son especialmente importantes, por formar parte del mismo. Es por eso que su proyecto implica el análisis de cada una en lo particular, tomando en cuenta que debe armonizar con las demás estructuras. Dentro de esta primera categoría se encuentran estructuras tales como pasos a desnivel, ya sean para peatones, vehículos o ganado, y estaciones para el cobro de cuotas.

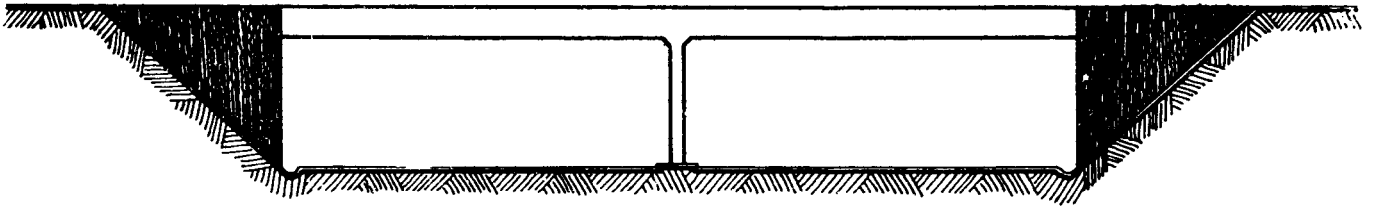
La apariencia de las estructuras requiere un profundo análisis para su proyecto, buscando que su forma permita tanto economía y función, como buen aspecto. Un correcto diseño será aquel que, siendo estético, se sienta lógico en cuanto a su emplazamiento y función, sin que su costo aumente considerablemente por esas razones. A continuación se comparan algunas estructuras para paso a desnivel y distintos tipos de parapeto.

A) Pasos a desnivel. Se ejemplifican algunas figuras comparativas de pasos a desnivel con una misma sección, pero con ciertas variantes que hacen cambiar su fisonomía (Figuras 13.10 a 13.19). Una posibilidad digna de consideración, al definir la localización de un paso a desnivel, es el aprovechamiento de algún corte o desnivel del terreno natural, con que se obtiene un aspecto notablemente mejor que si se construye en una zona plana, donde sería indispensable construir terraplenes de acceso para permitir alcanzar el nivel de rasante necesario, lo que aumenta la artificialidad de la estructura (Figuras 13.20 y 13.21).

En términos generales se puede afirmar que mientras más sencilla sea la línea de la estructura de un paso, será mejor su aspecto.

B) Parapetos. Los parapetos de los puentes y pasos a desnivel tienen gran importancia en la apariencia definitiva de la estructura. Por esto, el proyecto estético del parapeto debe basarse en el de las estructuras, ya que forma parte de las mismas.

Los parapetos llegan a modificar en forma radical la apariencia de las estructuras, las cuales pueden parecer más ligeras o más pesadas, o bien de aspecto sencillo y lógico, o complicado por los diferentes tipos de elementos que los compongan.



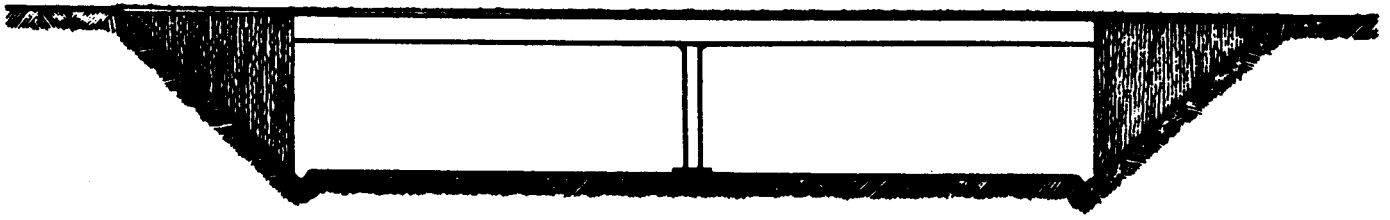
Paso a desnivel cuyo diseño presenta dos problemas opticos a considerar :

a). La superestructura excesivamente peraltada, se hace demasiado notoria cuando el claro es corto.

b) La proximidad de los soportes a la superficie de rodamiento, presenta obstáculos ópticos ya que se reduce considerablemente el angulo visual del conductor, especialmente cuando la estructura está situada en una curva.

La cercanía de los estribos produce un efecto óptico de estrechez en el camino, aunque esto no sea fisicamente real

FIGURA 13.10. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE DOS CLAROS Y UN SOLO PAÑO



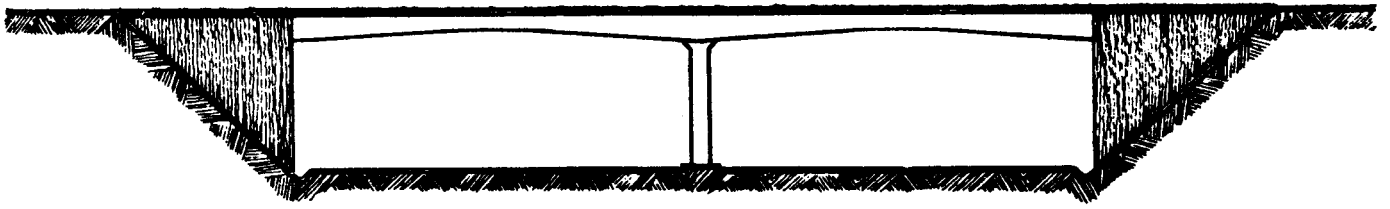
Este ejemplo, similar al anterior, tiene mejor apariencia debido a una guarnición que corre a todo lo largo de la losa, pasando sobre los estribos.

El efecto de esta guarnición es positivo, por ser un voladizo sobre el paño de la trabe, lo que produce una sombra que hace parecer de menor peralte la losa con su consecuente efecto de ligereza.

El que esta guarnición pase sobre los estribos, ofrece una impresión de continuidad, pareciendo el puente más amplio.

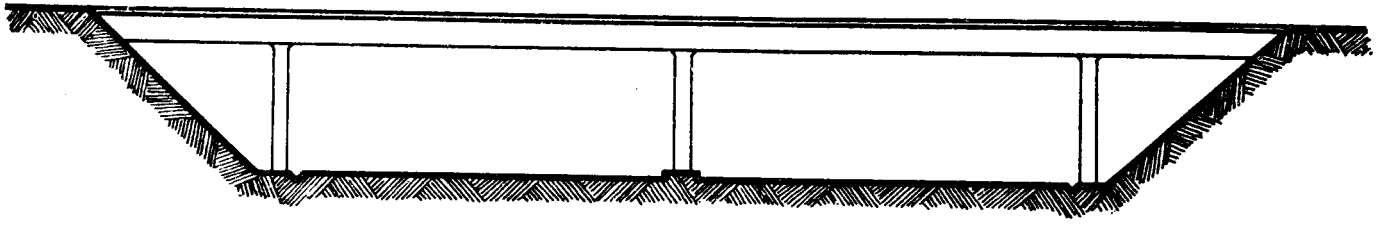
El hecho de que la pila central esté remetida con respecto a la losa, hace que la pila pierda importancia visual, acentuando con esto la amplitud de los claros.

FIGURA 13.11. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE DOS CLAROS, CON CAMBIO DE PAÑOS EN PILA CENTRAL Y BANQUETA



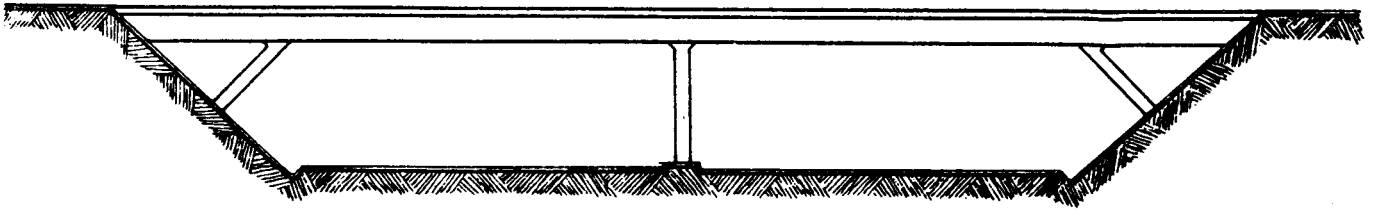
En este ejemplo se encuentra reducido el peralte de la losa al centro de los claros, el efecto producido es interesante por que además de verse ligera la estructura, se siente la forma lógica en cuanto a su trabajo estructural, recordando el arco.

FIGURA 13.12. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE DOS CLAROS CON REDUCCION DE PERALTE AL CENTRO DE LAS MISMAS



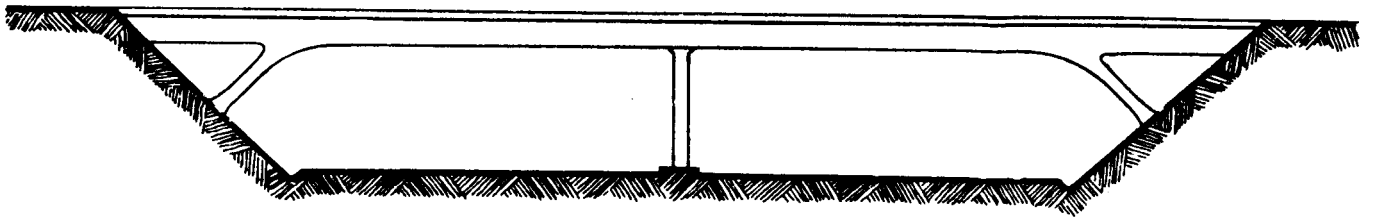
En esta figura se eliminan los estribos y como consecuencia la estructura se siente mas ligera, mejorando notablemente la visibilidad, especialmente cuando se sitúa en una curva

FIGURA 13.13. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE CUATRO CLAROS Y SUBSTITUCION DE ESTRIBOS POR PILAS VERTICALES



Ejemplo análogo a la figura anterior aunque con los soportes laterales inclinados, produciéndose un efecto de mayor amplitud en los claros

FIGURA 13.14. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE CUATRO CLAROS, CON SOPORTES LATERALES INCLINADOS Y CAMBIO DE PAÑOS



Semejante a la figura anterior aunque diferenciada por tener el mismo paño las tornapuntas y la losa, además de estar suavizadas las uniones con lineas curvas.

FIGURA 13.15. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE CUATRO CLAROS, CON SOPORTES LATERALES INCLINADOS

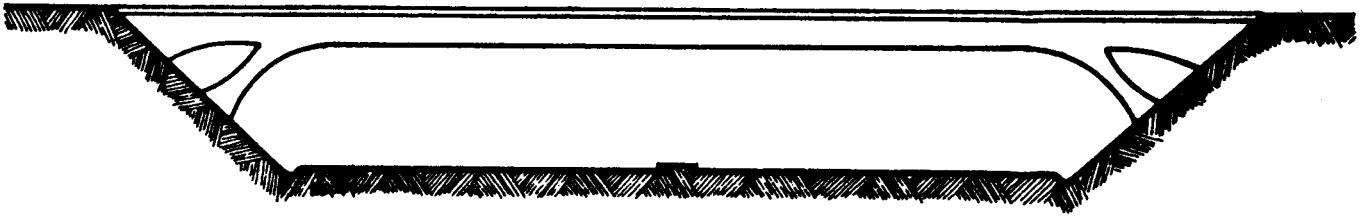
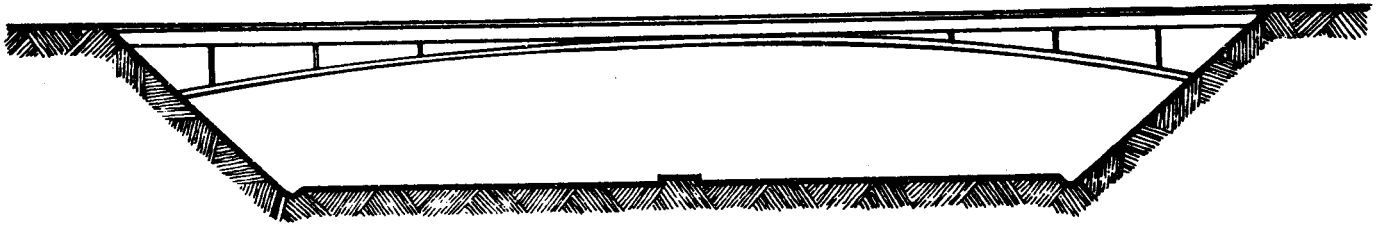
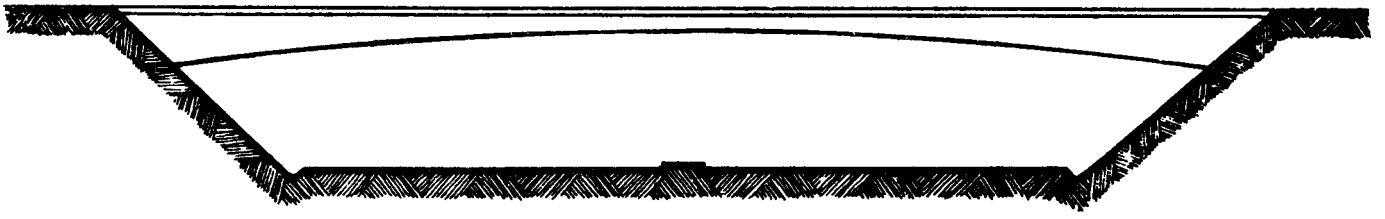


FIGURA 13.16. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO, SOLUCION ESTETICAMENTE NEGATIVA



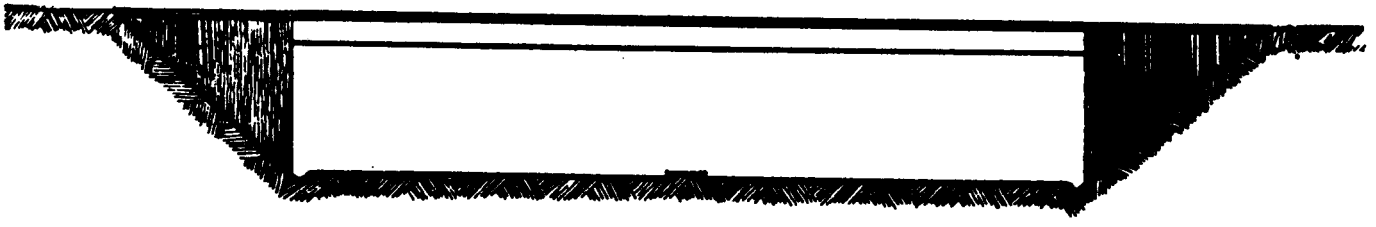
Solución semejante a la figura anterior de apariencia más ligera y - acusando su trabajo estructural.

FIGURA 13.17. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO Y DE APARIENCIA LIGERA



Esta solución, sencilla y armónica, donde se conjugan la forma y el trabajo estructural, es óptima, sintiéndose lógica su forma y emplazamiento dentro de una topografía natural.

FIGURA 13.18. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO Y OPTIMA APARIENCIA



Ejemplo análogo a los anteriores pero sin pila central, su efecto de esbeltez y continuidad se acentúa

FIGURA 13.19. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO

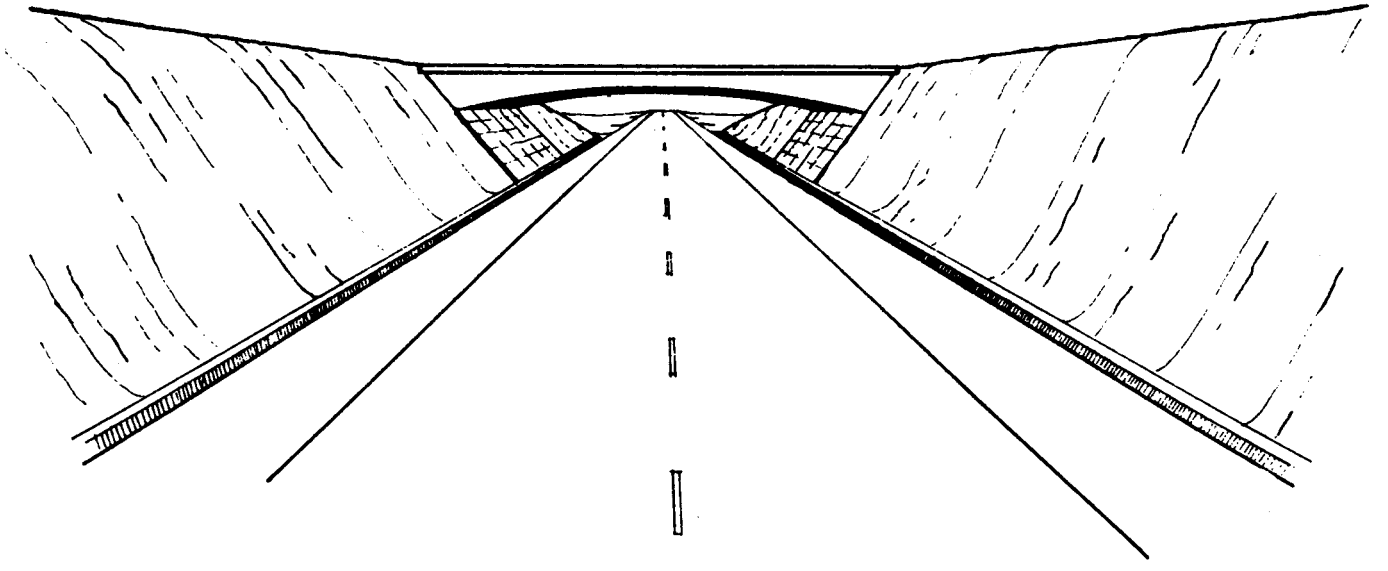


FIGURA 13.20. PASO A DESNIVEL LOCALIZADO SOBRE TERRENO NATURAL EN CORTE

mayor artificialidad que el ejemplo de la figura 13.20

FIGURA 13.21. PASO A DESNIVEL EN UNA ZONA PLANA POR LO QUE SE REQUIERE LA CONSTRUCCION DE TERRACERIAS

En términos generales se puede afirmar que el diseño ideal de un parapeto será aquel que, sin un costo exagerado, cumpla con la función de seguridad para el tránsito, tanto de peatones como de vehículos, sea capaz de soportar los posibles impactos sobre él y que ofrezca una apariencia que esté de acuerdo con la fisonomía de las estructuras. La apariencia deseada en un parapeto será aquella que complemente la de la estructura, permitiendo que su aspecto sea sencillo y claro, tanto sobre la estructura como bajo ella.

En estructuras de claro reducido, el parapeto debe aumentar la sensación de amplitud de la estructura, lo que se logrará al tener éste continuidad a todo lo largo de la obra.

En las Figuras 13.22, 13.23 y 13.24, se comparan tres tipos de parapetos en igualdad de condiciones, pero con variantes que hacen que el aspecto de la estructura cambie radicalmente.

La Figura 13.22 muestra un parapeto metálico a todo lo largo de la estructura, con remates de concreto en sus extremos. Desde el punto de vista estético, esos remates de concreto afectan negativamente su apariencia, ya que se sienten aislados del resto de la estructura, tanto por su forma como por el material que los compone, y el parapeto metálico no se siente lo suficientemente anclado en la estructura, por lo que la sensación de seguridad no se consigue.

La Figura 13.23 cuenta asimismo con parapeto mixto. Sus remates, aparte de ser mayores que en la anterior, se integran a la estructura ofreciendo continuidad por el uso del mismo material que compone los estribos y su localización y liga con ellos. En este ejemplo la sensación de seguridad es mayor, por sentirse el parapeto metálico debidamente anclado en la estructura; sin embargo, en un claro corto la sensación de amplitud de la estructura se reduce por no tener continuidad longitudinal.

La Figura 13.24 muestra un parapeto de concreto armado, al igual que la estructura, por lo que la apariencia de sencillez es mayor que en los ejemplos anteriores. El parapeto de concreto tiene continuidad, tanto por el empleo de los materiales de la estructura como por su línea sencilla y continua, sin remates. Consecuentemente, la longitud de la estructura parece mayor que en los casos anteriores. La sensación de seguridad también se acrecenta por el uso del concreto, en lugar de barras metálicas. Con objeto de que sirva para el tránsito de peatones, este parapeto cuenta con un tubo o pasamanos que va a todo lo largo de la estructura, lo que permite, además, reducir el peralte del elemento de concreto.

La elección de un tipo determinado de parapeto ofrece, asimismo, la posibilidad de variarlo con pequeños cambios que ayuden a su apariencia, según cada caso. Tomando como base el parapeto de la Figura 13.24, se analizan tres variaciones sobre el mismo tipo. La primera es un parapeto de concreto con el mismo paño que la estructura, lo que ofrece un peralte en algunos casos excesivo, con relación a la longitud de la estructura.

La Figura 13.25 difiere de la anterior, por una simple incisión a todo lo largo, entre parapeto y estructura, cuya función es acusar su longitud. La Figura 13.26 es más clara, por tener un cambio de paños entre estructura y parapetos. Este caso será óptimo en claros reducidos, ya que el primer plano o parapeto ofrecerá sombra a la estructura, obteniéndose de esa manera una apariencia de mayor esbeltez.

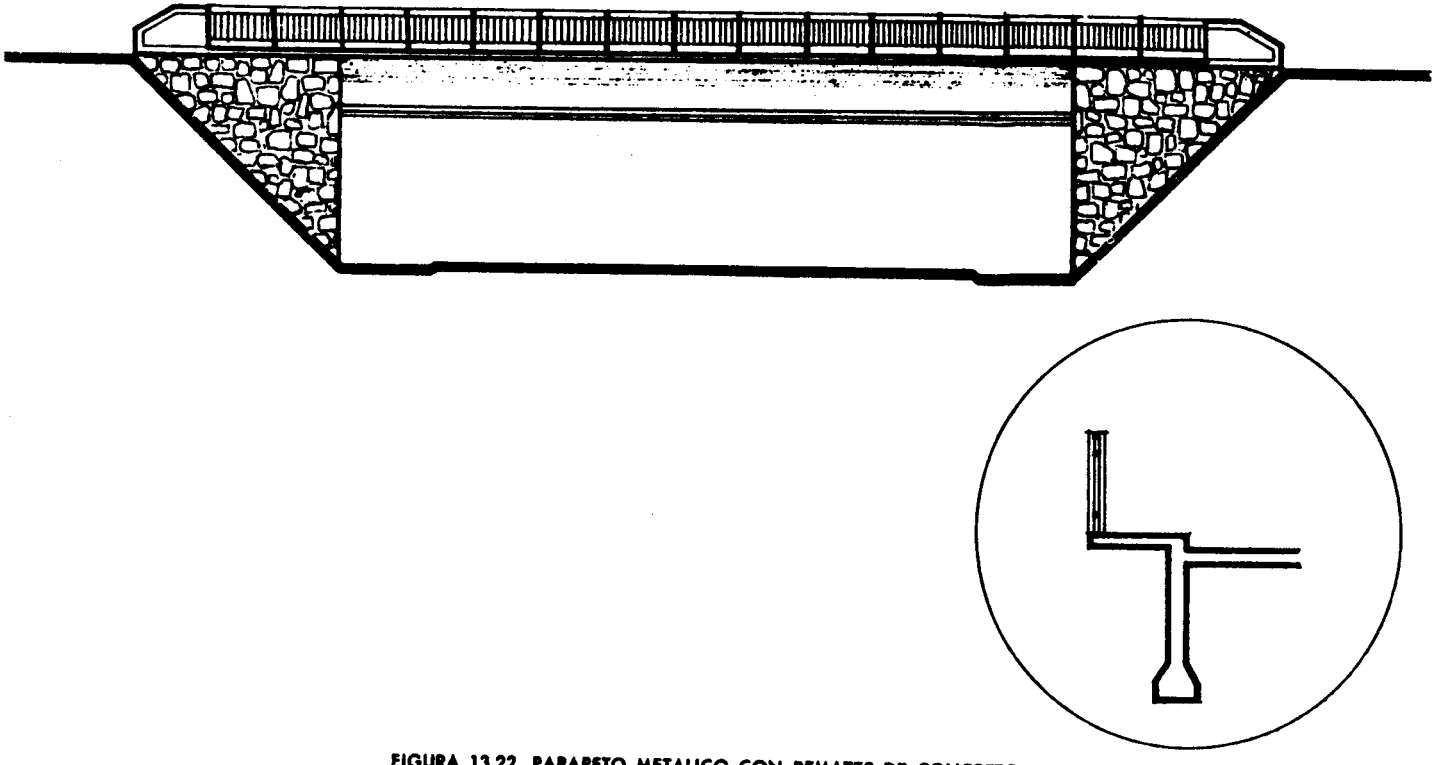


FIGURA 13.22. PARAPETO METALICO CON REMATES DE CONCRETO

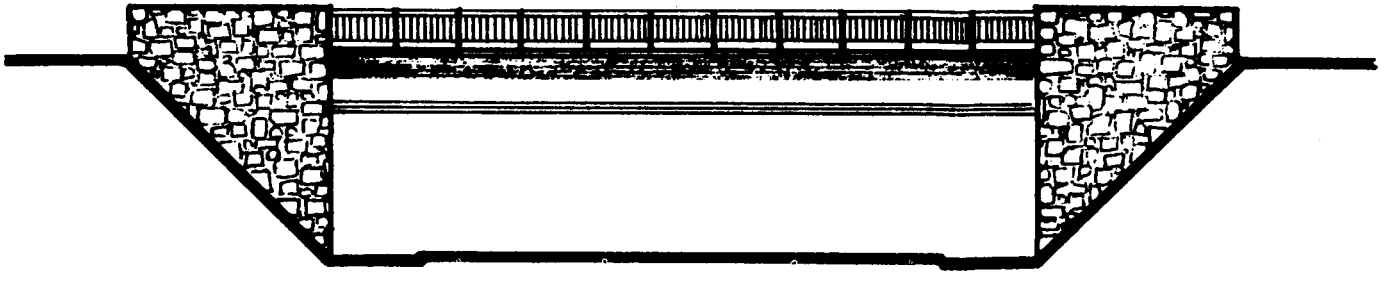


FIGURA 13.23. PARAPETO METALICO CON REMATES DEL MISMO MATERIAL QUE LOS ESTRIBOS

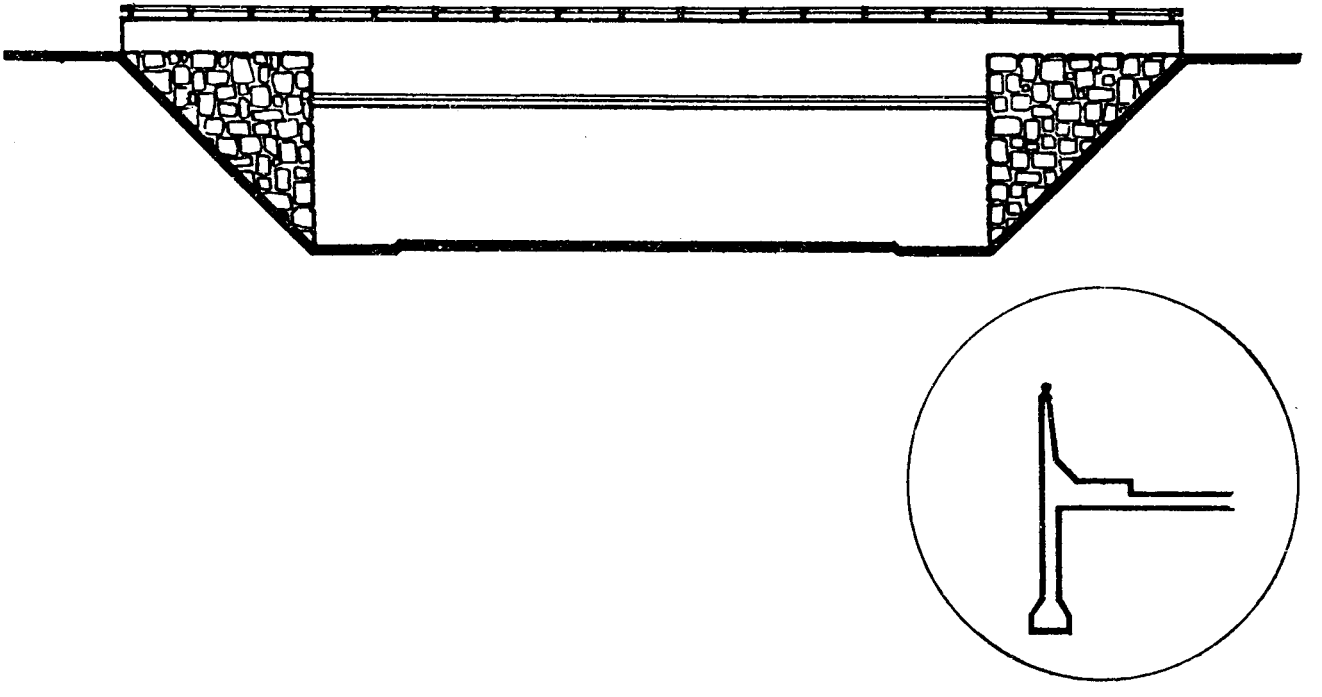


FIGURA 13.24. PARAPETO DE CONCRETO AL MISMO PAÑO QUE LA ESTRUCTURA

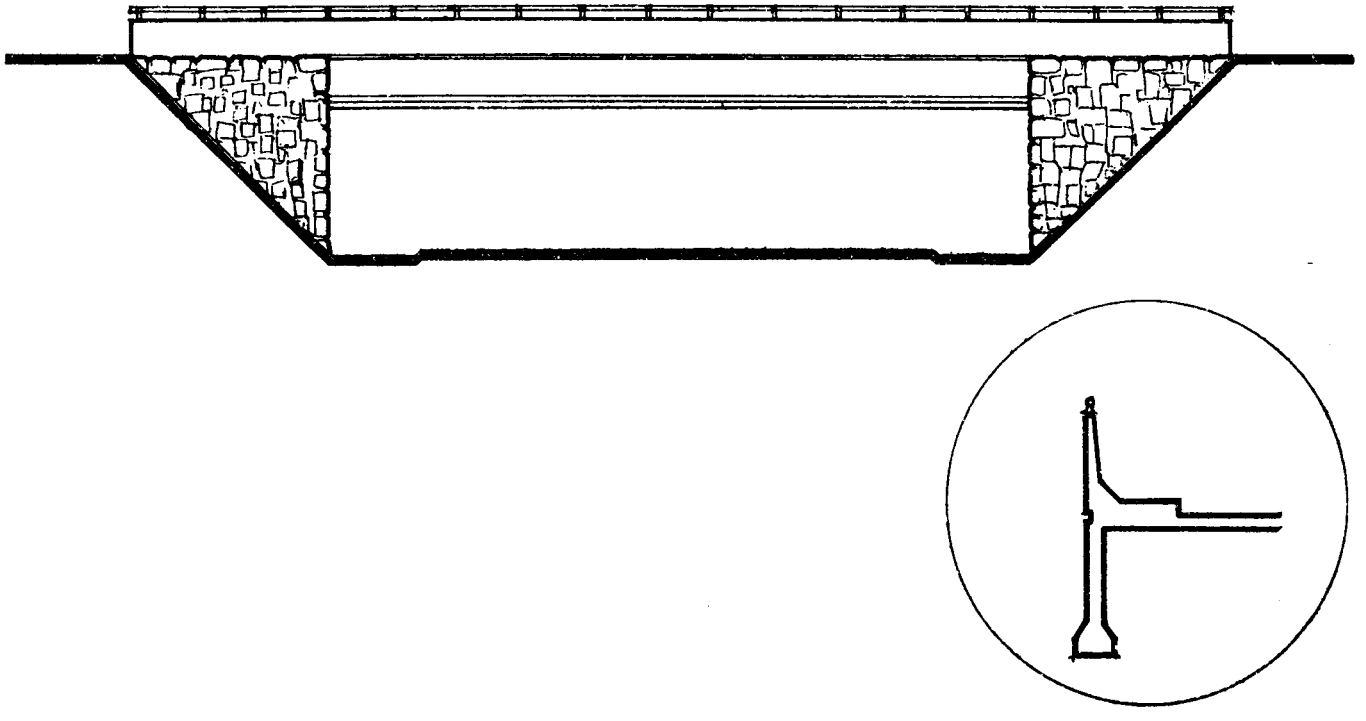


FIGURA 13.25. PARAPETO DE CONCRETO AL MISMO PAÑO QUE LA ESTRUCTURA, CON UNA INCISION QUE SEPARA LOS DOS ELEMENTOS

13.3.2 Estructuras laterales al camino

Las estructuras que se localizan lateralmente y a nivel del camino, como los servicios de estaciones de combustible, casetas de control, restaurantes, y demás instalaciones similares, son importantes desde el punto de vista estético, porque afectan de manera definitiva el aspecto general del camino. Es por esto que debe cuidarse la apariencia de dichas edificaciones, evitando que afecte de manera negativa la del camino.

La ubicación de las instalaciones mencionadas debe seleccionarse sobre la base de su función, y su localización definirá en parte el criterio de proyecto a seguir, de tal forma que, además de llenar los requisitos para su funcionamiento, su apariencia tenga, si es posible, el carácter de la localidad, con lo que el trayecto del camino será agradable, por sentir con mayor intensidad las características propias de las zonas recorridas. El carácter local se puede lograr con la utilización de materiales de la región, en tal forma que las estructuras se integren más fácilmente, lo que se complementará por medio de plantaciones.

Es importante lograr armonía entre estos proyectos y evitar que las edificaciones se destaquen en forma exagerada por sí mismas o por medio de anuncios.

13.3.3 Estructuras no visibles desde el camino

Las estructuras que no son visibles desde el camino tienen también importancia desde el punto de vista paisajista, ya que la buena apariencia de la carretera se debe tener tanto dentro como fuera de ella, permitiendo que los habitantes de la zona obtengan una impresión favorable de la obra.

La construcción de un camino generalmente trae beneficio a las zonas que atraviesa, pero al mismo tiempo causa ciertos trastornos, tanto físicos como estéticos. Es por ello que se debe tratar de eliminarlos o disminuirlos, por medio de proyectos en los que se tome en cuenta este aspecto y no únicamente la solución específica del funcionamiento del camino. Al proyectar una obra con un presupuesto determinado se debe tender a que ésta sea estética, sin que por ello su costo varíe.

Dentro de este grupo de estructuras que no son vistas desde el camino se incluyen especialmente los pasos inferiores, sean éstos para alguna vía de comunicación o bien para pasos de peatones e inclusive de ganado. Existen también algunas estructuras, como alcantarillas, puentes y acueductos, cuya función es permitir el paso bajo el camino de alguna corriente de agua. Estas estructuras ameritan también la obtención de soluciones estéticas, pues siempre habrá algún punto desde donde sean visibles.

13.3.4 Obras auxiliares

La existencia de las obras menores o auxiliares, como son lavaderos, cunetas, muros de alcantarillas y bordillos, tiene también influencia en la apariencia general del camino, por lo que se debe procurar el aspecto estético de ellas y reducir su notoriedad, disminuyendo así artificialidad al camino. Al lograr que las obras sean menos notorias, se resuelve en parte el problema de la destrucción que causan las erosiones (Figura 13.27).

En el caso específico de los lavaderos, es necesario solucionar su anclaje al terraplén, ya que si se construyen una vez terminada la carretera, surgen

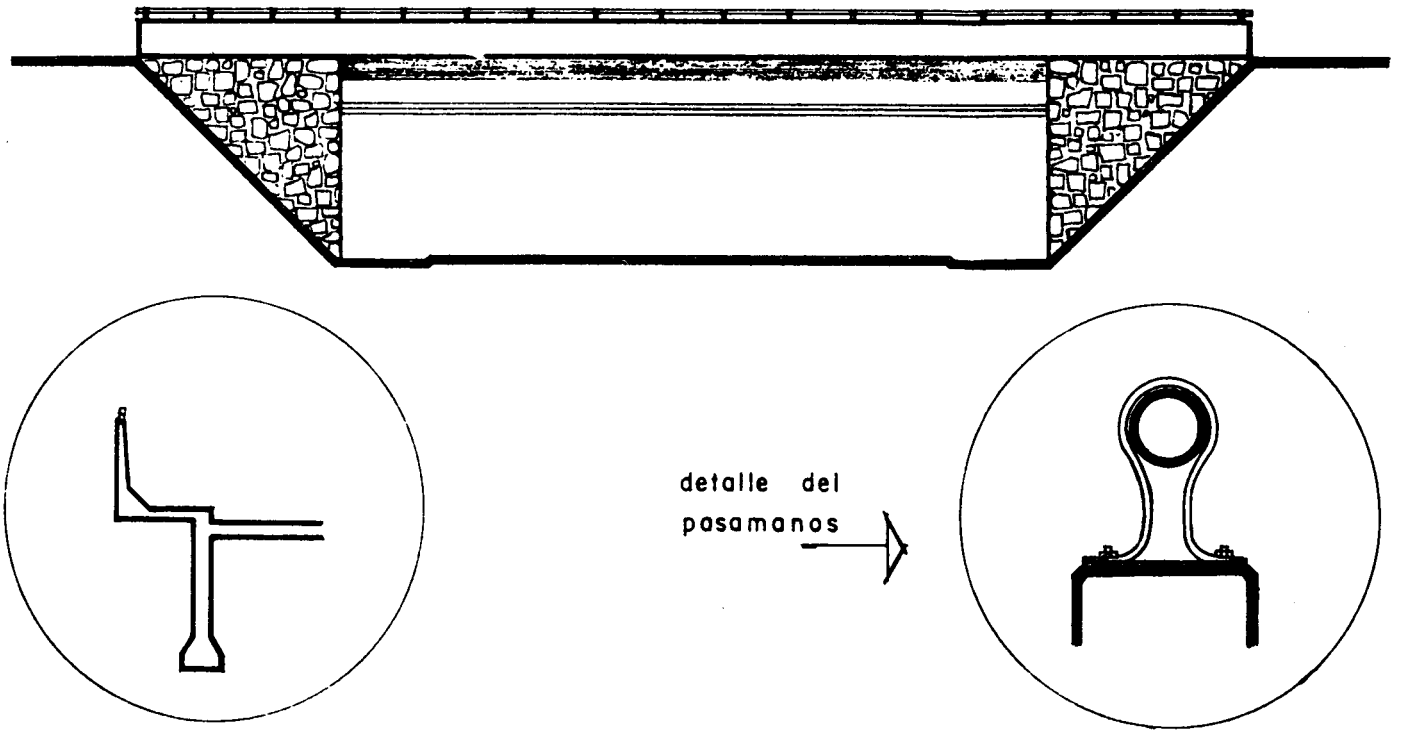
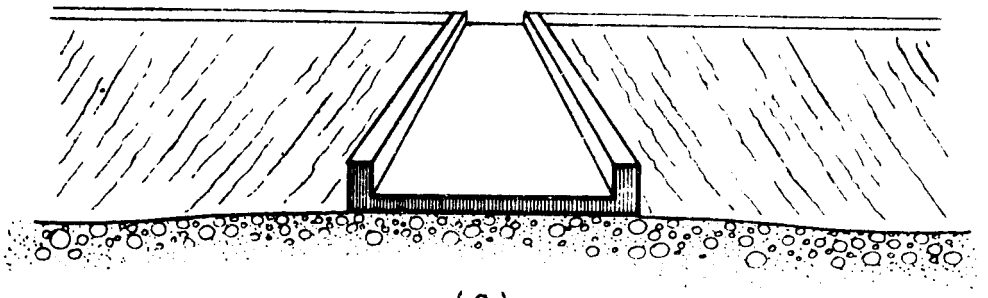
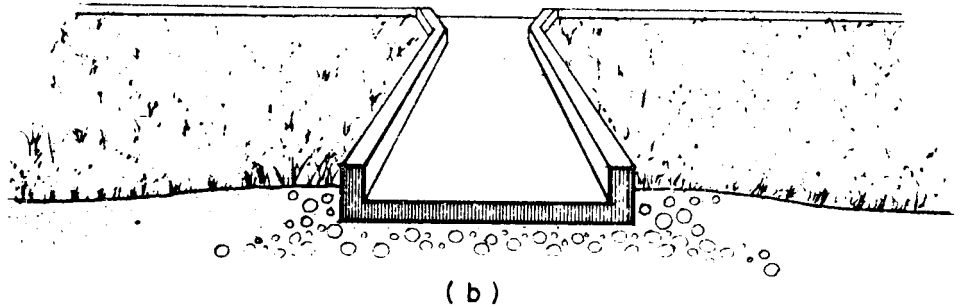


FIGURA 13.26. PARAPETO DE CONCRETO COMO PRIMER PLANO, OBTENIENDOSE SOMBRA SOBRE LA ESTRUCTURA



(a)

La sección transversal de un lavadero en el ejemplo (a) tiene un aspecto de artificialidad además de estar expuesto a la erosión por lo que se debe proteger, ejemplo (b)



(b)

FIGURA 13.27. PROTECCION DE LAVADEROS

problemas derivados de los movimientos diferenciales entre lavadero y terraplén, lo que ocasiona agrietamientos en aquél y erosiones en éste, con las consecuencias correspondientes. Es conveniente considerar también que el nivel del acotamiento donde se construya un lavadero, debe tener una ligera variación de pendiente que encamine el agua hacia él, complementando esto con un cambio de alineamiento en la guarnición o bordillo, formando un abanico hacia el lavadero (Figura 13.28).

Al propiciar que la vegetación llegue a la guarnición, ésta se hace menos notoria integrándose el camino al terreno, perdiendo artificialidad (Figura 13.29).

Las bocas de alcantarillas pueden tener mejor apariencia, al ser menos notorias, si los muros de cabeza y los aleros se proyectan con la misma pendiente que el talud, en vez de ser verticales (Figura 13.30).

El aspecto de las cunetas y las contracunetas es también importante en la apariencia general del camino, mejorando éste cuando su trazo sigue la pendiente del terreno, evitando contrapendientes que hacen suponer una colocación arbitraria. Es especialmente importante la localización y pendiente de la zona de descarga, pues cuando no se sigue la dirección general de las curvas de nivel en el terreno se tiene mala apariencia.

13.3.5 Criterio en préstamos de material

La excavación de préstamos de material para la construcción de carreteras es casi siempre indispensable; sin embargo, es uno de los factores que más perjudican la apariencia de los caminos, por ser los préstamos perturbaciones que ofrecen un aspecto de destrucción a lo largo de las carreteras. Por ese aspecto de destrucción es que su proyecto amerita análisis específico, con el fin de mejorar su apariencia.

En particular, los préstamos laterales son los que más afectan la apariencia de los caminos, además de que presentan, entre otros, los siguientes problemas:

Falta de seguridad para los vehículos que accidentalmente abandonen la carretera, pues el impacto de la colisión será mayor, por la profundidad del préstamo. Este peligro es aún más grave cuando se trata de zonas lluviosas y terrenos impermeables, en que los préstamos se inundan, dando lugar a un riesgo adicional.

El estancamiento del agua en los préstamos los convierte en lugares insalubres, facilitándose el desarrollo de plagas que pueden afectar tanto a la población de la zona como a los usuarios del camino.

Por las razones expuestas es conveniente estudiar cuidadosamente el proyecto de los préstamos laterales, ya que, aun desde el punto de vista económico, algunos resultan incosteables, sobre todo en el caso de una ampliación del camino en un lapso previsible.

La localización de los préstamos está supeditada, tanto a la calidad de los materiales requeridos para la construcción del camino como a los acarreos hasta el punto de destino del material; sin embargo, tomando en cuenta las consideraciones señaladas, debe procurarse, siempre que sea posible, localizar los préstamos en los sitios menos visibles desde el camino.

Desde el punto de vista estético es mejor atacar un préstamo de grandes dimensiones que hacer préstamos continuos de tamaño reducido. Un solo préstamo es más fácil de disimular por medio de un tratamiento adecuado y con el uso de plantaciones y otros artificios ópticos.

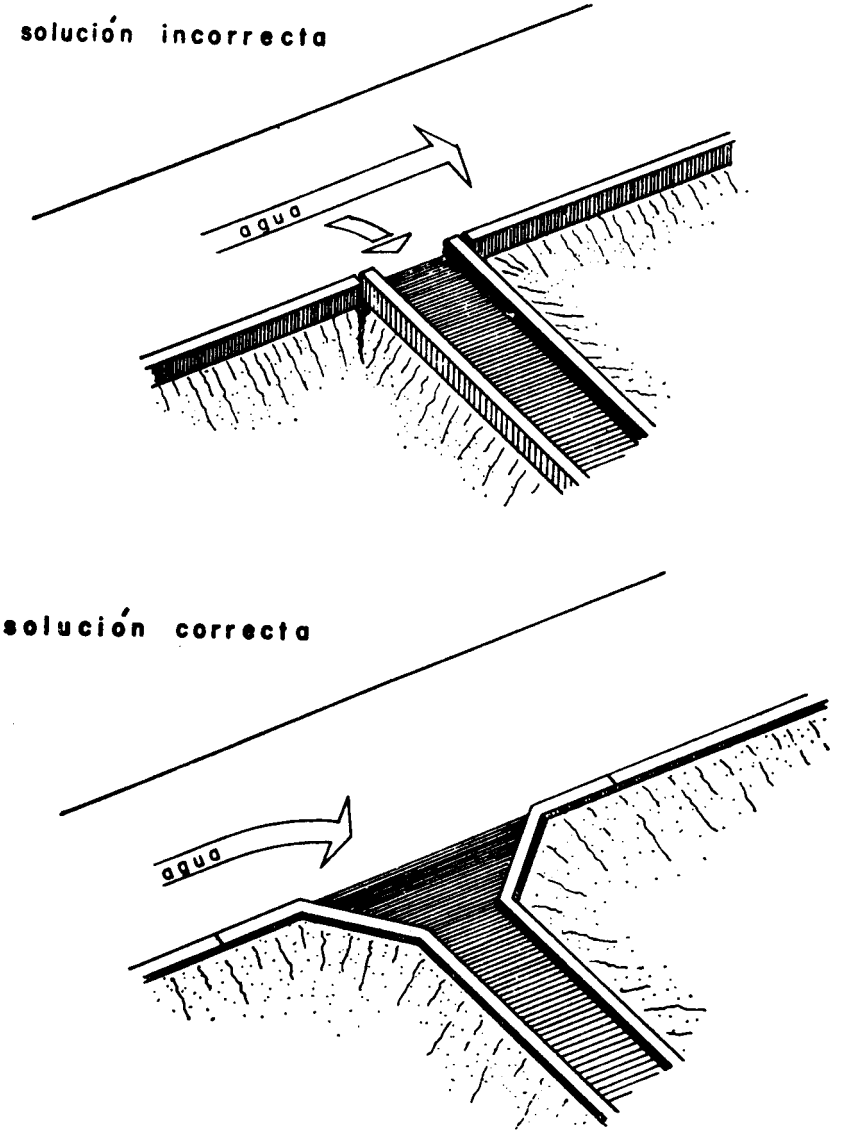


FIGURA 13.28. BOCA DE LAVADEROS

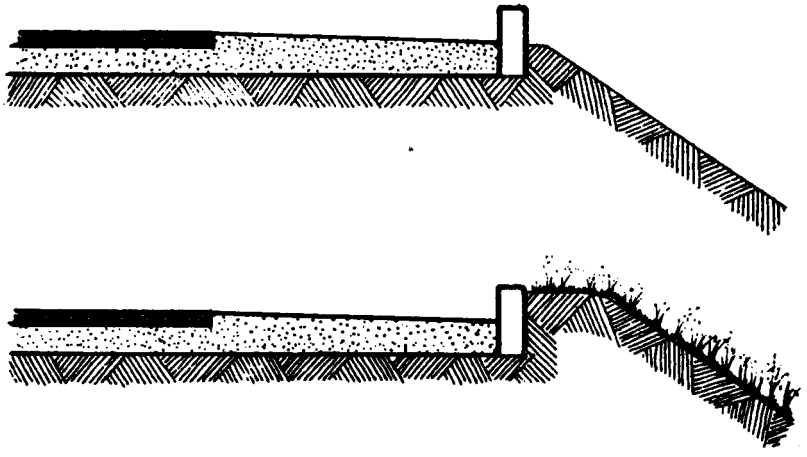


FIGURA 13.29. VEGETACION JUNTO A GUARNICIONES O BORDILLOS

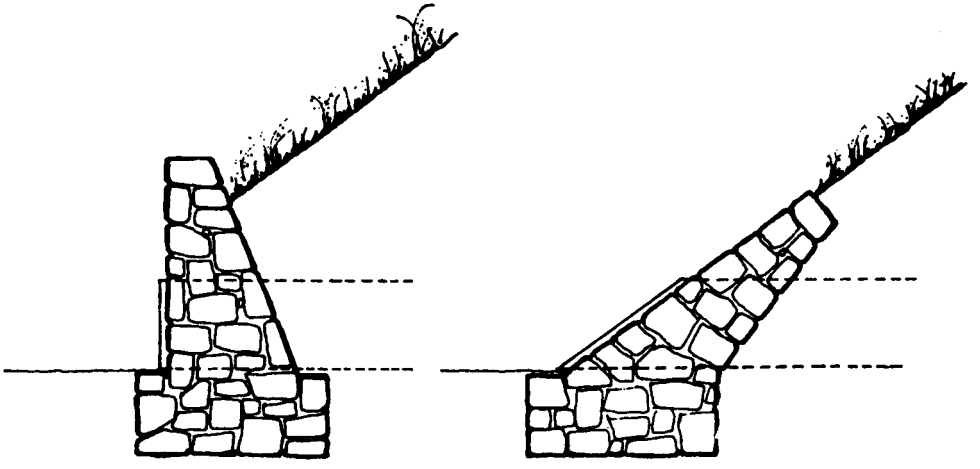


FIGURA 13.30. BOCAS DE ALCANTARILLAS

Al proyectar los préstamos de material debe especificarse claramente, tanto su localización, dimensiones y forma, como su acabado, para lograr una buena apariencia, lo que puede obtenerse si se proyecta con taludes de pendiente suave, evitando las líneas rectas. El material producto del despalme se debe almacenar y posteriormente vaciarlo en los puntos cuyo aspecto sea más crítico al verlos desde el camino, permitiendo en esa forma que la vegetación prospere.

Existen casos de construcción de grandes préstamos, previniendo su inundación como almacenamiento de agua para uso agrícola, presas o jagüeyes, o bien con fines recreativos cuando existe la posibilidad de abastecimiento de agua corriente.

13.3.6 Zona del derecho de vía

El tratamiento de las zonas del derecho de vía tiene gran importancia en la apariencia general del camino, por lo que es conveniente que se siga el criterio expresado a continuación.

En términos generales, se requiere que estas zonas se encuentren libres de todo desperdicio de materiales de la construcción del camino, así como de obstáculos como los descritos en los incisos anteriores.

La limpieza del derecho de vía comprende dos etapas principales:

Limpieza mayor, la que se debe efectuar antes de iniciarse la construcción del camino. Cuando existen numerosas rocas sueltas cuyo movimiento implique un costo excesivo, se pueden acumular en algún sitio adecuado, no muy cercano al camino, y posteriormente cubrirlos con algún otro material, preferentemente tierra vegetal, evitando así que su apariencia sea de desperdicio, ya que la tierra permitirá que la vegetación prospere y su aspecto parezca natural. Cuando la construcción de la carretera interfiera con algún otro camino y queden tramos de carpeta abandonados, es muy importante proceder a levantarlos, ya que, además de su mal aspecto, en algunos casos se presta a confusiones sobre el desarrollo del camino.

La limpieza menor, o de acabado, es la que se realiza una vez que el camino se encuentra pavimentado y estén terminadas las obras menores, como guarniciones, cunetas y lavaderos. En esta limpieza se extraerán los desperdicios y excedentes de la construcción y se nivelarán las zonas perturbadas.

Al efectuar la limpieza se debe tener cuidado de no destruir la vegetación existente, ya sean árboles, arbustos o pastos, pues éstos ayudan a que los suelos sean más estables, además de servir de base a las plantaciones que se efectuarán inmediatamente después de terminada dicha limpieza.

13.4 ECOLOGIA EN EL TRATAMIENTO DE ZONAS ADYACENTES AL CAMINO

El tratamiento con vegetación de las zonas adyacentes al camino debe en esencia, tratar de imitar a la naturaleza cuando ésta la restablece en sitios perturbados. Las perturbaciones naturales que han ocurrido siempre incluyen hechos como el desgajamiento de un árbol con raíces y parte de suelo, la formación de médanos y dunas y fenómenos como fallas y deslizamientos en las pendientes naturales.

La construcción de un camino, los cortes, drenaje, pavimentación, explotación de bancos de material y otras actividades similares implican, desde luego, una perturbación del sitio. Un corte puede exponer un manto rocoso con muchos problemas para ser tratado con vegetación.

Es necesario estar conscientes de la importancia de tratar esas zonas perturbadas a todo lo largo del camino.

Si se examinan algunos principios ecológicos o sea la forma en que la naturaleza trata los sitios perturbados, puede verse con mayor claridad la manera de llevar a cabo esta tarea. A continuación se tratarán algunos de los principios más importantes.

13.4.1 Clima y sitio

Diferentes clases o grupos de plantas crecen en diversas partes del mundo. Les ha tomado tiempo establecerse, se dice que se han adaptado. Los primeros agrupamientos se han hecho por razón de los climas. El clima implica principalmente temperatura y humedad. Después del clima los agrupamientos se hacen en virtud del sitio. El sitio está determinado por numerosos factores, incluyendo el suelo, la elevación, el drenaje, la orientación, la distribución del agua, el calor, la luz, los minerales y demás.

De acuerdo con la temperatura se tienen los grupos de plantas familiares, que son llamados tropical, templado y ártico (Figura 13.31).

Cuando se considera la humedad, los grupos comienzan con los húmedos y llegan a los áridos, tales como forestas lluviosas o pantanosas, bosques, matorrales, sabanas, pastizales y desiertos (Figura 13.32). Para cada sitio de un clima particular, por lo general se usa un término de doble descripción, como tierra de pastos tropicales, foresta templada y otras combinaciones.

Parece evidente que la elección de plantas tropicales para una zona templada está equivocada, pero una elección debe ser analizada mucho más allá de los grupos generales. Algunas plantas de clima templado, como pastos y leguminosas, funcionan bien en zonas de clima tropical. Una planta, para ser útil en un sitio determinado, necesita ser tolerante a las temperaturas locales.

La irrigación y el drenaje se usan para modificar la cantidad de agua prevaleciente. La irrigación es particularmente importante en el período de establecimiento de las plantas. El drenaje se puede usar para variar las condiciones locales en un sitio con pobre permeabilidad, mejorando ésta. Pero para casi todos los caminos, las plantas deben ser escogidas de tal manera que funcionen correctamente en el régimen natural de aguas.

13.4.2 Sucesión

La naturaleza provee de vegetación a sitios perturbados, en forma de serie ordenada. A esto se le llama sucesión. Al final del proceso de sucesión se le llama clímax.

Cuando la perturbación se lleva a cabo, la serie ordenada retrocede. A esto se le llama regresión. Las primeras plantas invasoras en un sitio perturbado son por lo general anuales, las cuales son subsecuentemente reemplazadas por plantas herbáceas perennes, usualmente pastos, que a su vez son reemplazados por plantas de tipo leñoso como rosales silvestres, zarzas

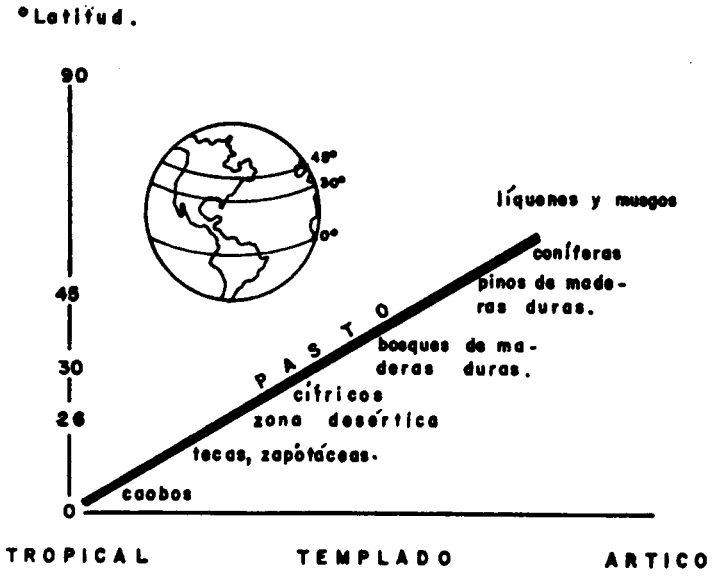


FIGURA 13.31. TIPICA CUBIERTA VEGETAL

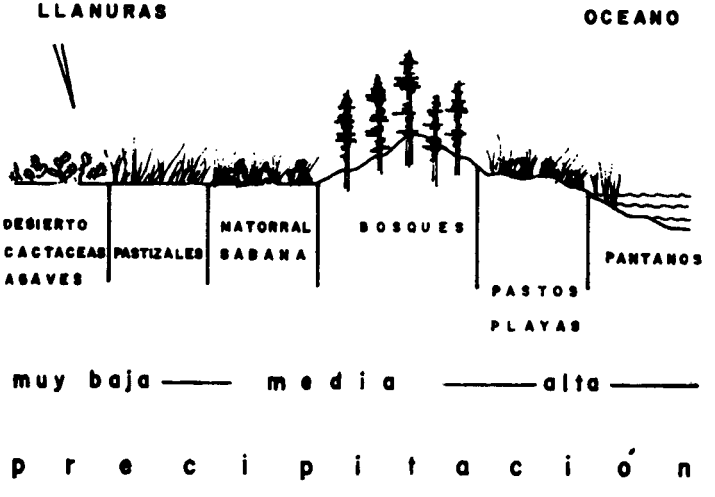


FIGURA 13.32. GRUPOS DE PLANTAS DE ZONAS DESERTICAS A HUMEDAS

y después arbustos. Donde las condiciones de agua son adecuadas, los árboles constituyen la etapa final o clímax (Figura 13.33).

La experiencia muestra que generalmente es más fácil tener éxito en el establecimiento de plantas para proteger un terreno perturbado, si las plantas usadas son de bajo orden de sucesión, en vez de grandes plantas. Esto es bueno porque los pastos generalmente son deseados como base y son bajos en el orden de sucesión. Por ello, el mantenimiento del sitio debe ser dirigido en tal forma que el desarrollo de sucesión no prospere, siempre y cuando sean pastos lo que se desea. Las zarzas y arbustos deben sacarse o el pasto se perderá en la serie sucesiva del área.

Para asegurar una cubierta permanente de pastos, es generalmente deseable empezar con pastos anuales o temporales, aunque se desee finalmente un pasto perenne. Se usa el término amadrinar cuando se siembra el anual primero, o también cuando se desarrolla una cubierta vegetativa protectora, conformando un orden natural de sucesión.

En muchos casos se siembra pasto inglés *rye grass* junto con pasto bermuda. El inglés prospera rápidamente, aunque posteriormente es el bermuda el que dominará. El inglés en este caso proporciona inmediata estabilidad, aunque el bermuda lo hará en forma permanente cuando se desarrolle. Siempre debe aprovecharse el principio de sucesión para obtener el final deseado.

13.4.3 Clímax

Es el balance natural entre las plantas de la comunidad y los minerales existentes, por el que se logra una relativa estabilidad natural.

Un grupo característico de plantas ocupará un sitio y permanecerá relativamente estable. Lo que se desea hacer al tratar una zona adyacente al camino, es asegurar el más próximo acercamiento a este nivel de estabilidad en el período más corto que sea posible, ya que la naturaleza por sí sola tomaría largo tiempo en hacerlo.

Generalmente es verdad que las plantas rústicas nativas se adaptan mejor al clima y suelo locales que las plantas introducidas. Las nativas ya se han aclimatado en los lugares que ocupan.

Existen algunas notables excepciones en esto, como el pasto bermuda, que en muchas zonas de nuestro país se desarrolla como nativo, manteniéndose a base de competencia natural. Para el más alto grado de establecimiento en el tiempo, las plantas nativas o aquellas que actúan como tal, son las mejores elecciones.

13.4.4 Tolerancia

Las plantas tienen límites en las situaciones en que pueden desarrollarse. Esto es generalmente llamado límite de tolerancia. Para cualquier factor ambiental, cualquier planta particular tiene un mínimo y un máximo grado de tolerancia a dicho factor. Una planta puede tolerar estrechos límites entre necesidades mínimas y máximas y estar restringida al límite más bajo del factor; otra puede ser más ampliamente tolerante, mientras que una tercera puede ser de límites estrechos y confinada al más alto grado de este factor (Figura 13.34).

El calor, la luz, la humedad, los minerales, el oxígeno, el carbón y la acidez del suelo, son algunos de los factores involucrados. Cuando un factor

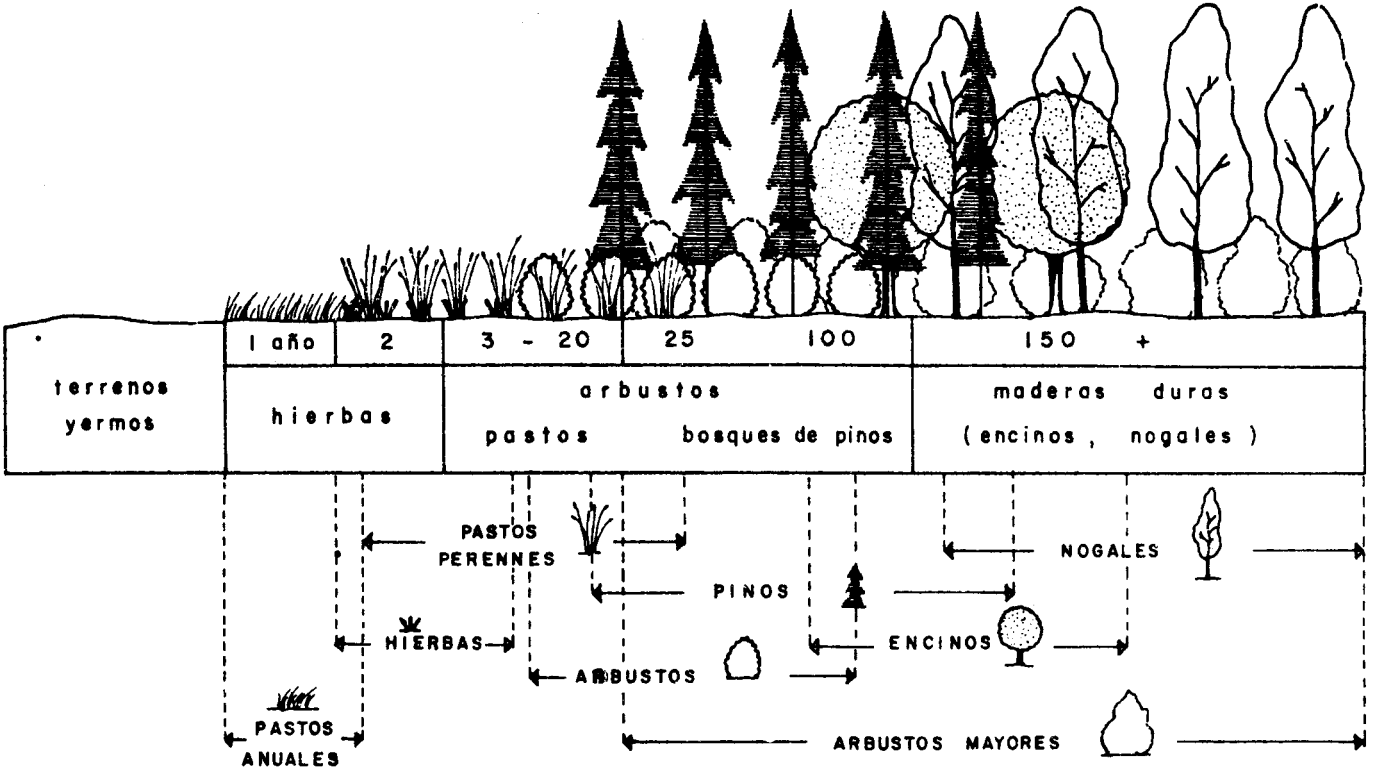


FIGURA 13.33. ETAPAS DE SUCESION VEGETAL NATURAL

se acerca al nivel limitativo, tenderá a hacer que la tolerancia de la planta para otros factores sea más reducida.

La tolerancia puede ser ilustrada por la fertilidad. Algunas plantas tienen reducidos límites de fertilidad, como el *centiped grass,* que crece con niveles relativamente bajos de fertilidad en el suelo y que si se intenta incrementarlos mediante fertilizantes, algunos de los elementos de éstos matarán a la planta. Por otro lado, un pasto, como alguno de la gran variedad de bermuda, requiere más fertilidad en el suelo para crecer que el *centiped grass* y responde a una amplia serie de crecientes incrementos de fertilidad aplicada, especialmente nitrógeno.

Se observa en algunos cortes y taludes de caminos que durante la primavera y el verano crecen algunas plantas que mueren en el invierno. La causa básica es la sequía. Algunos experimentos muestran que las plantas débiles pueden desarrollarse por medio de fertilizantes. Cuando se fertilizan las siembras adecuadamente, germinan y se desarrollan satisfactoriamente, ampliando su tolerancia a la interacción del agua y los fertilizantes. Las plantas desarrollan un sistema de raíces de extensión suficiente, formando un estrato húmedo que les permite sobrevivir.

Muchos pastos sembrados a lo largo de los caminos han muerto por la sequía; sin embargo, en muchos casos un fertilizante y no sólo el agua, los hubiera salvado.

Es necesario escoger plantas para el tratamiento de las zonas adyacentes a los caminos, cuyos límites de tolerancia sean suficientes en las condiciones prevalecientes en el sitio específico, o bien plantear técnicamente su mantenimiento. Mantener un nivel fértil artificial para las plantas que no tienen los límites de tolerancia lo suficientemente amplios para las condiciones naturales, puede llegar a ser costoso y prolongado.

13.4.5 Ciclos minerales o fértiles

Las plantas utilizan diversos elementos químicos. Cuando todos los elementos necesarios existen en abundancia, pero sin exceso y la reacción del suelo es adecuada, la tierra se llama fértil. Si algunos elementos no son suficientes se llama pobre. Donde el suelo es pobre, se cambia agrícolamente con la adición de fertilizantes, lo cual no es sino cambiar los componentes minerales del suelo, ajustándolos al nivel de tolerancia de la planta que se va a cultivar. La agricultura moderna se basa en el uso continuo de fertilizantes.

La naturaleza mantiene cubiertos de plantas muchos sitios sin la adición artificial de los fertilizantes; ha reunido los elementos necesarios lentamente, los ha acumulado en el suelo a través del crecimiento y descomposición de las plantas, acompañados por cambios de sucesión a lo largo del tiempo y ha creado un suelo propicio para la vegetación existente. Un sitio natural, con una flora más o menos estable, continuamente está reuniendo y devolviendo al suelo los elementos necesarios, tan rápidamente como se necesitan y en las cantidades requeridas.

La mayoría de los sitios perturbados, con el paso del tiempo, producirán la misma clase de flora que existe en la zona. Generalmente estos sitios no presentan suelos adecuados. Cuando más drástica es la perturbación, más lejana será su restauración natural. Cuando los elementos minerales son reducidos o excesivos, los suelos que los contienen se clasifican como pobres. En general, estas condiciones pueden corregirse rápidamente con

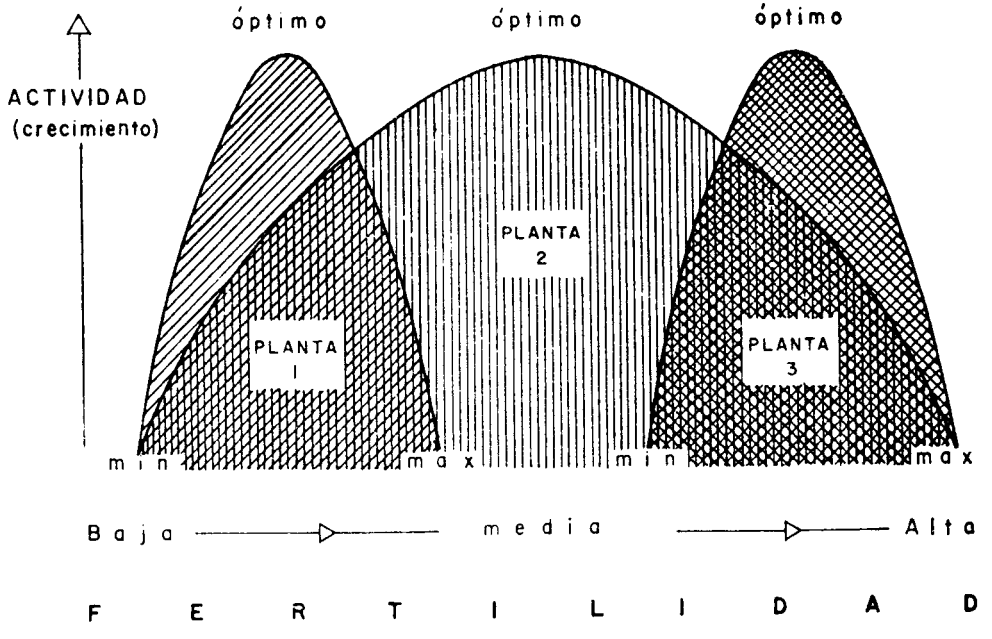


FIGURA 13.34. DIFERENTES INDICES DE TOLERANCIA EN LAS PLANTAS

los fertilizantes apropiados. La acidez puede ser neutralizada y el proceso natural quedará a cargo del tiempo. Pero si el nivel de un elemento necesario es muy bajo, requerirá muchos años la creación de las condiciones que aseguren la estabilidad de la cubierta vegetal. Esto es particularmente cierto en las pendientes, donde la pérdida del fertilizante aplicado puede ocurrir debido a desplazamientos por gravedad, escurrimientos, volatilización y fijación. En estos casos es impráctico suministrar todas las cantidades de fertilizante que se supongan adecuadas para los años sucesivos, ya que lo que pudiera llegar a adherirse a las plantas del año corriente y suponiendo que no se descomponga, no será aprovechable en los años subsecuentes.

Los fertilizantes deben ser aplicados hasta que los ciclos naturales y el nivel de suministro sean adecuados para la etapa sucesional deseada, condición necesaria para que el establecimiento se logre.

La elección de las plantas juega también un papel importante en el régimen de fertilidad. Las que presentan amplios límites de tolerancia, llegando hasta el punto más bajo de la serie, tienen mayores posibilidades de éxito sobre un largo período de tiempo que aquellas especies que requieren grandes aplicaciones anuales de fertilizantes. Nuevamente, las plantas rústicas del área, o las que actúan como tal, tienen los mejores límites de tolerancia.

13.4.6 Suelos

Las plantas se adaptan a diferentes tipos de suelos, dependiendo de sus tolerancias y de las propiedades de aquéllos. Algunas crecen mejor en suelos ácidos, otras en suelos alcalinos, algunas en arcillosos y otras en arenosos.

Los suelos varían en su capacidad de retención del agua y este factor puede ejercer una profunda influencia en la producción y tipo de planta que allí pueda desarrollarse. Bajo condiciones naturales un material se clasifica por su capacidad de retención de agua y por su fertilidad, dando un índice de productividad. Las arenas tienen un índice reducido, pero con un 20% de arcilla y aluvión, presentarán condiciones suficientes para permitir la vida y estas condiciones existen en la mayoría de los sitios naturales. Se debe, asimismo, anotar que hay un cambio sucesional en el tipo de plantas que se desarrollan en forma natural en los suelos que difieren en su proporción de aluvión y arcilla.

Por lo tanto, es muy importante en suelos arenosos la elección de plantas resistentes a la sequía.

La exposición a los elementos naturales, principalmente al sol, influye y controla el tipo de vegetación que se desarrolla mejor en un sitio determinado. Un corte en un camino que corre de norte a sur puede tener un tipo específico de pastos en la exposición oriente, que podría no ser mantenido en la exposición contraria. Las diferencias en el microclima entre una y otra exposiciones, llevaría a pensar en diferentes soluciones para un costado y otro. En el hemisferio norte, por lo general, las exposiciones al noroeste son las más difíciles.

13.4.7 Establecimiento

La naturaleza provee de medios para que algunos tipos de plantas prosperen durante la primavera y en la temporada de lluvias, aun en los

terrenos más difíciles, tales como cortes y terraplenes; pero la sequía, la fertilidad y los movimientos mecánicos de la superficie pueden destruir este resurgimiento.

El suelo de la superficie es removido por gravedad, por hielo y deshielo y por deslaves. El suelo, las semillas y las plantas simplemente descienden. En la Figura 13.35, se ve cómo el material de la superficie cae a la base del corte, donde se acumula y llena la cuneta. Cuando se logra la estabilidad en la base, la vegetación se inicia, permitiendo mayores acumulaciones y lográndose un nivel más alto, como una lenta pero continua mejoría en la estabilidad, creciendo la vegetación de abajo hacia arriba. Este método natural ha sido utilizado para proteger algunos terraplenes.

La acumulación del deslave en la base de los cortes comunmente azolva la cuneta, por lo que necesita ser removida, si la erosión continúa. Sería conveniente considerar tal estabilización natural desde las fases de proyecto y construcción del camino, cuando sea posible; lo cual podría lograrse dejando un espacio de reserva entre la cuneta y la iniciación del talud del corte.

La estabilidad mecánica de la superficie es necesaria para que prospere la vegetación. Las plantas por sí mismas no sostendrán un sitio que es mecánicamente inestable. En taludes escarpados la estabilidad de la superficie generalmente se mejora por medio de una cubierta, ya sea de paja, heno o similar. En algunos casos es preferible no preparar el talud para sembrar especies vegetales, pues el resultado puede ser negativo.

13.4.8 Material de cobertura

La naturaleza protege de manera espontánea a las plantas, principalmente de la sequía y de otros agentes externos que la perjudican, como la lluvia torrencial y el granizo, mediante una cubierta como la que forman las hojas desprendidas de los árboles. La cubierta, además de proteger lás semillas y las plantas incipientes, propicia un buen desarrollo de éstas, debido a que ayuda a mantener la humedad en los suelos disminuyendo la evaporación del agua. Asimismo, con el tiempo se descompone, proporcionando materia orgánica que ayuda al desarrollo de los vegetales. Es por esto que la elección del material de cobertura, para una especie determinada, debe ser el indicado con objeto de que ayude orgánicamente a la planta.

Existen algunas plantas que exigen suelos ácidos; por lo tanto, el tipo de cubierta empleado deberá corresponder a estas características, como son la tierra de hojas, la turba, la materia vegetal en descomposición y las hojas de ocote.

En zonas templadas o calurosas se puede ahorrar considerablemente en riego y en trabajo, con el uso de materiales de cobertura, tales como paja, heno, aserrín, viruta de madera, cortezas, hojas, olotes o cualquier material similar, compuesto de materia orgánica.

Cuando se trabaja en zonas calizas es mejor utilizar materiales de cobertura que se descompongan lentamente, como el aserrín o la corteza, o quiza alguno inorgánico, como la piedra pómez o el carbón en polvo.

Estos dos últimos, cuando se incorporan al suelo calizo después de haber servido como cubierta, quedan allí aligerando el suelo.

La acumulación del suelo con vegetación prospera en la parte baja, subiendo progresivamente hasta estabilizarse.

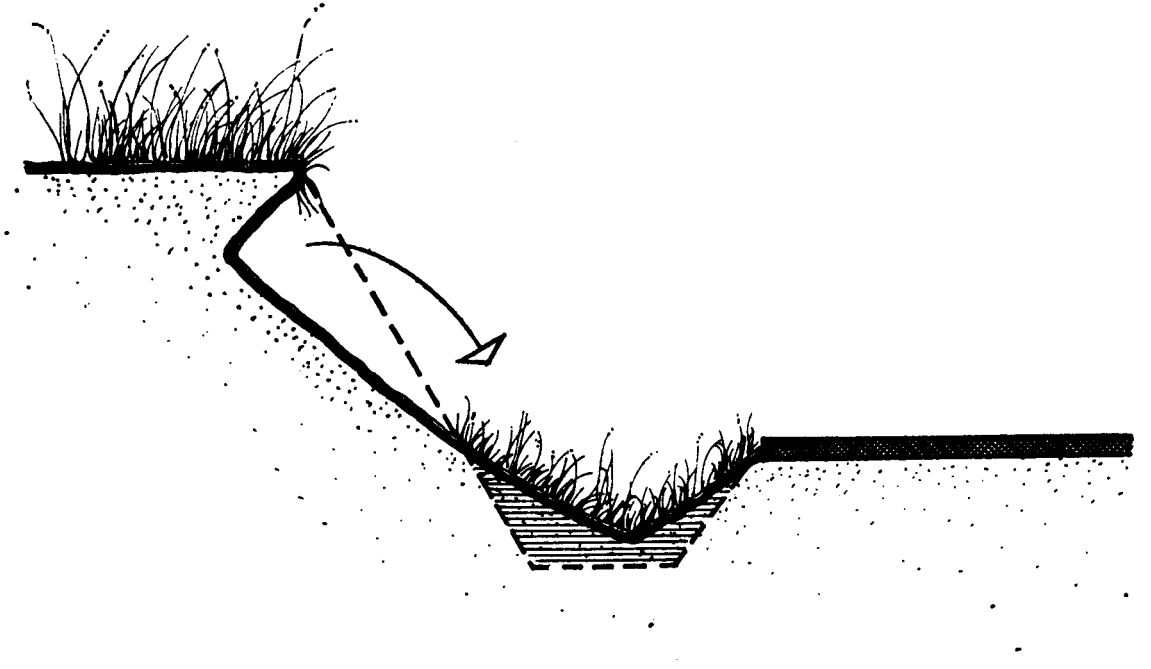


FIGURA 13.35. CORTE SIN NINGUN TRATAMIENTO VEGETAL

En suelos de arena suelta, la paja y la turba son benéficas porque ayudan a aumentar la capacidad de retención de la humedad.

Las semillas al germinar tienen hojas pequeñas, que no sobrepasan una cubierta espesa y las plantas deben tener luz tan pronto como germinan; por lo tanto la cubierta, para ser efectiva, debe proveerse en cantidad suficiente para proporcionar estabilidad a la semilla y a las plantas, pero también ser lo suficientemente ligera para que reciban luz y se desarrollen debidamente.

Los diferentes materiales de cobertura tienen diversas características y deben ser aplicados en las proporciones requeridas en cada caso, tratando de lograr una distribución uniforme y dejar algo de suelo visible a modo de enrejado o celosía.

Para sembrar una zona con plantas nativas es conveniente emplear paja de esas mismas plantas. Esto se hace usualmente en el otoño, y se fertiliza en la primavera, cuando ya se llevó a cabo la germinación.

13.4.9 Paisaje

A los cortes, terraplenes y bancos a lo largo del camino, es muy conveniente dotarlos de una cubierta vegetal para protegerlos de la erosión y al mismo tiempo darles buen aspecto.

Es relativamente fácil proteger una zona con plantas, esparciendo semillas, así como hacer una selección razonable de las plantas si se cuenta con sitios mecánicamente estables, en los que se pueden aplicar generosamente cubiertas, agua y fertilizantes. En el curso del tiempo habrá cambios en los tipos de plantas, dependiendo de la elección inicial de las mismas, su cantidad, su conservación y los factores ecológicos. Estos cambios pueden tender hacia el clímax o pueden ser una regresión hacia un orden de serie más bajo. Mientras la regresión no dé lugar a erósión o, en el sentido del clímax, dé lugar al desarrollo de árboles que impliquen peligro al tránsito, no importa si cambian los tipos de plantas. Estos cambios llevarán hacia una situación más estable que la inicial, por lo que el movimiento debe ser planeado y apoyado, obteniéndose así un paisaje natural.

13.4.10 Sumario

Al examinar los sitios a lo largo de los caminos, se encuentran por lo general suelos pobres con una amplia variedad de características físicas y químicas. Las áreas más críticas tienen problemas de estabilidad superficial y algunas veces orientaciones que cambian el clima local de un lado al otro del camino.

Se deben elegir plantas nativas o adaptables a las condiciones del clima y el sitio, así como dar estabilidad mecánica a los taludes para la siembra. También se debe fertilizar el terreno suficientemente para obtener un desarrollo rápido, en tal forma que se saque partido del gran potencial de la zona de raíces. Es conveniente repetir la fertilización durante el tiempo suficiente para el establecimiento de la planta y permitir la sucesión ecológica hacia la serie deseada.

Muchos caminos atraviesan, aun en cortas distancias, una variedad de suelos, sitios y exposiciones. En distancias mayores pueden, inclusive, pasar por varias condiciones climáticas.

Debe considerarse separadamente cada variación radical de suelo, sitio, exposición y zona climática, en la selección de plantas, para su uso en el tratamiento de caminos. Para zonas donde la conservación vaya a ser mínima, las plantas nativas o las que actúan como tal son las más indicadas, ya que se adaptarán mejor y tendrán mayor estabilidad al entrar en comunicación con las de la región.

13.5 PLANTACIONES

El proyecto de plantación de especies vegetales en las zonas adyacentes a los caminos, así como en los elementos destinados a ello en las carreteras, se inicia sobre el resultado del proyecto geométrico del camino y su enfoque paisajista, ya que las plantaciones complementarán el camino y los efectos buscados en el proyecto en general.

Las plantaciones para su establecimiento exigen, por ser elementos vivos, una serie de factores. Esos factores son en general humedad del suelo, humedad relativa, temperatura, fertilidad del suelo e inclinación del terreno. La cantidad o proporción entre esos factores actúa variablemente en ciertos grupos de plantas; sin embargo, debe preverse que ninguno de estos factores opere excesivamente en un suelo y clima, por apropiados que sean, si el terreno tiene una pendiente exagerada, pues será difícil el establecimiento de vegetales. En términos generales, puede afirmarse que la pendiente máxima para el establecimiento de vegetales es de 1:1.

Los factores climatológicos no son tan limitativos, puesto que existen especies vegetales para los diferentes climas; sin embargo, cuando éstos son extremosos, especialmente en cuanto a falta de agua, es importante atender a la calidad del suelo, su profundidad y pendiente, en tal forma que las plantas puedan desarrollarse, sobre todo durante su establecimiento, época en que requieren especialmente humedad, fertilidad y demás factores indispensables.

Al proyectar la plantación en una zona con pendiente considerable, con objeto de evitar la erosión, es necesario dotar dicha zona, con especial atención, de los requerimientos que las plantas exijan.

Las plantaciones comprenden los árboles, los arbustos, los pastos y rastreras.

13.5.1 Objetivos

Las plantaciones a lo largo de los caminos tienen por objeto ayudar a la solución de:

A) Problemas de circulación. En correlación con el trazo del camino, la topografía local, el señalamiento y los acotamientos, ayudan a destacar los cambios de alineamiento y aumentan la seguridad de la circulación. Facilitan la captación del desarrollo de la carretera a gran distancia y disminuyen la fatiga del conductor. Funcionan como cortina reductora de los deslumbramientos en caminos con carriles separados. Disminuyen el peligro de deslumbramiento o de error, en caso de caminos o vías férreas cercanas al camino principal. Protegen los caminos de la acumulación de nieve.

B) Problemas de estabilidad. Consolidan los cortes y taludes. Refuerzan las fajas centrales entre dos cuerpos.

C) Problemas de seguridad para las zonas habitacionales aledañas. Protegen los edificios contra los deslumbramientos, el ruido, los humos, los olores y el polvo, debidos a la circulación en el camino. Delimitan el derecho de vía del camino, obteniéndose, además, una mayor seguridad para los vecinos.

D) Problemas de paisaje. Armonizan el camino y sus obras accesorias, con los sitios por donde pasan. Suprimen o disminuyen las perturbaciones causadas al paisaje por la construcción del camino. Ocultan los resultados antiestéticos de la construcción de la carretera, como depósitos de material, préstamos y obras accesorias.

E) Problemas biológicos y económicos. Contribuyen a mantener el equilibrio de la naturaleza en los lugares que atraviesa el camino, permitiendo que la flora y la fauna se desarrollen.

13.5.2 Relación con el camino

Las plantaciones a lo largo del camino representan un complemento necesario en la concepción de una carretera, y deben considerarse como parte integrante del proyecto y de la ejecución de la obra.

La elección de las especies y su emplazamiento, será función del objeto perseguido en cada caso, evitando en la medida posible los inconvenientes que provienen de la caída de hojas, de la sombra y de las raíces.

13.5.3 Relación con el paisaje

Las plantaciones a lo largo de los caminos no deben efectuarse en forma sistemática. Deben armonizar naturalmente con las condiciones locales, el paisaje, el desarrollo del camino, la topografía, y el habitat natural de las plantas.

Las plantaciones alineadas o de trazo regular son convenientes sólo en casos excepcionales, cuando el sitio así lo requiere para responder a necesidades de composición, como en los suburbios, en que es muy importante establecer la diferencia del campo raso y de los conglomerados, marcando con las plantaciones el carácter del lugar.

Los elementos de plantaciones existentes, sean silvestres o aclimatadas, tales como bosques, florestas, grupos de árboles y arbustos, árboles aislados, así como otros elementos como estanques, aljibes y similares, deben ser conservados en la medida posible, ya que esos elementos determinan el paisaje y su carácter, siempre y cuando con ello no se afecte la seguridad de los usuarios del camino.

Las especies existentes serán el punto de partida para la ordenación vegetal que se proyecta, ya que el conocimiento de las especies de la zona, informa de un modo claro y directo sobre las plantas más adecuadas al medio, además de que el paisaje está determinado por ellas, por lo que el proyecto debe tender a complementarlo sin variar ese carácter, sino por el contrario, enfatizarlo.

13.5.4 Extensión

Las plantaciones a lo largo de los caminos no deben ser ni excesivamente pequeñas o pobres, ni sobrecargadas. Por regla general, no se plantarán

flores y plantas meramente ornamentales. Las plantaciones deben corresponder a la importancia y dimensiones del camino.

13.5.5 Procedimientos

Desde el punto de vista del programa de trabajo se procederá de la siguiente manera:

Inicialmente se fijará la forma y posición de las plantaciones a establecer a lo largo del camino y, según el caso, en las fajas centrales y laterales se escogerán las plantas que convengan mejor a los fines perseguidos y de acuerdo con los condicionantes climatológicos y biológicos locales. Posteriormente se tomarán las providencias necesarias de tierras, humus y, en caso necesario, fertilizantes para la alimentación de las plantas. Finalmente se pasará a la ejecución de las plantaciones, procurando hacerlo cuando los trabajos de construcción del camino hayan terminado, permitiendo así que las plantas no sean destruidas durante los trabajos. Después se conservarán las plantaciones, poniendo especial cuidado el primer año, ya que este periodo es vital para el establecimiento de las plantas, el cual requiere de riegos, fertilizaciones, fumigaciones y demás cuidados que permitan su fortalecimiento.

13.5.6 Disposición a lo largo de los caminos

Las plantaciones a los lados de los caminos tienen por objeto cumplir con diversas funciones, relativas a los aspectos de circulación y de construcción, así como de paisaje.

A) Conceptos generales. En los grandes espacios, las plantaciones complementarias son útiles para captar mejor el desarrollo del camino, disminuir la monotonía del mismo e integrar la carretera al paisaje. En espacios reducidos lo indicado será disminuir la importancia de las plantaciones. Un desarrollo claro del camino debe obtenerse, en este caso, por las formas del terreno y el señalamiento, pues el exceso de vegetación podría volverlo confuso. A lo largo de las tangentes y las curvas suaves, es suficiente en general, plantar arbustos a distancias variables, formando grupos irregulares en ambos costados del camino, con el fin de mejorar la definición de la ruta y suprimir la monotonía (Figura 13.36). En los casos en que ya existe vegetación, las plantaciones se limitarán a completarla (Figura 13.37).

B) Curvas horizontales. La parte exterior de las curvas debe ser marcada por plantaciones. Los elementos demarcantes, completados por elementos menos elevados, deben guiar la vista del conductor que se dirige hacia la curva (Figura 13.38). La parte interior de las curvas debe quedar libre de toda plantación que pueda limitar la visibilidad.

C) Curvas verticales en cresta y en columpio. Las curvas verticales son peligrosas, ya que en ocasiones no se percibe el cambio de nivel, por lo que estos cambios deben ser acentuados por las plantaciones, decreciendo en tamaño hasta desaparecer en el punto más bajo (Figuras 13.39 y 13.40). Si la curva vertical está en una tangente horizontal, las plantaciones tendrán igual altura en ambos lados del camino (Figura 13.40). Pero si la curva vertical se encuentra en una horizontal, es necesario escoger plantaciones bajas para los extremos de su costado interior; mientras que

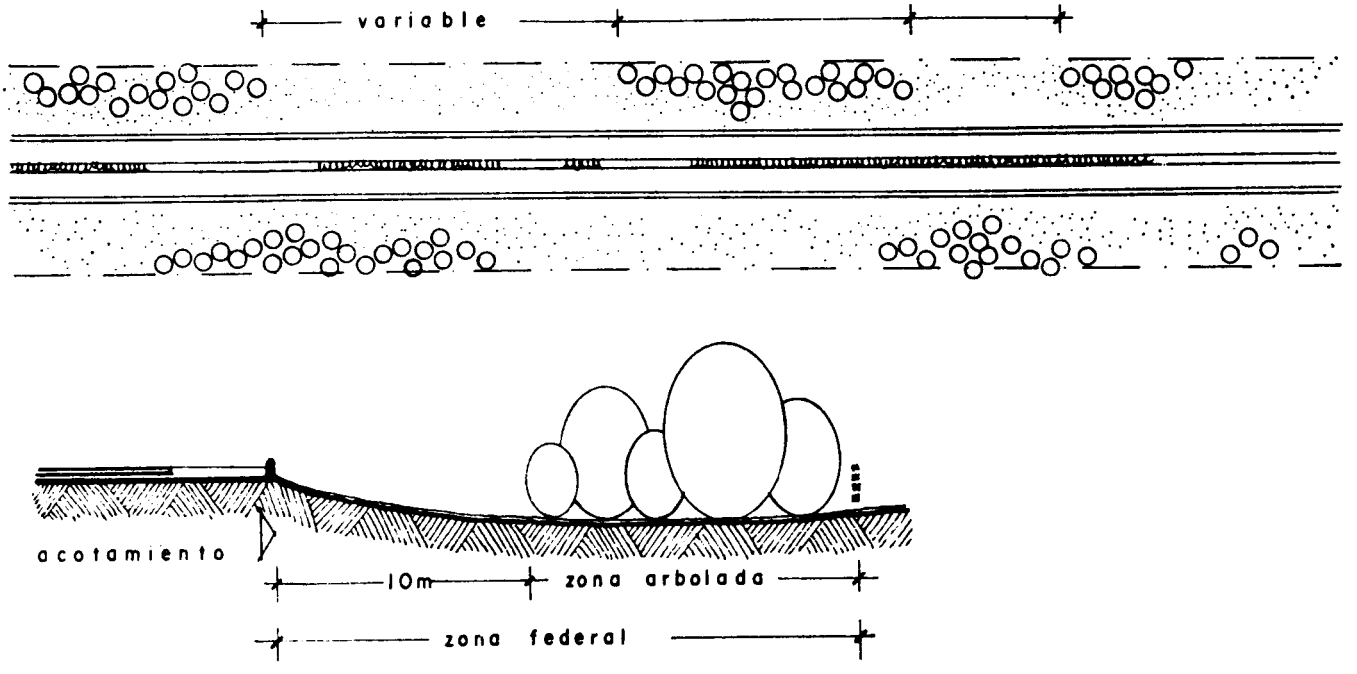
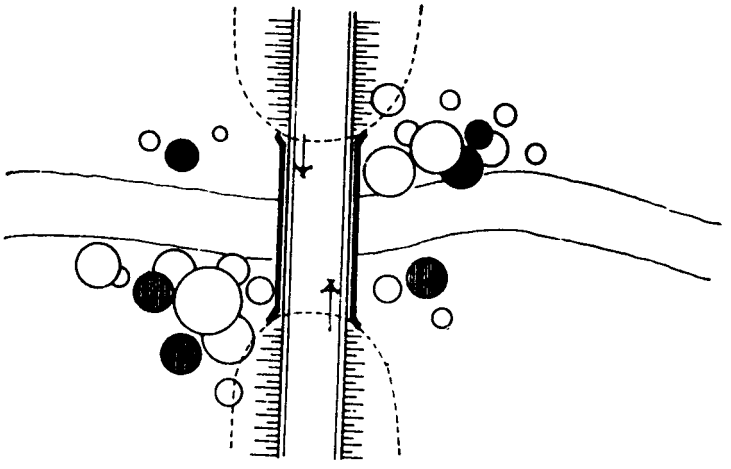


FIGURA 13.36. CRITERIO DE ZONIFICACION DE PLANTACIONES EN TANGENTE



Plantaciones existentes

Plantaciones complementarias

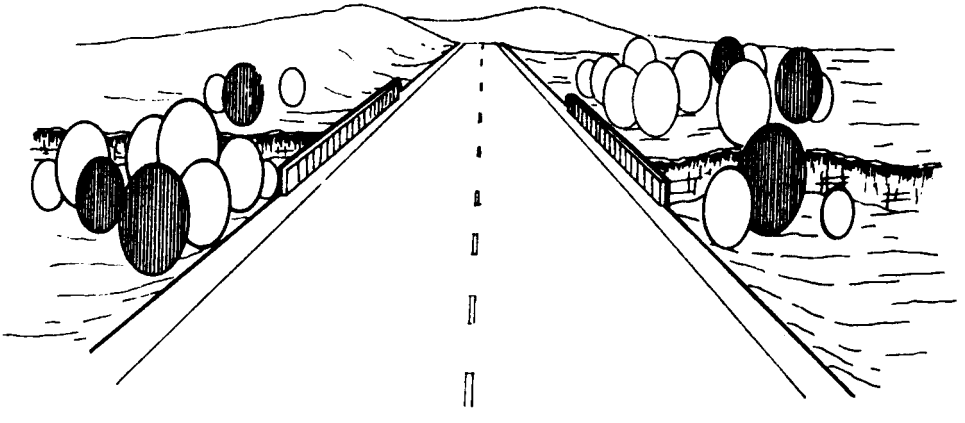


FIGURA 13.37. PLANTACIONES COMPLEMENTARIAS

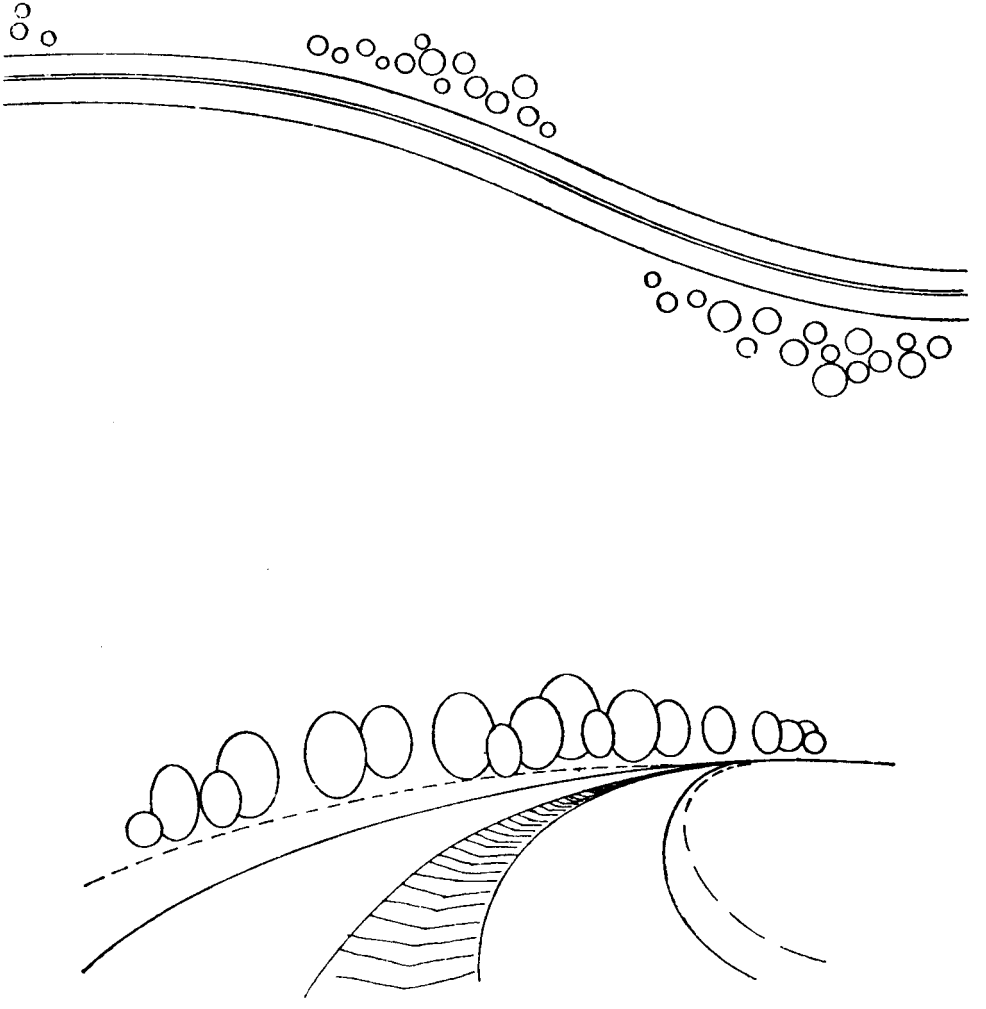
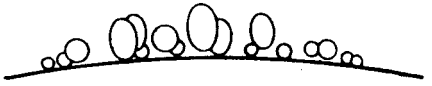
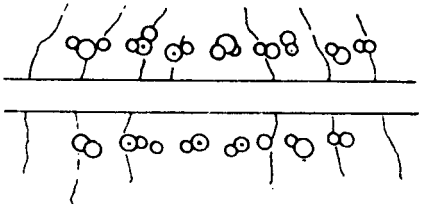
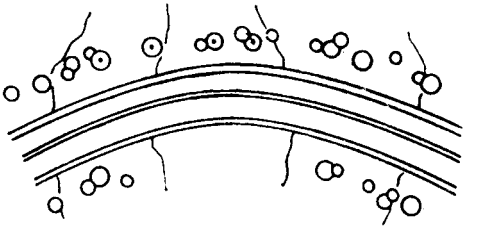


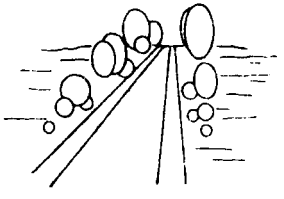
FIGURA 13.38. CRITERIO DE PLANTACION EN CURVA HORIZONTAL











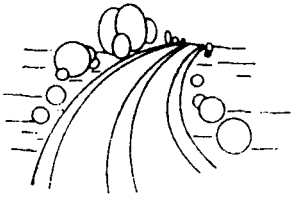


FIGURA 13.39

FIGURA 13.40

CRITERIO DE PLANTACION EN CURVAS VERTICALES EN CRESTA

en el costado exterior se plantarán árboles grandes en el punto culminante, debiendo haber árboles de tamaño regular en toda su longitud, a fin de marcar el desarrollo de la curva (Figura 13.41).

D) Cortes y terraplenes. Las plantaciones en los taludes tienen especial interés desde el punto de vista de fijación de suelos, además de obtener efectos paisajistas. En cortes debe dejarse libre de arbolado la parte inferior de los taludes, por lo menos los dos primeros metros, con objeto de no obstaculizar el tránsito (Figura 13.42). En terraplenes conviene la plantación de grupos irregulares de arbustos en la parte superior del talud, pero sin que lleguen a obstaculizar la visibilidad (Figura 13.43).

13.5.7 Protección de sitios

La aplicación de las presentes recomendaciones y la conservación de las plantaciones existentes es suficiente, en general, para limitar las perturbaciones causadas a la naturaleza por la construcción de un camino y reconstituir en la medida posible el paisaje natural.

En lo particular deben tenerse en consideración las medidas complementarias siguientes:

A) Las zonas de almacenamiento o descarga de materiales, así como los préstamos, deben ser, después de terminados los trabajos, debidamente recubiertos con vegetación, armonizando las plantaciones con el paisaje (Figura 13.44).

B) La apariencia de ciertas obras, tales como muros, zampeados y similares, puede ser mejorada por medio de vegetación.

C) Las plantaciones que enmarquen instalaciones, como zonas de estacionamiento, miradores, moteles, estaciones de combustible, restaurantes y similares, deben ser realizadas con el mismo criterio que se haya aplicado en el camino, armonizando con las instalaciones.

13.5.8 Protección y delimitación

En ciertas condiciones es indicado hacer plantaciones en beneficio de propietarios vecinos al camino, sea como protección contra deslumbramientos, ruidos, humos, olores y polvo, o bien para reemplazar barreras artificiales, como bardas y similares (Figura 13.45).

13.5.9 Distancia de las plantaciones

La distancia entre las plantaciones y el borde de un camino debe ser tal, que el follaje no llegue a obstaculizar el tránsito. En los casos en que se prevea una ampliación del camino debe tomarse en cuenta la posibilidad de que los árboles no sean destruidos, así como evitar que se encuentren demasiado próximos al nuevo camino.

La faja libre de arbolado a partir del acotamiento podrá variar según el tipo de arbolado y sus características de desarrollo, ya que los árboles de talla reducida cuentan con troncos proporcionales a su talla y en algunos casos flexibles, lo que no ocasiona mayor peligro en un accidente, sino al contrario, pues funcionan como los arbustos que frenan o amortiguan al vehículo que se accidenta.

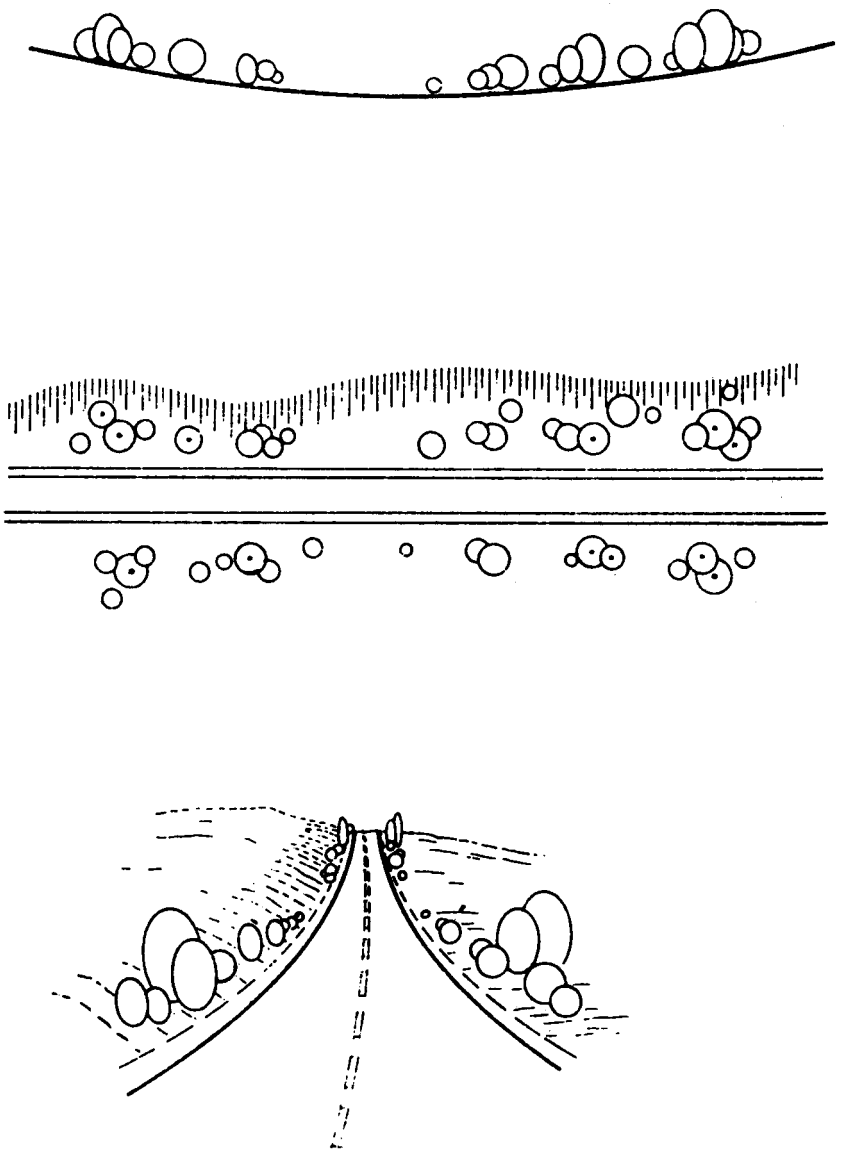


FIGURA 13.41. CRITERIO DE PLANTACION EN CURVA VERTICAL EN COLUMPIO

FIGURA 13.42

FIGURA 13.43

CRITERIO DE PLANTACION EN CORTES Y TERRAPLENES

Se consideran peligrosos los troncos de árboles con diámetro de 0.15 m en adelante, por lo que en caso de plantaciones con esas características se dejará una faja libre de árboles que funcione como amortiguante. Esa faja medirá como mínimo 6.00 m (Figura 13.46).

En caso de paisajes laterales al camino, de especial interés, se deben prever espacios libres de plantación, para que esas vistas puedan ser captadas desde los vehículos sin que éstos reduzcan su velocidad, por lo que se tomará en cuenta la velocidad de proyecto y un lapso mínimo de cinco segundos para poder captar una vista (Figura 13.47).

13.6 PROCEDIMIENTOS EN BOSQUES

Directamente ligados con la resolución de los problemas causados por la construcción de un camino en zonas boscosas y Parques Nacionales, existen otros, como la economía forestal y la protección de sitios; por lo que debe subrayarse la necesidad de establecer una estrecha colaboración con las autoridades competentes a cargo de los mismos.

13.6.1 Circulación

La seguridad del tránsito en bosques está influida por los siguientes factores:

La humedad y el hielo en el camino.
La acumulación de nieve y hojas secas.
Las condiciones variables de luminosidad.
Los vientos laterales.
La caída de ramas o de árboles.
La fauna.

13.6.2 Elección de trazo

La elección de trazo en una región boscosa se hará en función de los siguientes puntos de vista:

Conservar las zonas de población forestal de mayor valor.

Establecer el trazo con anticipación a las obras para tomar las medidas necesarias de protección.

Evitar que el trazo del camino afecte el límite de los bosques, pues destruiría las defensas naturales que provee la subvegetación limítrofe.

Evitar la canalización del viento dentro del bosque, por medio de un trazo sinuoso, particularmente en las entradas y salidas del bosque.

13.6.3 Medidas de seguridad

Una vez determinado el trazo de un camino dentro de un bosque, se procederá a desforestar la zona a afectar, así como las fajas laterales necesarias para evitar que las ramas o los mismos árboles que puedan llegar a caer invadan el camino.

El ancho de esa faja estará determinado por la talla adulta de las especies mayores (Figura 13.48).

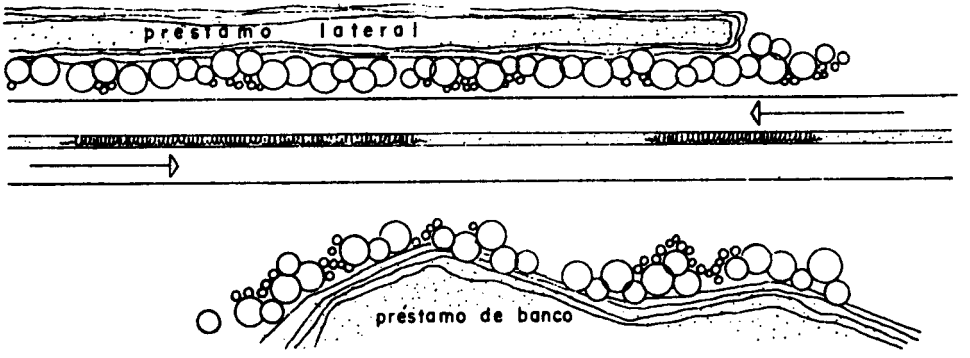


FIGURA 13.44. CRITERIO DE ARBOLADO EN PRESTAMOS DE MATERIAL

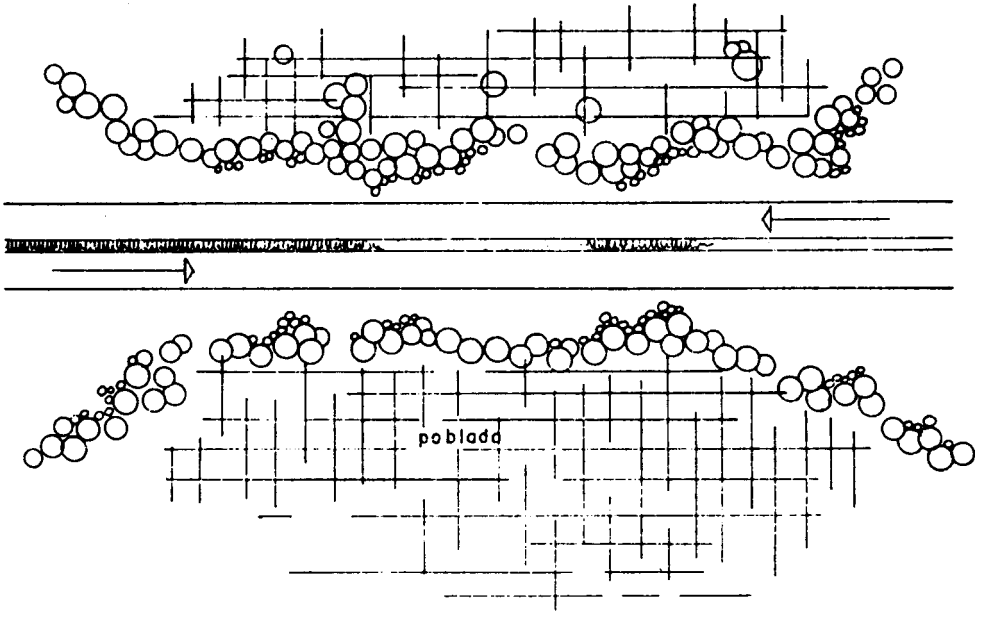


FIGURA 13.45. CRITERIO DE ARBOLADO EN POBLADOS

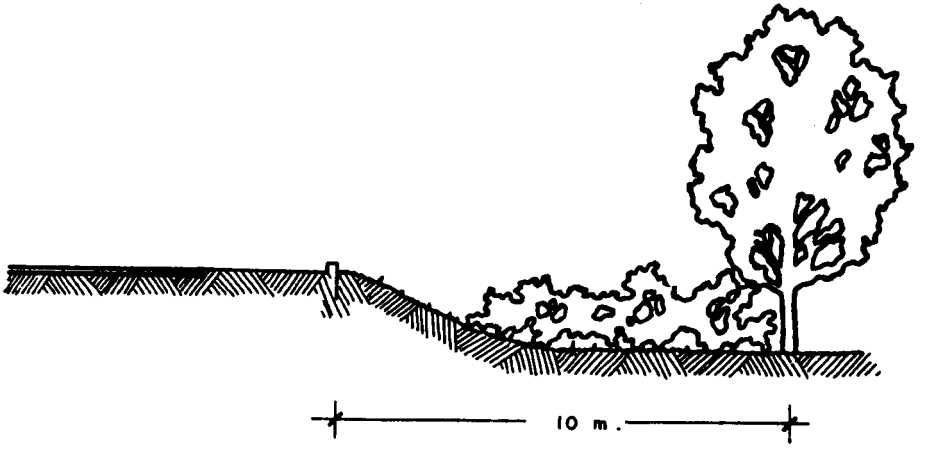


FIGURA 13.46. CRITERIO DE PLANTACION DE ARBUSTOS COMO PROTECCION CONTRA PUNTOS DE IMPACTO

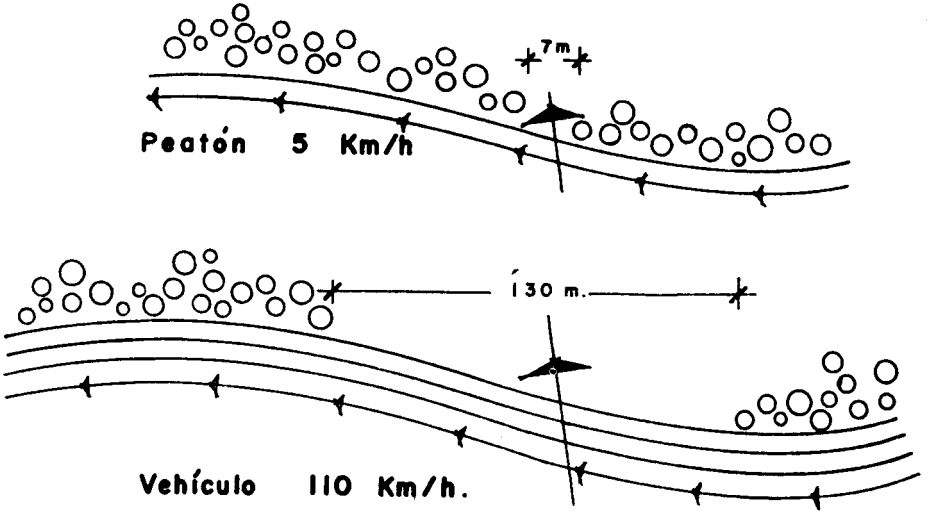


FIGURA 13.47. CAPTACION DE UNA VISTA EN UN INTERVALO DE 5 SEG.

La faja desforestada deberá replantarse en forma irregular con especies de menor talla, cuya misión será proteger al bosque de los vientos y el sol, restableciendo en esa forma el clima interno del bosque.

Una plantación profusa es indicada al inicio y terminación del tramo boscoso para disimular la desforestación y para disminuir el efecto de bruscos vientos laterales sobre los vehículos que salen del bosque (Figura 13.49).

13.7 PASTOS Y PLANTAS RASTRERAS O CESPITOSAS

La plantación o siembra de pastos y plantas rastreras o cespitosas tiene dos funciones principales: fijar suelos y taludes, evitando la erosión superficial, y mejorar su apariencia cubriendo con vegetación las zonas perturbadas por las obras.

13.7.1 Control de erosión

El control de la erosion superficial es un problema que se presenta en la mayoría de los caminos, aunque en diferentes proporciones. Es necesario evitar dichas erosiones, ya que sus efectos sobre el camino son negativos, por exigir reparaciones y limpieza de costo generalmente considerable.

Existen diversos métodos para controlar la erosión de los que, en general, el más económico y ornamental es el establecimiento de cubiertas vegetales.

Al proyectar una cubierta vegetal es necesario tomar en cuenta las condiciones prevalecientes en el lugar que afecten en forma directa a la plantación, variando las especies y métodos a emplear en cada caso particular. Los factores que influyen de manera directa y que, por lo tanto, es necesario conocer son: humedad relativa, precipitación pluvial promedio, época de sequía, época de lluvia máxima, tipo de suelo, componentes químicos, acidez y alcalinidad ph, temperaturas mínimas y máximas y vegetación existente. Es también importante conocer la pendiente o niveles de las superficies a tratar, con objeto de poder establecer el tipo vegetal adecuado, así como el método de plantación o siembra conveniente.

Los factores de orden climatológico indicarán en gran parte el tipo de vegetación adecuada en cada caso, pero la composición del suelo es un factor más rígido en cuanto a la tolerancia general de las plantas, por lo que se puede afirmar que, salvo excepción de las plantas crasas y xerófitas, que se desarrollan en suelos pobres, la generalidad de las plantas requieren de suelos fértiles, como tierra vegetal, la cual debe tener como mínimo un espesor de 15 cm.

El estudio de la vegetación existente es una base indiscutible de partida para la ordenación vegetal que se proyecta. Es el conocimiento de las especies existentes en la zona por donde se desarrolla el trazo de un camino, lo que informa de modo claro y directo sobre las plantas más adecuadas al medio y sirve también para prefigurar una distribución que armonice con el ambiente y paisaje contiguo.

FIGURA 13.48. FAJA LIBRE DE ARBOLADO DE GRAN TALLA REPLANTADA CON ARBUSTOS

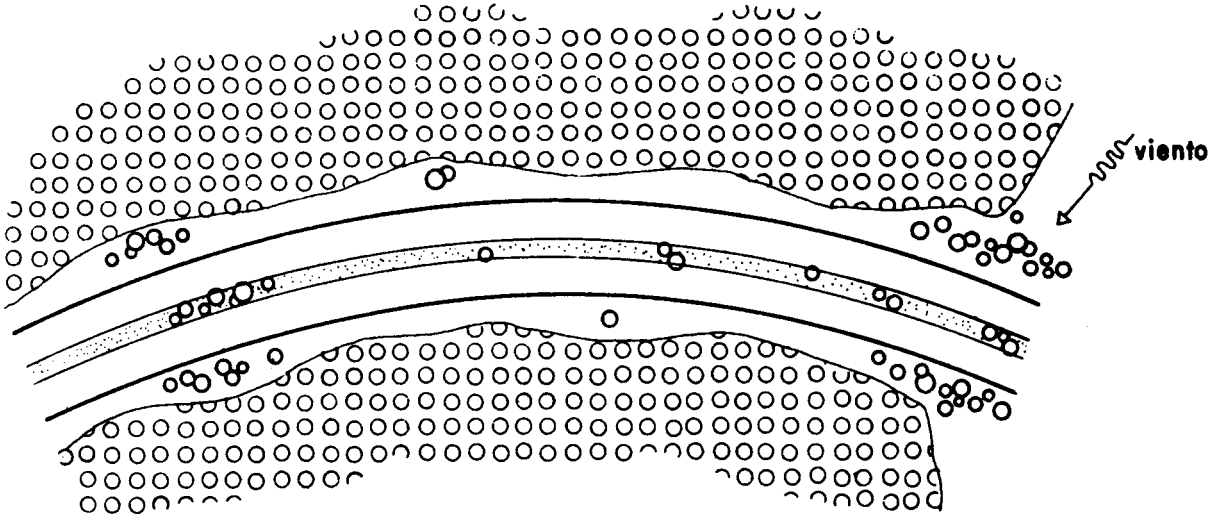


FIGURA 13.49. PLANTACIONES PROFUSAS AL INICIO Y TERMINACION DE TRAMOS BOSCOSOS COMO PROTECCION CONTRA EL VIENTO

13.7.2 Métodos de establecimiento

Las plantas pueden ser establecidas por medio de sus semillas, o bien por algún otro medio vegetativo como el de estolones o estacas, plantando céspedes o tepes que cubran toda la superficie, o bien pequeñas porciones separadas, lo que se llama mateado.

La siembra es el método más fácil de distribuir y es más barato que los otros medios de plantación mencionados, siempre y cuando se cuente con un suelo apropiado. Para que se tenga éxito será necesario colocar sobre la siembra algún material de cobertura que permita la germinación de las semillas sin verse afectadas por el calor, la lluvia y demás fenómenos naturales.

En taludes con pendientes considerables, la siembra o plantación de pastos y rastreras, presenta el problema de que el mismo riego o bien la lluvia arrastran la semilla, depositándola en las partes bajas del talud. En estas circunstancias, los métodos más favorables son la plantación de tepes, o bien el mateado, ya que al cubrir la superficie con porciones de pasto y tierra ya establecidos y de regular tamaño, una lluvia ligera no le causa el mismo deterioro que causaría a una siembra. En taludes con pendientes exageradas, la plantación de céspedes o tepes, requiere que éstos se fijen por medio de estacas, a fin de evitar que puedan deslizarse por su peso, especialmente cuando por riego o lluvia se humedecen.

Existe un método de siembra, mecanizado, que actualmente se emplea con éxito en diversos países. Se le llama Hidrosiembra y consiste en regar a presión, una mezcla a base de semillas de pastos, fertilizantes, celulosa, agua y en algunos casos, algún aglutinante apropiado. La mezcla se riega sobre la superficie y la semilla germina al estar protegida por medio de la celulosa, que cuenta con los nutrientes necesarios proporcionados por el fertilizante. De este modo la humedad se preserva y el aglutinante, cuando por necesidad se aplica, evita que la mezcla se deslave por el agua de riego o de lluvia.

Otro procedimiento similar, pero realizado en dos etapas, es el de lanzar inicialmente las semillas, el fertilizante y el agua, y posteriormente paja desmenuzada, con aglutinante, para proteger la siembra inicial.

Aunque estos procedimientos son aplicables en casi cualquier condición, no debe pensarse que sea una solución infalible, por lo que las zonas que se destinen a una cubierta vegetal deberán tener las condiciones necesarias a su establecimiento, es decir, que su pendiente no sea exagerada, que el material que componga la superficie tenga ciertas características que permitan su desarrollo, como estabilidad y, de ser posible, que tenga cierta fertilidad, ya que de lo contrario será necesario fertilizar regularmente las superficies, para que la vegetación subsista.

En los casos en que se proyecte cubrir grandes taludes con vegetación, es recomendable plantar en puntos variables, zonas con arbustos o árboles que ayuden a amarrar la cubierta vegetal, ya que la película que forma la subvegetación compuesta por plantas cespitosas, en ningún caso tiene raíces profundas, y en una superficie de grandes dimensiones y con pendiente exagerada, pueden llegar a ocurrir deslizamientos de la capa superior, aun con vegetación de tipo cespitoso.

Al proyectar una cubierta vegetal es importante tomar en cuenta la necesidad de agua que exigen las plantas para su establecimiento y desarrollo. Por tal razón es necesario cuidar este aspecto, que desde el punto

de vista económico juega un importante papel, debido a lo cual deben programarse los trabajos de acuerdo con el régimen pluvial de la zona, preferentemente un poco antes de que se inicie la época de lluvias, con objeto de que la fase inicial de plantación y establecimiento, se haga con agua de riego controlada, evitando así que la siembra o plantación pueda ser arrastrada por exceso de agua. Una vez que las plántulas hayan germinado y se establezcan, podrán soportar el agua de lluvia que les permita desarrollarse.

En la primer temporada de secas que soporten las plantaciones, será necesario darles riegos periódicos, ya que ese primer año de vida es definitivo para un establecimiento total que, una vez aclimatado, podrá posteriormente soportar el régimen pluvial de la zona.

13.8 ARBOLES Y ARBUSTOS

La plantación que se proyecta en un camino determinado se basará en las condiciones climatológicas prevalecientes en la zona y en las características físico-químicas de su suelo. Estos factores son determinantes, así como también la vegetación existente, a la que de preferencia hay que imitar en las nuevas plantaciones, de modo que constituya un complemento armónico del paisaje vegetal, restablezca su equilibrio y no represente riesgo para la circulación de los vehículos.

Hay que considerar que las especies que han alcanzado en forma natural buen desarrollo en un determinado medio climático y edafológico, son las que exigen menos cuidados y han acreditado por ello su idoneidad.

13.8.1 Arboles

La talla de las especies al plantarse puede ser pequeña, de 0.40 a 0.60 m en arbustos y de 0.75 a 1.50 m en árboles, ya que se adaptan mejor al medio, son fácilmente manejables, económicas y alcanzan en pocos años, el mismo porte que si se hubieran elegido plantas más desarrolladas.

Se plantarán especies que estén debidamente enraizadas, con un cepellón o banco proporcional a su talla, y de preferencia serán plantas desarrolladas en envase, el que se quitará al plantarlas. La cepa de plantación deberá corresponder tanto al tamaño del cepellón y planta como al tipo de suelos existente, agrandándose la excavación cuando se trata de suelos pobres, tepetate o roca. La medida promedio de una cepa para arbolado en tierra franca será de $0.60 \times 0.60 \times 0.60$ m con sus paredes verticales, lo que garantiza sus medidas mínimas requeridas. Se excavará con anterioridad a la plantación, permitiendo que la tierra se meteorice por efecto del aire y el sol, y un mes después, como mínimo, se efectuará la plantación, rellenando la cepa con tierra de tipo vegetal y regándola abundantemente al plantar. La tierra proveniente de la excavación se utilizará para hacer un bordo o cajete de la cepa, permitiendo en esa forma que el agua de riego o de lluvia se concentre.

Para permitir que el agua penetre hasta las raíces sin evaporarse, en tal forma que la humedad subsista, se colocará una capa de 0.05 m de espesor, de paja, hojas u otro producto vegetal similar, colocándose alrededor del tallo y abarcando toda la superficie del cajete (Figura 13.50).

Con objeto de que el porte de los árboles sea vertical y no se incline

FIGURA 13.30. PLANTACION DE ARBOLES

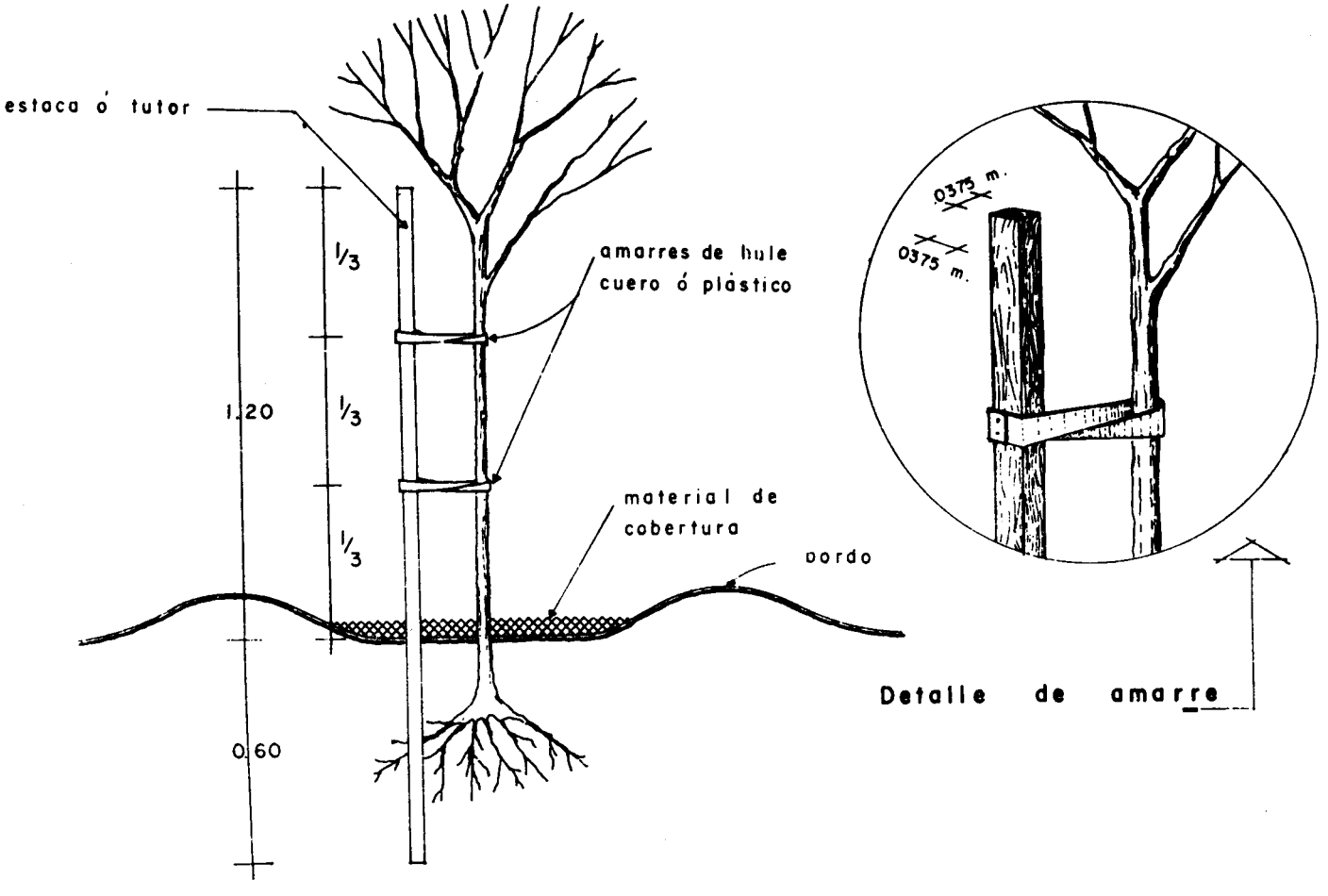


FIGURA 13.51. COLOCACION DE TUTORES EN ARBOLES

por el viento y la lluvia, se colocará un soporte, llamado tutor, que consiste en una estaca que se clava a unos 0.20 m del tallo y a una profundidad de 0.60 m, sobresaliendo a una altura proporcional a la de la planta, o sean 0.60 m enterrados y 1.20 m fuera. En un árbol de 1.50 m, la estaca o tutor tiene como fin hacer unos amarres entre tutor y tallo, que garanticen la verticalidad del árbol, hasta que éste se encuentre debidamente establecido y en desarrollo. En ciertos casos el tutor se cambiará por otro mayor, conforme vaya desarrollándose el árbol, para seguir guiando su porte vertical (Figura 13.51).

Cuando las especies por plantar sean de hojas caducas y se encuentren con follaje, o sean de follaje persistente, es necesario quitarles las hojas en un 90% o bien podarlos dejando algunas hojas, que se llaman testigos, que permiten ver si la planta continúa viva y al mismo tiempo que se nutra evitando que haya mayor evaporación, como sería con su follaje completo.

La poda es necesaria cuando se planta por banco o cepellón, ya que en esa forma se equilibra el corte efectuado en su sistema radicular. Los cortes efectuados tanto en las raíces como en las ramas deben ser diagonales y en forma limpia y neta, sin que se machaquen o astillen, evitando así su pudrición.

La época ideal de plantación de especies de follaje caduco será al final del invierno, antes de que broten las hojas. En especies de follaje persistente, la plantación deberá hacerse en la época en que se hayan establecido las lluvias.

Al ejecutar las plantaciones es indispensable que éstas tengan humedad, por lo que se regarán cada 72 horas en épocas de sequía, y aun en época de lluvia se evitará que les falte humedad.

El periodo de adaptación de las plantas en general es de un año, por lo que será necesario efectuar una conservación estricta durante ese periodo, comprobando que tengan humedad, que no tengan plagas, que no les falten nutrientes y demás factores esenciales para su desarrollo y adaptabilidad.

13.8.2 Arbustos

Los arbustos requieren para su establecimiento el mismo tipo de acciones que el arbolado, aunque proporcionalmente a su talla, y la medida de las cepas deberá ser como mínimo $0.40 \times 0.40 \times 0.40$ m (Figura 13.52).

En el caso específico de setos, en fajas separadoras, se plantarán a tresbolillo (Figura 13.53). La profundidad de la cepa será de 0.50 m, debido a que sus condiciones de localización son difíciles al estar enclavadas en una terracería compactada y pavimentada, lo que no ofrece ninguna ventaja al no existir ni humedad ni elementos nutrientes. El tránsito de los vehículos castiga fuertemente a los arbustos, tanto por el viento que produce, como por el gas de los escapes. Es por las razones expuestas que se requiere un especial cuidado en la plantación del seto, al que debe proveerse de un relleno de tierra vegetal tan rico como sea posible y cuidar que los arbustos que se plantan estén debidamente establecidos en envases, de los que se extraerán para plantarse en su sitio. Es importante controlar con especial cuidado su humedad y su fertilidad, para obtener resultados óptimos.

La elección de arbustos para seto deberá hacerse con especial cuidado ya que, como se señaló anteriormente, las condiciones de plantación en

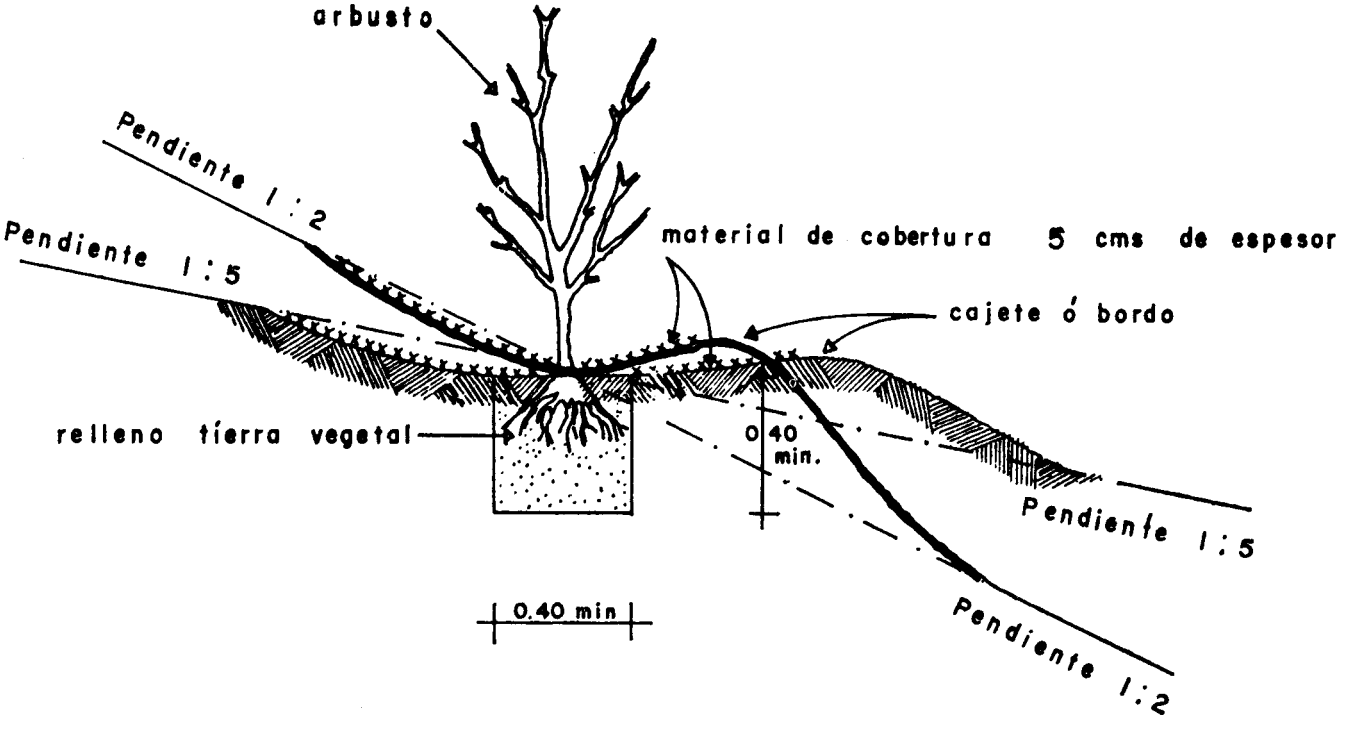


FIGURA 13.52. PLANTACION DE ARBUSTOS

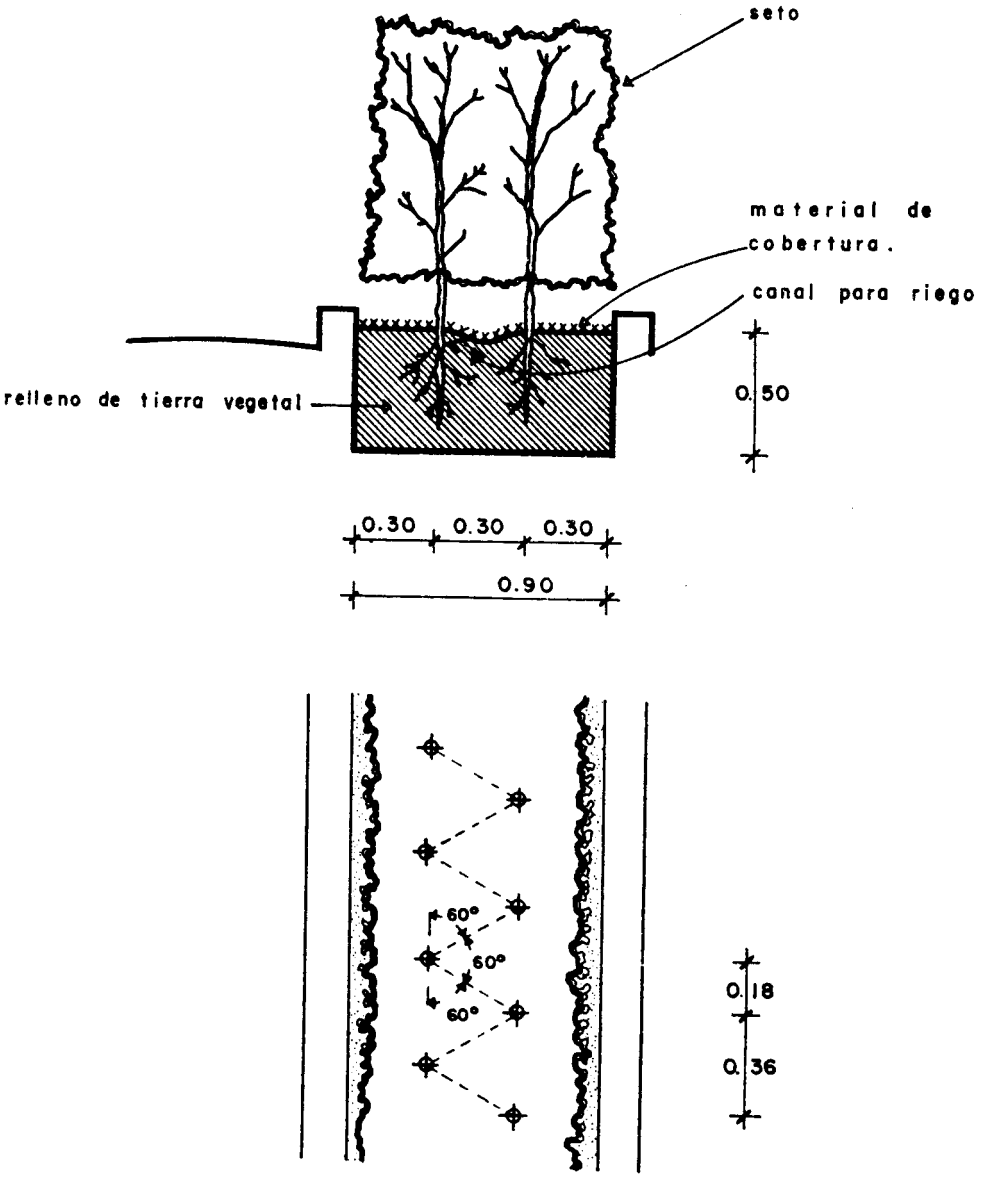


FIGURA 13.53. PLANTACION DE SETO VIVO

el camellón entre carriles, son difíciles para su desarrollo, por lo que deberán elegirse especies apropiadas a la zona y de gran resistencia, además de contar con follajes perennes para que cumplan con su misión de funcionar como barreras antideslumbrantes. La altura que se requiere en un seto será de 1.50 m, para que cumpla con su función debidamente, por lo que será necesario controlar su crecimiento a base de podas que permitan lograr una masa densa y uniforme sin que el ancho del seto invada los carriles.

Los macizos de arbustos que no se encuentren en un camellón de reducida sección y que por su localización puedan desarrollarse libremente, no deberán ser podados, ya que idealmente deben tener un aspecto natural, disminuyendo así el elemento de artificialidad en conjunto del camino.

Los arbustos, desde el punto de vista de la seguridad, son de especial importancia en los caminos, por sus características tales como talla media, follaje denso, tallo flexible y sistema radicular mediano, que no representan puntos de impacto a los vehículos, sino al contrario funcionan como colchones amortiguadores, frenando o disminuyendo un impacto directo. Por esta razón es indicado localizar macizos arbustados frente a puntos de impacto que representan peligro al tránsito de un camino, como una estructura, un muro, rocas, árboles de gran tamaño y elementos similares, proporcionando así un colchón amortiguador en caso de accidentes.

Los arbustos en la faja central entre dos cuerpos, son de especial interés para la seguridad, ya que frenan o reducen la velocidad de algún vehículo accidentado.

La disposición de los arbustos, como de los árboles, no debe hacerse en una forma sistemática y ordenada, pues una de sus funciones es precisamente evitar o disminuir la monotonía que implica un camino con sección y elementos dispuestos paralelamente y a todo lo largo del trayecto.

INDICE

	Clasificación	Pág.
CAPITULO I.—CRITERIOS DE EVALUACION DE PROYECTOS		
GENERALIDADES		1
CAPITULO II.—FACTORES DE SEGURIDAD		
GENERALIDADES		9
ACCIDENTES	2.1	9
LIMITACIONES DEL CONDUCTOR	2.2	10
Visión	2.2.1	10
Tiempo de reacción	2.2.2	12
ANALISIS DE ACCIDENTES	2.3	13
Estadística	2.3.1	13
Falla operacional	2.3.2	14
Magnitud	2.3.3	14
Indices de accidentes y mortalidad	2.3.4	14
LOS ACCIDENTES Y LA SECCION TRANSVERSAL	2.4	15
Número de carriles	2.4.1	16
Ancho de carril	2.4.2	17
Rayas de carriles	2.4.3	18
Acotamientos	2.4.4	18
Obstáculos a los lados del camino	2.4.5	22
LOS ACCIDENTES Y LA FAJA SEPARADORA CENTRAL	2.5	23
Faja separadora	2.5.1	23
Clasificación funcional	2.5.2	23
Clasificación por anchura	2.5.3	24
LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL	2.6	26
LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO VERTICAL	2.7	30
ILUMINACION	2.8	31
CRUCES CON VIAS FERREAS	2.9	31
CAPITULO III.—SELECCION DE RUTA		
GENERALIDADES		33
ACOPIO DE DATOS	3.1	33
ESTUDIO SOBRE CARTAS GEOGRAFICAS	3.2	36

	Clasificación	Pág.
RECONOCIMIENTOS	3.3	36
Reconocimiento aéreo	3.3.1	36
Reconocimiento terrestre	3.3.2	40
Reconocimiento combinado	3.3.3	40
FOTOGRAFIAS AEREAS	3.4	42
FOTOINTERPRETACION	3.5	44
Identificación en las fotografías	3.5.1	44
Procedimiento de trabajo	3.5.2	45
CONTROL TERRESTRE	3.6	49
Orientación	3.6.1	49
Señalamiento	3.6.2	50
Proyecto del control terrestre	3.6.3	51
EVALUACION DE RUTAS POSIBLES	3.7	54
CAPITULO IV.—METODOLOGIA DEL PROYECTO		
GENERALIDADES		55
SELECCION DEL PROCEDIMIENTO PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	4.1	56
ANTEPROYECTO	4.2	57
Normas generales para el alineamiento horizontal	4.2.1	58
Nórmas generales para el alineamiento vertical	4.2.2	59
Combinación de los alineamientos horizontal y vertical	4.2.3	60
PROYECTO	4.3	62
CAPITULO V.—ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO		
GENERALIDADES		63
EL USUARIO	5.1	63
Visión del conductor	5.1.1	63
Tiempo de reacción del conductor	5.1.2	67
EL VEHICULO	5.2	68
Clasificación	5.2.1	68
Características geométricas y de operación	5.2.2	68
Vehículos de proyecto	5.2.3	87
TRANSITO	5.3	94
Definiciones	5.3.1	97
Determinación del volumen de tránsito	5.3.2	97
Composición y distribución del tránsito por sentidos	5.3.3	99
Predicción del tránsito	5.3.4	99
VELOCIDAD	5.4	99
Definiciones	5.4.1	101
Velocidad de punto	5.4.2	101
Velocidad de marcha	5.4.3	103
Velocidad de operación	5.4.4	106
Velocidad de proyecto	5.4.5	106

	Clasificación	Pág.
RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD	5.5	109
DISTANCIA DE VISIBILIDAD	5.6	112
Distancia de visibilidad de parada	5.6.1	112
Distancia de visibilidad de rebase	5.6.2	115
Medida y registro de la distancia de visibilidad	5.6.3	117
Distancia de visibilidad en curvas horizontales	5.6.4	119
Aplicaciones	5.6.5	123
LONGITUD DE CURVAS VERTICALES	5.7	123
Longitud de curvas verticales en cresta	5.7.1	125
Longitud de curvas verticales en columpio	5.7.2	128

CAPITULO VI.—CAPACIDAD

GENERALIDADES		135
DEFINICIONES	6.1	136
Capacidad	6.1.1	136
Condiciones prevalecientes	6.1.2	136
Nivel de servicio	6.1.3	136
Volumen de servicio	6.1.4	136
Caminos según su función	6.1.5	137
Caminos según la configuración del terreno	6.1.6	137
Conceptos relacionados con el tránsito	6.1.7	138
OBJETO DE LA CAPACIDAD	6.2	138
CARACTERISTICAS DEL TRANSITO	6.3	139
Características del volumen	6.3.1	139
Características de la velocidad	6.3.2	145
Características del espaciamiento y de los intervalos entre vehículos	6.3.3	146
Relaciones entre velocidad, volumen y densidad	6.3.4	152
CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO	6.4	156
Capacidad para condiciones de circulación continua	6.4.1	156
Capacidad para condiciones de circulación discontinua	6.4.2	158
Niveles de servicio	6.4.3	159
Condiciones de operación para los diferentes niveles de servicio	6.4.4	161
FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD Y EL VOLUMEN DE SERVICIO	6.5	162
Factores relativos al camino	6.5.1	163
Factores relativos al tránsito	6.5.2	167
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS	6.6	173
Elementos críticos que requieren consideración	6.6.1	173
Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.6.2	181
Solución de ejemplos típicos	6.6.3	184

	Clasificación	Pág.
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES	6.7	187
Elementos críticos que requieren consideración	6.7.1	187
Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.7.2	190
Solución de ejemplos típicos	6.7.3	192
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES	6.8	195
Elementos críticos que requieren consideración	6.8.1	196
Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.8.2	201
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO	6.9	211
Características de la operación en zonas de entrecruzamiento	6.9.1	211
Niveles de servicio y capacidad	6.9.2	220
Procedimientos para el proyecto y evaluación operacional de zonas de entrecruzamiento	6.9.3	221
Solución de ejemplos típicos	6.9.4	223
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN VIAS DE ENLACE	6.10	228
Consideraciones generales	6.10.1	228
Niveles de servicio en los extremos de los enlaces	6.10.2	230
Determinación de la capacidad y el volumen de servicio en el extremo del enlace que conecta con la autopista	6.10.3	232
Cálculo de volúmenes de servicio para los niveles A, B y C	6.10.3.1	232
Cálculo de volúmenes de servicio para el nivel D	6.10.3.2	243
Solución de ejemplos típicos	6.10.4	245
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN INTERSECCIONES A NIVEL CONTROLADAS CON SEMAFOROS	6.11	253
Factores que afectan la capacidad y los niveles de servicio en una intersección a nivel	6.11.1	253
Capacidad, volúmenes de servicio y niveles de servicio	6.11.2	258
Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones urbanas	6.11.3	259
Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones rurales	6.11.4	272
Solución de ejemplos típicos	6.11.5	274
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS	6.12	281
Nivel de servicio	6.12.1	281
Elementos críticos que requieren consideración	6.12.2	283
Procedimiento para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.12.3	285
Solución de ejemplos típicos	6.12.4	286
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN LAS CALLES DE LA ZONA COMERCIAL DEL CENTRO DE LA CIUDAD	6.13	290
Solución de ejemplos típicos	6.13.1	291

	Clasificación	Pág.
CAPITULO VII.—ALINEAMIENTO HORIZONTAL		
DEFINICION	7.1	297
ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN	7.2	297
Tangentes	7.2.1	297
Curvas circulares	7.2.2	297
Curvas de transición	7.2.3	304
Curvatura máxima para una deflexión y velocidad dadas	7.2.4	319
Distancia de visibilidad en curvas de alineamiento horizontal	7.2.5	322
CAPITULO VIII.—ALINEAMIENTO VERTICAL		
DEFINICION	8.1	351
ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN	8.2	351
Tangentes	8.2.1	351
Curvas verticales	8.2.2	356
CAPITULO IX.—SECCION TRANSVERSAL		
DEFINICION	9.1	367
ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN	9.2	367
Corona	9.2.1	367
Subcorona	9.2.2	379
Cunetas y contracunetas	9.2.3	386
Taludes	9.2.4	387
Partes complementarias	9.2.5	388
Derecho de vía	9.2.6	394
CAPITULO X.—PROYECTO DE LA SUBRASANTE Y CALCULO DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRACERIAS		
GENERALIDADES		395
PROYECTO DE LA SUBRASANTE	10.1	395
Elementos que definen el proyecto de la subrasante	10.1.1	395
CALCULO DE VOLUMENES Y MOVIMIENTO DE TERRACERIAS	10.2	400
Secciones de construcción	10.2.1	400
Determinación de áreas	10.2.2	405
Cálculo de volúmenes	10.2.3	412
Movimiento de terracerías	10.2.4	425
CAPITULO XI.—INTERSECCIONES		
DEFINICIONES Y CLASIFICACION	11.1	447
MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES	11.2	447
Maniobra de divergencia	11.2.1	447
Maniobra de convergencia	11.2.2	449
Maniobra de cruce	11.2.3	449
Número y tipos de conflictos	11.2.4	452
Frecuencia de conflictos	11.2.5	452

	Clasificación	Pág.
AREAS DE MANIOBRA	11.3	454
Areas de maniobras simples	11.3.1	457
Entrecruzamientos	11.3.2	459
Areas de maniobras compuestas	11.3.3	461
Separación de las áreas de maniobras	11.3.4	464
Geometría de los cruces y vueltas	11.3.5	468
Disposición de las áreas de maniobra	11.3.6	468
ELEMENTOS PARA EL PROYECTO DE UNA INTERSECCION	11.4	471
Curvas en intersecciones	11.4.1	471
Aberturas en la faja separadora central	11.4.2	486
Carriles en la faja separadora central	11.4.3	505
Relaciones velocidad-curvatura	11.4.4	511
Curvas de transición	11.4.5	514
Ancho de la calzada en los enlaces	11.4.6	522
Carriles de cambio de velocidad	11.4.7	529
Sobreelevación para las curvas en entronques	11.4.8	541
Distancia de visibilidad	11.4.9	546
Isletas	11.4.10	560
Dispositivos para el control del tránsito	11.4.11	572
ENTRONQUES A NIVEL	11.5	573
Alineamientos de los entronques	11.5.1	575
Diseños para disminuir o evitar maniobras erróneas	11.5.2	577
Tipos de entronques a nivel	11.5.3	578
Glorietas	11.5.4	597
ENTRONQUES A DESNIVEL	11.6	611
Factores por considerar en la justificación de entronques a desnivel	11.6.1	612
Tipos de entronques a desnivel	11.6.2	614
Accesos a un entronque a desnivel	11.6.3	616
Rampas	11.6.4	619
PASOS	11.7	627
Pasos a nivel	11.7.1	627
Pasos a desnivel	11.7.2	632
Pasos inferiores	11.7.2.1	635
Pasos superiores	11.7.2.2	635
Pasos para peatones y ganado	11.7.2.3	637
Pasos para vehículos	11.7.2.4	637
Pasos para ferrocarril	11.7.2.5	638

CAPITULO XII.—SERVICIOS Y ACCESOS

DEFINICIONES	12.1	641
Servicio en un camino	12.1.1	641
Instalación marginal	12.1.2	641
Acceso	12.1.3	641
SERVICIOS	12.2	641
Tipos de servicio	12.2.1	641
Requisitos de los servicios	12.2.2	641
INSTALACIONES MARGINALES	12.3	643
Tipos de instalaciones	12.3.1	643
Requisitos de las instalaciones	12.3.2	644

	Clasificación	Pág.
ACCESOS	12.4	644
Previsión de volúmenes de tránsito	12.4.1	644
PROYECTO GEOMETRICO	12.5	644
Accesos	12.5.1	645
Estacionamientos	12.5.2	651
Paraderos de autobuses	12.5.3	664
Zonas de descanso	12.5.4	672
CAPITULO XIII.—PAISAJE		
GENERALIDADES		685
OBJETIVOS	13.1	685
Aspecto estético y paisajista	13.1.1	686
Seguridad para los usuarios	13.1.2	686
Protección del camino	13.1.3	686
CRITERIO GENERAL DE PROYECTO	13.2	686
Criterio en la selección de ruta	13.2.1	687
Criterio en la sección transversal	13.2.2	687
CRITERIO EN ESTRUCTURAS Y OBRAS ACCESORIAS	13.3	694
Estructuras sobre el camino	13.3.1	698
Estructuras laterales al camino	13.3.2	716
Estructuras no visibles desde el camino	13.3.3	716
Obras auxiliares	13.3.4	716
Criterio en préstamos de materia1	13.3.5	719
Zona del derecho de vía	13.3.6	722
ECOLOGIA EN EL TRATAMIENTO DE ZONAS ADYACENTES AL CAMINO	13.4	722
Clima y sitio	13.4.1	723
Sucesión	13.4.2	723
Clímax	13.4.3	725
Tolerancia	13.4.4	725
Ciclos minerales o fértiles	13.4.5	727
Suelos	13.4.6	729
Establecimiento	13.4.7	729
Material de cobertura	13.4.8	730
Paisaje	13.4.9	732
Sumario	13.4.10	732
PLANTACIONES	13.5	733
Objetivos	13.5.1	733
Relación con el camino	13.5.2	734
Relación con el paisaje	13.5.3	734
Extensión	13.5.4	734
Procedimientos	13.5.5	735
Disposición a lo largo de los caminos	13.5.6	735
Protección de sitios	13.5.7	740
Protección y delimitación	13.5.8	740
Distancia de las plantaciones	13.5.9	740

	Clasificación	Pág.
PROCEDIMIENTOS EN BOSQUES	13.6	743
Circulación	13.6.1	743
Elección de trazo	13.6.2	743
Medidas de seguridad	13.6.3	743
PASTOS Y PLANTAS RASTRERAS O CESPITOSAS	13.7	746
Control de erosión	13.7.1	746
Métodos de establecimiento	13.7.2	749
ARBOLES Y ARBUSTOS	13.8	750
Arboles	13.8.1	750
Arbustos	13.8.2	753

INDICE DE TABLAS

Tabla número		Pág.
5–A	Respuesta a diferentes estímulos	67
5–B	Clasificación general de los vehículos	69
5–C	Factor de resistencia al rodamiento (KR)	76
5–D	Coeficiente de fricción longitudinal en el frenado	77
5–E	Características de los vehículos de proyecto	88
5–F	Distancia de visibilidad de parada	114
6–A	Capacidades bajo condiciones ideales, en carreteras con circulación continua	158
6–B	Elementos usados para evaluar el nivel de servicio	161
6–C	Niveles de servicio y volúmenes de servicio máximos para autopistas y vías rápidas bajo condiciones de circulación continua	174
6–D	Efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales sobre la capacidad y los volúmenes de servicio en autopistas y vías rápidas con circulación continua	176
6–E	Vehículos ligeros equivalentes por camión y por autobús para tramos largos de autopistas, vías rápidas y carreteras de carriles múltiples	177
6–F	Equivalencias de vehículos ligeros por camión, para subtramos o pendientes específicas de autopistas, vías rápidas y carreteras de carriles múltiples	178
6–G	Vehículos ligeros equivalentes por autobús en subtramos o pendientes específicas de autopistas, vías rápidas y carreteras de carriles múltiples	179
6–H	Factores de ajuste por camiones y autobuses en autopistas, carreteras de carriles múltiples y carreteras de dos carriles	180
6–I	Niveles de servicio y volúmenes de servicio máximos para carreteras de carriles múltiples, bajo condiciones de circulación continua	188
6–J	Efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales sobre la capacidad y los volúmenes de servicio en carreteras de carriles múltiples con circulación continua	189
6–K	Niveles de servicio y volúmenes de servicio máximos para carreteras de dos carriles bajo condiciones de flujo continuo	197
6–L	Efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales sobre la capacidad y los volúmenes de servicio en carreteras de dos carriles bajo condiciones de circulación continua	198
6–M	Vehículos ligeros equivalentes por camión y por autobús en tramos largos de carreteras de dos carriles	199
6–N	Vehículos ligeros equivalentes por camión, para subtramos o pendientes específicas de carreteras de dos carriles	200
6–O	Vehículos ligeros equivalentes por autobús en subtramos o pendientes específicas de carreteras de dos carriles	199
6–P	Relación entre la calidad del flujo y el volumen de servicio máximo por carril, en zonas de entrecruzamiento	218
6–Q	Combinaciones volumen-longitud consideradas fuera de la influencia del entrecruzamiento	219
6–R	Relaciones entre los niveles de servicio en el camino y la calidad del flujo en las zonas del entrecruzamiento	220

Tabla número		Pág.
6-S	Volúmenes de servicio y capacidad en los extremos de los enlaces (tránsito mixto en vehículos por hora, en una dirección, suponiendo terreno a nivel y un porcentaje de camiones no mayor del 5%)	231
6-T	Porcentaje del tránsito de paso que circula en el carril Núm. 1, en las zonas de conexión de los enlaces a un nivel de servicio D	243
6-U	Niveles de servicio y factores de carga para intersecciones a nivel aisladas, controladas con semáforo	259
6-V	Factores de ajuste por vueltas a la derecha en calles de dos sentidos, vueltas a la derecha en calles de un sentido y vueltas a la izquierda en calles de un sentido	268
6-W	Factores de ajuste por vueltas a la izquierda en calles de dos sentidos	269
6-X	Factores de ajuste por camiones y autobuses foráneos	270
6-Y	Niveles de servicio para calles urbanas y suburbanas	284
6-Z	Niveles de servicio para calles del centro de la ciudad	291
7-A	Elementos de la curva circular	324
7-B	Deflexiones y cuerdas de curvas circulares	336
7-C	Elementos de la curva de transición de 100 m de longitud	342
7-D	Valores del coeficiente [3P | J — P | ± (J — P)²] para obtener los ángulos ϕ'_{AD} y ϕ'_{AT}, que forman una cuerda de la espiral con la tangente a un punto "P"	348
7-E	Valores de la corrección (Z) del ángulo de deflexión θ_s	349
7-F	Cuadro comparativo de longitudes mínimas de transición según diferentes criterios (S = 0.10)	319
8-A	Relación entre pendiente máxima y velocidad de proyecto (caminos principales)	352
9-A	Bombeo de la corona	369
9-B	Grados máximos de curvatura	370
9-C	Sobreelevaciones, ampliaciones y ensanches de la subcorona	385
9-D	Taludes recomendados en cortes	388
11-A	Relación del número de conflictos entre los movimientos de la intersección al número de ramas de doble circulación que la forman, por tipo de maniobras	454
11-B	Radios para el diseño mínimo de intersecciones	482
11-C	Radios para el diseño mínimo de enlaces	485
11-D	Efecto del esviajamiento en el diseño mínimo para aberturas en la faja separadora, cuando el radio de control es igual a 15.00 m	496
11-E	Radios mínimos para curvas en intersecciones	515
11-F	Longitudes mínimas de espirales para curvas de intersecciones	517
11-G	Longitud de arcos circulares de una curva compuesta cuando está seguida de una curva de radio igual a la mitad, o precedida de una curva de radio igual al doble	518
11-H	Ancho de calzada en los enlaces	528
11-I	Longitud de la transición en los carriles de cambio de velocidad	533
11-J	Longitud de los carriles de cambio de velocidad	537
11-K	Relación de la longitud en pendiente a la longitud a nivel para carriles de cambio de velocidad	540
11-L	Sobreelevaciones para curvas en enlaces	542
11-M	Cambio de la sobreelevación en enlaces	543
11-N	Diferencia algebraica máxima entre las pendientes de la sobreelevación	545
11-O	Distancia mínima de visibilidad de parada en los enlaces	546
11-P	Distancia de visibilidad requerida en los extremos de las rampas cercanas a estructuras	558
11-Q	Longitud mínima del ahusamiento de la nariz	571
11-R	Longitud mínima requerida para la reducción del ancho de la calzada en los extremos de entrada	572
11-S	Distancia mínima lateral requerida a partir de la orilla interna de la calzada para proporcionar la distancia de visibilidad de parada	620
11-T	Velocidad de proyecto en los extremos de la rampa	622

Tabla número		Pág.
11–U	Pendiente máxima de la rampa de acuerdo con la velocidad de proyecto	626
11–V	Distancias de visibilidad para pasos de ferrocarril a nivel	633
12–A	Tabla de número de interferencias	667
12–B	Tabla de número de interferencias	668
12–C	Tabla de número de interferencias	668
12–D	Tabla de número de interferencias	669
12–E	Dimensiones de paraderos tipo (en terrenos con pendientes menores de 3%)	670

INDICE DE FIGURAS

Figura número		Pág.
2.1	Indice de accidentes para carreteras de dos y tres carriles con relación al volumen de tránsito	16
2.2	Indice de accidentes con relación al ancho de la calzada	17
2.3	Indice de accidentes con relación al ancho del acotamiento	20
2.4	Indice de accidentes por alineamiento y ancho del acotamiento	21
2.5	Barrera usada con éxito en los Estados de Nueva Jersey y California en Estados Unidos de América	25
2.6	Barrera recomendada por el Departamento de Caminos de Pennsylvania	25
2.7	Barrera recomendada por la División de Caminos del Estado de California	26
2.8	Colisiones frontales como un porcentaje del total de accidentes y con relación al ancho de la faja separadora	27
3.1	Red del proyecto de carreteras.—Método fotogramétrico - electrónico	34
3.2	Red del proyecto de carreteras.—Método convencional	35
3.3	Posibles rutas entre Guadalajara y Puerto Vallarta	37
3.4	Ingenieros proyectistas trabajando sobre la mesa del Balplex	39
3.5	Equipo básico para reconocimiento terrestre: brújula, aneroide y clisímetro	41
3.6	Formación de la visión estereoscópica	42
3.7	Relación de escalas	43
3.8	Estereoscopio de espejos y barra de paralaje	46
3.9	Determinación de desniveles mediante la barra de paralaje	47
3.10	Apariencias típicas de los drenajes	48
5.1	Identificación de letreros	64
5.2	Adaptabilidad a los cambios de luz	66
5.3	Dimensiones de los vehículos ligeros y pesados	70
5.4	Ancho del vehículo en curva	72
5.5	Resistencia que opone la pendiente al avance del vehículo	78
5.6	Efecto de las pendientes en los vehículos con relación peso/potencia de 90 kg/HP	80
5.7	Efecto de las pendientes en los vehículos con relación peso/potencia de 120 kg/HP	81
5.8	Efecto de las pendientes en los vehículos con relación peso/potencia de 180 kg/HP	82
5.9	Estabilidad del vehículo en las curvas	83
5.10	Coeficientes de fricción lateral para proyecto a diferentes velocidades	86
5.11	Características del vehículo de proyecto DE-335	89
5.12	Características del vehículo de proyecto DE-450	90
5.13	Características del vehículo de proyecto DE-610	91
5.14	Características del vehículo de proyecto DE-1220	92
5.15	Características del vehículo de proyecto DE-1525	93
5.16	Desplazamiento de la huella de los vehículos de proyecto, para un ángulo de vuelta de 90°	95
5.17	Desplazamiento de la huella de los vehículos de proyecto, para un ángulo de vuelta de 270°	96
5.18	Relaciones entre velocidades de marcha y de proyecto	105
5.19	Relación entre velocidad de operación y volumen de tránsito en carreteras rurales	107
5.20	Relación entre la velocidad, el volumen y la densidad	111
5.21	Maniobras de rebase según AASHO	118

Figura número		Pág.
5.22	Medida y registro de la distancia de visibilidad sobre los planos	120
5.23	Distancia a obstáculos laterales en curvas horizontales	122
5.24	Curva vertical	125
5.25	Deducción de la longitud de la curva vertical en cresta. Caso I, $D > L$	126
5.26	Deducción de la longitud de la curva vertical en cresta. Caso II, $D < L$	129
5.27	Deducción de la longitud de la curva vertical en columpio. Caso I, $D > L$	131
5.28	Deducción de la longitud de la curva vertical en columpio. Caso II, $D < L$	133
6.1	Efecto del volumen de tránsito en la utilización de carriles, en carreteras de seis carriles	140
6.2	Variación del por ciento de vehículos pesados durante las horas del día	141
6.3	Variaciones del volumen de tránsito	142
6.4	Factor de la hora de máxima demanda considerando períodos de flujo máximo de 15 minutos en 792 accesos de intersecciones urbanas	143
6.5	Determinación de la proporción de flujo para los intervalos más altos de cinco minutos, tomando como base el volumen horario máximo	144
6.6	Relaciones entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual	145
6.7	Distribución de velocidades de vehículos ligeros, en carreteras de dos carriles, con dos sentidos de circulación	147
6.8	Distribución de la frecuencia de intervalos entre pares de vehículos circulando en el mismo sentido a diferentes volúmenes de tránsito, en caminos rurales	149
6.9	Tiempo de espera para intervalos elegidos a diferentes volúmenes	151
6.10	Relaciones entre el volumen y la velocidad de operación, bajo condiciones de circulación continua, en carreteras rurales	153
6.11	Velocidad y demora promedio calculadas en una intersección urbana controlada con semáforos	154
6.12	Relación velocidad-densidad bajo condiciones de circulación continua en los caminos indicados	155
6.13	Relación velocidad-densidad bajo condiciones urbanas de flujo discontinuo	156
6.14	Relación volumen-densidad bajo condiciones de circulación continua (Holland Tunnel, New York, USA)	157
6.15	Concepto general de los niveles de servicio	163
6.16	Niveles de servicio	164
6.17	Velocidad promedio de los vehículos pesados en diferentes pendientes	168
6.18	Vehículos ligeros equivalentes por camión, para diferentes velocidades medias de los camiones en carreteras de dos carriles	170
6.19	Volúmenes de servicio equivalentes por camión en función de las pendientes en caminos con dos carriles en un sentido de circulación, a nivel de servicio B	171
6.20	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, en autopistas y vías rápidas, bajo condiciones de circulación continua	181
6.21	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, en carreteras de carriles múltiples, bajo condiciones de circulación continua	191
6.22	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 110 km/h, bajo condiciones de circulación continua	202
6.23	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h, bajo condiciones de circulación continua	202

Figura número		Pág.
6.24	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h, bajo condiciones de circulación continua	203
6.25	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 70 km/h, bajo condiciones de circulación continua	203
6.26	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 65 km/h, bajo condiciones de circulación continua	204
6.27	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 55 km/h, bajo condiciones de circulación continua	204
6.28	Formación de zonas de entrecruzamiento	212
6.29	Tipos de zonas de entrecruzamiento	214
6.30	Características de operación en las zonas de entrecruzamiento	215
6.31	Método para medir longitudes de zonas de entrecruzamiento	216
6.32	Puntos críticos de verificación	232
6.33	Enlace de entrada de una autopista de cuatro carriles. No aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	236
6.34	Enlace de salida de una autopista de cuatro carriles cuando no exista un enlace de entrada en una longitud de 1 000 m antes del indicado	236
6.35	Enlace de salida de una autopista de cuatro carriles cuando existe un enlace de entrada comprendido en una longitud de 1 000 m antes del indicado	236
6.36	Enlace de entrada de una autopista de cuatro carriles. Aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	236
6.37	Enlace de entrada con carril auxiliar, de una autopista de cuatro carriles. Aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	237
6.38	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con enlaces de salida antes y después del indicado	237
6.39	Enlace de entrada de una autopista de cuatro carriles con un enlace de entrada antes del indicado	237
6.40	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con enlaces de salida antes y después del indicado	237
6.41	Enlace de salida de una autopista de seis carriles cuando existe un enlace de entrada comprendido en una longitud de 1 700 m antes del indicado	238
6.42	Enlace de entrada con carril auxiliar, de una autopista de seis carriles. Aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	238
6.43	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con carril auxiliar comprendido entre el enlace indicado y el siguiente de salida, sin que exista algún enlace intermedio	238
6.44	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con un enlace de entrada antes del indicado	238
6.45	Enlace de entrada de una autopista de ocho carriles cuando no existe un enlace de salida en una longitud de 915 m después del indicado	239
6.46	Enlace de entrada de una autopista de ocho carriles con un enlace de salida comprendido en una longitud de 455 m a 915 m después del enlace indicado	239
6.47	Enlace de entrada de una autopista de ocho carriles con un carril auxiliar comprendido entre el enlace indicado y el siguiente enlace de salida, sin que exista algún otro enlace intermedio	239
6.48	Enlace de entrada de dos carriles, con carril de aceleración de una autopista de seis carriles	239
6.49	Enlace de salida de dos carriles, con carril de desceleración de una autopista de seis carriles	240

Figura número		Pág.
6.50	Bifurcación de una autopista de seis carriles en dos de cuatro carriles	240
6.51	Uso del carril auxiliar entre enlaces de entrada y salida adyacentes	241
6.52	Porcentaje total de vehículos pesados en el carril Núm. 1 de autopistas de 4, 6 y 8 carriles inmediatamente antes de los enlaces de entrada, o en el punto de divergencia inmediatamente antes de los enlaces de salida	242
6.53	Distribución en por ciento de los tránsitos de los enlaces de entrada y salida con probabilidad de circular en el carril Núm. 1 y en el carril auxiliar	244
6.54	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de un sentido de circulación sin estacionamiento	261
6.55	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de un sentido de circulación con estacionamiento en un lado	262
6.56	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de un sentido de circulación con estacionamiento en ambos lados	263
6.57	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de dos sentidos de circulación sin estacionamiento	264
6.58	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de dos sentidos de circulación con estacionamiento	265
6.59	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada antes de cruzar la calle y sin estacionamiento	266
6.60	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada antes de cruzar la calle y con estacionamiento	266
6.61	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada después de cruzar la calle y con estacionamiento	267
6.62	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada después de cruzar la calle y con estacionamiento	267
6.63	Volumen de servicio para el acceso a una intersección rural, en vehículos por hora de luz verde para caminos de dos sentidos de circulación sin estacionamiento	273
6.64	Relaciones entre la velocidad global y la relación v/c en arterias urbanas y suburbanas	282
7.1	Elementos de la curva circular simple	299
7.2	Elementos de la curva circular compuesta	302
7.3	Elementos de la espiral o clotoide	308
7.4	Elementos de la curva circular con espirales	311
7.5	Curvatura y deflexión máximas para que las espirales de transición no se traslapen	321
7.6	Distancia mínima necesaria a obstáculos en el interior de curvas circulares para dar la distancia de visibilidad de parada	323
8.1	Alineamiento vertical de un tramo de camino con tangentes de diferente pendiente	354
8.2	Tipos de curvas verticales	359
8.3	Elementos de las curvas verticales	360
8.4	Longitud de curvas verticales en cresta para cumplir con la distancia de visibilidad de parada	363
8.5	Longitud de curvas verticales en columpio para cumplir con la distancia de visibilidad de parada	363
9.1	Sección transversal típica en una tangente del alineamiento horizontal	368
9.2	Distribución de la sobreelevación y del coeficiente de fricción en curvas del alineamiento horizontal	372
9.3	Sobreelevaciones y longitudes de transición para sobreelevación máxima de 10%	373
9.4	Transición de la sección en tangente a la sección en curva girando sobre el eje de corona	375

Figura número		Pág.
9.5	Transición de la sección en tangente a la sección en curva girando sobre una orilla de la corona	377
9.6	Ampliaciones en curvas del alineamiento horizontal	378
9.7	Ensanche de la subcorona	382
9.8	Cuneta provisional	387
9.9	Tipos de guarniciones	392
9.10	Bordillo	393
10.1	Sección de construcción de un terraplén en tangente	401
10.2	Sección de construcción de un corte en tangente	402
10.3	Escalón de liga	404
10.4	Muros y bermas	406
10.5	Determinación de áreas, método analítico	407
10.6	Determinación de áreas, método gráfico	409
10.7	Planímetro polar	411
10.8	Volumen de un prismoide triangular	413
10.9	Descomposición de un prismoide en prismoides triangulares	416
10.10	Corrección de volumen por curvatura	418
10.11	Registro de cálculo de subrasante y curva masa	421
10.12	Diagrama de operación del sistema de procesamiento de datos para el proyecto de secciones de construcción y cálculo de curva masa	424
10.13	Propiedades del diagrama de masas	426
10.14	Acarreo libre	430
10.15	Distancia media de sobreacarreo	432
10.16	Préstamos y desperdicios	433
10.17	Posición económica de la compensadora	435
10.18	Ubicación de la compensadora económica	440
10.19	Compensador auxiliar	446
11.1	Maniobras de los vehículos en las intersecciones	448
11.2	Relación de tiempo-distancia en las maniobras de divergencia	450
11.3	Relación de tiempo-distancia en las maniobras de convergencia	451
11.4	Relación de tiempo-distancia en las maniobras de cruces	453
11.5	Puntos de conflicto en intersecciones	455
11.6	Ejemplos de áreas de maniobra simples, múltiples y compuestas	456
11.7	Ilustración del vector de velocidad relativa	457
11.8	Areas de maniobra simples de divergencia, considerando una velocidad relativa baja	458
11.9	Procedimientos para proporcionar el tiempo de maniobra	460
11.10	Zona de entrecruzamiento	461
11.11	Tipos de zonas de entrecruzamiento	462
11.12	Areas de maniobras simples y compuestas de convergencia y divergencia	463
11.13	Zona de entrecruzamiento compuesto	464
11.14	Areas de maniobra de cruce simples y compuestas	465
11.15	Ejemplos de separación de áreas de maniobra	466
11.16	Ejemplos de zonas de protección	467
11.17	Areas de maniobra simples para cruces a nivel y a desnivel	469
11.18	Geometría de movimientos de vueltas a la derecha y a la izquierda	170
11.19	Disposición general de las áreas de maniobra en el proyecto de intersecciones	472
11.20	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-335 en una deflexión de 90°	473
11.21	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-610 en una deflexión de 90°	475
11.22	Diseño mínimo para los vehículos de proyecto DE-1220 y DE-1525 en una deflexión de 90°	476
11.23	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-335 y trayectoria necesaria para vehículos mayores	478
11.24	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-610 y trayectoria necesaria para vehículos mayores	479
11.25	Diseño mínimo de enlaces en curva para vueltas a la derecha a 90°	484
11.26	Radios de control en intersecciones con vueltas a la izquierda a 90°	487

Figura número		Pág.
11.27	Diseño de la abertura mínima en la faja separadora para vehículos de proyecto DE-335 con radio de control de 12.00 m	489
11.28	Diseño de la abertura mínima en la faja separadora para vehículos de proyecto DE-610 con radio de control de 15.00 m	490
11.29	Diseño de la abertura mínima en la faja separadora para vehículos de proyecto DE-1220 con radio de control de 23.00 m.	491
11.30	Efectos del esviaje en el diseño mínimo de aberturas en fajas separadoras centrales	494
11.31	Efecto del esviaje en el diseño mínimo	497
11.32	Diseños mayores que el mínimo para aberturas en la faja separadora central	499
11.33	Diseños mínimos para vueltas en "U"	502
11.34	Diseños especiales de vueltas en "U"	504
11.35	Carriles en la faja separadora central	506
11.36	Transición del carril en la faja separadora central	507
11.37	Diseños mínimos de carril en la faja separadora central	508
11.38	Diseños de carril en la faja separadora central con remate en forma de punta de bala	509
11.39	Diseño especial de vuelta izquierda para el tránsito que deja una carretera con faja separadora angosta	512
11.40	Relación entre velocidad de proyecto y coeficiente de fricción lateral en intersecciones	513
11.41	Radios mínimos para curvas en intersecciones	516
11.42	Transiciones en los extremos de los enlaces. Diseños para 30 km/h	519
11.43	Transiciones en los extremos de los enlaces. Diseños para 50 km/h	520
11.44	Ancho de la calzada en los enlaces	523
11.45	Distancia entre las trayectorias externas de las ruedas del vehículo dentro de la curva	525
11.46	Proyección del vuelo delantero del vehículo	526
11.47	Formas de carriles de cambio de velocidad	531
11.48	Carriles de desceleración en curvas	532
11.49	Distancias recorridas durante la desceleración para vehículos ligeros, en km/h	535
11.50	Longitudes para carriles de aceleración	538
11.51	Desarrollo de la sobreelevación en los extremos de los enlaces	544
11.52	Longitud mínima de curvas verticales en los enlaces de acuerdo con la distancia de visibilidad de parada	547
11.53	Distancia mínima a obstáculos laterales en curvas horizontales de los enlaces para proporcionar la distancia de visibilidad de parada	549
11.54	Distancia de visibilidad en las intersecciones. Triángulo mínimo de visibilidad	550
11.55	Distancia de visibilidad en intersecciones. Caso III. Datos de la aceleración a partir de un alto total	553
11.56	Distancia de visibilidad en intersecciones. Caso III. Distancia de visibilidad requerida a lo largo de la carretera principal	555
11.57	Distancia de visibilidad en intersecciones. Efecto del esviajamiento	556
11.58	Distancia de visibilidad requerida en los extremos de rampas cercanas a estructuras	559
11.59	Tipos y formas más comunes de isletas	561
11.60	Ampliación de la corona del camino para proporcionar isletas separadoras	562
11.61	Diseño de isletas triangulares	565
11.62	Diseño de isletas separadoras centrales	566
11.63	Diseños para los extremos de salida	568
11.64	Diseño para los extremos de entrada	569
11.65	Tipos generales de entronques a nivel	574
11.66	Modificaciones al alineamiento horizontal	576
11.67	Entronque a nivel constituido por el camino secundario y las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante	579
11.68	Entronque a nivel constituido por el camino secundario y las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante	580

Figura número		Pág.
11.69	Entronque en "T", simple y con carril adicional	582
11.70	Entronques en "T", canalizados	584
11.71	Entronques de tres ramas, canalizadas, con cirulación en los enlaces en ambos sentidos	585
11.72	Entronques de tres ramas, con alto grado da canalización	587
11.73	Entronques de tres ramas, con alto grado de canalización	589
11.74	Entronques de cuatro ramas simples y con carriles adicionales	591
11.75	Entronques canalizados de cuatro ramas	593
11.76	Entronques de cuatro ramas, con alto grado de canalización	594
11.77	Entronques de cuatro ramas, con alto grado de canalización	596
11.78	Entronques de ramas múltiples	598
11.79	Términos empleados en el proyecto de glorietas	599
11.80	Alineamiento de la calzada de la glorieta	605
11.81	Pendiente transversal de la calzada	607
11.82	Tipos de glorietas	610
11.83	Tipos generales de entronques a desnivel	615
11.84	Ampliación para alojar isletas separadoras en los entronques a desnivel	618
11.85	Tipos de rampas	621
11.86	Disposición de extremos de rampas sucesivas	623
11.87	Formas de las rampas	625
11.88	Pasos a nivel para peatones y para ganado	628
11.89	Visibilidad en pasos de ferrocarril a nivel	631
11.90	Espacios libres laterales y verticales para pasos inferiores	636
11.91	Espacios libres laterales en pasos superiores	638
11.92	Espacios libres laterales y verticales	639
11.93	Paso superior para ferrocarril	640
12.1	Acceso a un camino de dos carriles y dos sentidos (para volúmenes de tránsito bajos en el camino y en el acceso)	646
12.2	Acceso a un camino de dos carriles y dos sentidos (para volúmenes importantes de vuelta izquierda y tránsito alto en el camino principal)	647
12.3	Acceso a una autopista (deberá estar provisto de carriles para protección y cambio de velocidad de los vehículos que usen el acceso)	648
12.4	Acceso a una estación de servicio, a partir de un camino de alta velocidad y alto volumen de tránsito	649
12.5	Acceso doble en una autopista a una instalación marginal (se proveen carriles para estacionamiento de los vehículos fuera del derecho de vía)	650
12.6	Tipo de áreas de estacionamiento	651
12.7	Dimensiones de las banquetas para peatones	653
12.8	Estacionamiento a diferentes ángulos	655
12.9	Entradas y salidas para estacionamiento	656
12.10	Estacionamiento en paralelo	657
12.11	Requisitos de espacio para dos distintas posiciones de estacionamiento	658
12.12	Colocación de topes	660
12.13	Alternativas de distribución para un lote determinado	661
12.14	Alternativas de distribución para un lote determinado	662
12.15	Alternativas de distribución para un lote determinado	663
12.16	Espacios requeridos en el área de espera para varias relaciones de llegada	664
12.17	Zona de descanso. Términos usados	674
12.18	Cambio de aceleración, para entrada al camino	675
12.19	Carriles de desceleración, para salida de camino	675
12.20	Zona de descanso apropiada para caminos con bajos volúmenes de tránsito	676
12.21	Zona de descanso para estacionamiento separado para automóviles y camiones	676
12.22	Zona de descanso con caseta de vigilancia para reducir el vandalismo	677

Figura número		Pág.
12.23	Zona de descanso adyacente a la intersección. Presta servicio tanto al camino principal como al secundario	677
12.24	Zona de descanso de tipo simple cuyo camino de acceso está provisto de dos fajas para estacionamiento paralelo	678
12.25	Zona de descanso de tipo simple cuyo camino de acceso es lo suficientemente ancho para permitir el estacionamiento paralelo en ambos costados	678
12.26	Zona de descanso con áreas separadas de estacionamiento, una para automóviles y otra para camiones	679
12.27	Zona de descanso con una gran área pavimentada para automóviles y camiones	679
12.28	Zona de descanso con dos áreas separadas de estacionamiento, una para automóviles y otra para camiones	680
12.29	Zona de descanso con dos áreas separadas de estacionamiento localizando al frente la de camiones	680
12.30	Zona de descanso con dos áreas separadas de estacionamiento interfiriendo lo menos posible con la vegetación existente	681
12.31	Zona de descanso apropiada para bajos volúmenes de tránsito, con dos áreas separadas de estacionamiento buscando no interferir con la vegetación existente	681
12.32	Zona de descanso apropiada para bajos volúmenes de tránsito con una sola área de estacionamiento	682
12.33	Zona de descanso cuya entrada está próxima a la salida	682
12.34	Zona de descanso entre dos cuerpos de una autopista	683
12.35	Zona de descanso cuyo diseño del acceso evita la construcción de un puente sobre el río	683
13.1	Formación de cavernas entre los diferentes estratos	689
13.2	Corte vertical en tangente	690
13.3	Corte suave en curva horizontal	690
13.4	Montículos resultantes de cortes	691
13.5	Menor pediente en terraplenes	693
13.6	Niveles de proyecto de isletas resultantes de entronques	695
13.7	Fajas separadoras	696
13.8	Fajas separadoras	696
13.9	Variaciones de ancho de la faja central	697
13.10	Paso a desnivel. Superestructura de dos claros y un solo paño	699
13.11	Paso a desnivel. Superestructura de dos claros, con cambios de paños en pila central y banqueta	700
13.12	Paso a desnivel. Superestructura de dos claros con reducción de peralte al centro de las mismas	701
13.13	Paso a desnivel. Superestructura de cuatro claros y substitución de estribos por pilas verticales	702
13.14	Paso a desnivel. Superestructura de cuatro claros, con soportes laterales inclinados y cambio de paños	703
13.15	Paso a desnivel. Superestructura de cuatro claros, con soportes laterales inclinados	704
13.16	Paso a desnivel. Superestructura de un solo claro, solución estéticamente negativa	705
13.17	Paso a desnivel Superestructura de un solo claro y de apariencia ligera	706
13.18	Paso a desnivel. Superestructura de un solo claro y óptima apariencia	707
13.19	Paso a desnivel. Superestructura de un solo claro	708
13.20	Paso a desnivel localizado sobre terreno natural en corte	709
13.21	Paso a desnivel en una zona plana por lo que se requiere la construcción de terracerías	710
13.22	Parapeto metálico con remates de concreto	712
13.23	Parapeto metálico con remates del mismo material que los estribos	713
13.24	Parapeto de concreto al mismo paño que la estructura	714
13.25	Parapeto de concreto al mismo paño que la estructura, con una incisión que separa los dos elementos	715

Figura número		Pág.
13.26	Parapeto de concreto como primer plano, obteniéndose sombra sobre la estructura	717
13.27	Protección de lavaderos	718
13.28	Boca de lavaderos	720
13.29	Vegetación junto a guarniciones o bordillos	721
13.30	Bocas de alcantarillas	721
13.31	Típica cubierta vegetal	724
13.32	Grupos de plantas de zonas desérticas a húmedas	724
13.33	Etapas de sucesión vegetal natural	726
13.34	Diferentes índices de tolerancia en las plantas	728
13.35	Corte sin ningún tratamiento vegetal	731
13.36	Criterio de zonificación de plantaciones en tangente	736
13.37	Plantaciones complementarias	737
13.38	Criterio de plantación en curva horizontal	738
13.39	Criterio de plantación en curvas verticales en cresta	739
13.40	Criterio de plantación en curvas verticales en cresta	739
13.41	Criterio de plantación en curva vertical en columpio	741
13.42	Criterio de plantación en cortes y terraplenes	742
13.43	Criterio de plantación en cortes y terraplenes	742
13.44	Criterio de arbolado en préstamos de material	744
13.45	Criterio de arbolado en poblados	744
13.46	Criterio de plantación de arbustos como protección contra puntos de impacto	745
13.47	Captación de una vista en un intervalo de 5 segundos	745
13.48	Faja libre de arbolado de gran talla replantada con arbustos	747
13.49	Plantaciones profusas al inicio y terminación de tramos boscosos como protección contra el viento	748
13.50	Plantación de árboles	751
13.51	Colocación de tutores en árboles	752
13.52	Plantación de arbustos	754
13.53	Plantación de seto vivo	755