INSCRIPCIONES

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA DE LA DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA; U. N. A. M.

Cuota de inscripción $3,000.00

La cuota de inscripción incluye:
- **una carpeta con las notas de los profesores**
- **bibliografía sobre el tema**
- **servicio de cafetería**
- **comidas**

Palacio de Minería Calle de Tacuba No. 5 México 1, D.F.

Horario de oficinas: lunes a viernes de 9 a 18 h.

Para mayores informes hablar a los teléfonos
521-40-20 521-73-35 512-31-23

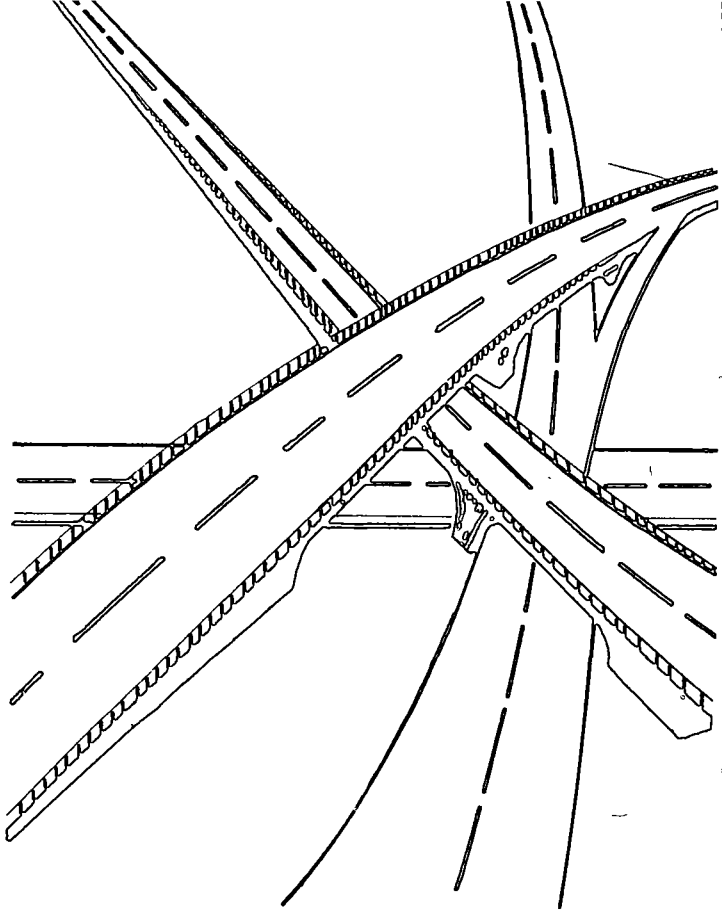
CONSTANCIA DE ASISTENCIA

La Facultad de Ingeniería de la U N A M, otorgará una constancia de asistencia a los participantes que concurran regularmente y que realicen satisfactoriamente los trabajos que se les asignen durante el curso

CIRCULA LIBRE DE PORTE
POR VIA DE SUPERFICIE
Y DENTRO DEL TERRITORIO NAL.
ART. 17 LEY ORGANICA DE LA U N A M

centro de educacion continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, u n a m

Palacio de Minería
Calle de Tacuba No. 5
México 1, D.F.



proyecto geométrico de vialidad

CURSO INTENSIVO

Duración: 40 h

Fechas: del 16 al 20 de mayo

Horario: lunes a viernes de 9 a 13 y de 14 a 18 h

Coordinador Ing. Rafael Cal y Mayor

En colaboración con la Asociación Mexicana de Ingeniería de Tránsito, A.C

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, u n a m

OBJETIVOS

Presentar los elementos involucrados en todo proyecto de vialidad, tanto urbana como rural, incluyendo el usuario, el vehículo, el volumen del tránsito, las velocidades de los vehículos y la capacidad de calles y carreteras. Con base en esos elementos considerar los alineamientos horizontal y vertical, la sección transversal y el proyecto de intersecciones, con la metodología adecuada.

A QUIEN ESTA DIRIGIDO

A ingenieros que ya tienen responsabilidades en el diseño vial o a aquellos profesionales y estudiantes que quieren aumentar sus conocimientos en el proyecto de nuevas calles o carreteras o bien en el proyecto de modificaciones necesarias en vías que funcionan con deficiencias.

TEMARIO

I ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO

- El Usuario
- El Vehículo
- Tránsito
- Velocidad
- Relación velocidad, volumen y densidad
- Distancia de Visibilidad

II CAPACIDAD

- Definiciones
- Caracteríticas del tránsito
- Capacidad y niveles de servicio
- Factores que afectan la capacidad
- Análisis de Capacidad
  - a) En intersecciones rurales
  - b) En intersecciones urbanas

III ALINEAMIENTO HORIZONTAL

IV ALINEAMIENTO VERTICAL

V SECCION TRANSVERSAL

VI INTERSECCIONES

- Definiciones y clasificación
- Maniobras de los vehículos
- Areas de maniobra
- Elementos de proyecto
  - Intersecciones a nivel
  - Intersecciones a desnivel
  - Pasos
- Metodología de Proyecto de Interseciones
  - Generalidades
  - Intersecciones a Nivel
  - Intersecciones a Desnivel

PROFESORES

ING. CRISTINO MONTOYA CERON

ING. JAIME RUIZ CARRANZA

ING. ENRIQUE SALCEDO MARTINEZ

ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Mayo 16.	9 a 13 h	ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO	ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER
		El Usuario El Vehículo Tránsito Velocidad Relación de Vel., Vol. y Densidad Dist. de Visibilidad	
Mayo	14 a 18 h	CAPACIDAD	ING. CRISTINO MONTOYA CERON
		Definiciones Características del tránsito Capacidad y niveles de servicio Factores que afectan la capacidad	
Mayo 17	9 a 13 h y 14 a 18 h	ANALISIS DE CAPACIDAD	ING. CRISTINO MONTOYA CERON
		En intersecciones rurales En intersecciones urbanas	
Mayo 18	9 a 12 h 12 a 13 h	ALINEAMIENTO HORIZONTAL ALINEAMIENTO VERTICAL	ING. JAIME RUIZ CARRANZA
	14 a 16 h	SECCION TRANSVERSAL	ING. CRISTINO MONTOYA CERON
	16 a 18 h	INTERSECCIONES	ING. ENRIQUE SALCEDO MARTINE
		Definiciones y clasificación Maniobras de los vehículos Aréas de maniobra	

#..

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Mayo 19	9 a 13 h y 14 a 18 h	Elementos de proyecto Intersecciones a nivel Intersecciones a desnivel Pasos	ING. ENRIQUE SALCEDO MARTINEZ
Mayo 20	9 a 13 h y 14 a 18 h	METODOLOGIA DE PROYECTO DE INTERSECCIONES Generalidades Intersecciones a Nivel Intersecciones a Desnivel	ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER

NOTA: Para la clase del Ing. Salcedo, los alumnos deberán traer escalímetro y compás. Trabajarán en el salón de dibujo.

'edcs. 22, IV, 77.

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

ING. CRISTINO MONTOYA CERON
Jefe de la Oficina de Estudios Viales
Depto. de Vialidad y Transporte
Dirección de Urbanismo
S.A.H. y O.P.
Liverpool No. 3-11°
México 6 , D.F.
Tel.: 535.95.26

ING. JAIME RUIZ CARRANZA
Jefe del Departamento Técnico
Comisión de Ingeniería de Tránsito
S.A.H. y O.P.
Dr. Barragán 779-4°
México 12, D.F.
Tel.: 590.25.01

ING. ENRIQUE SALCEDO MARTINEZ
Jefe del Departamento de Vialidad y Transportes
Dirección de Urbanismo
S.A.H. y O.P.
Liverpool No. 3-11°
México 6, D.F.
Tel.: 535.95.26

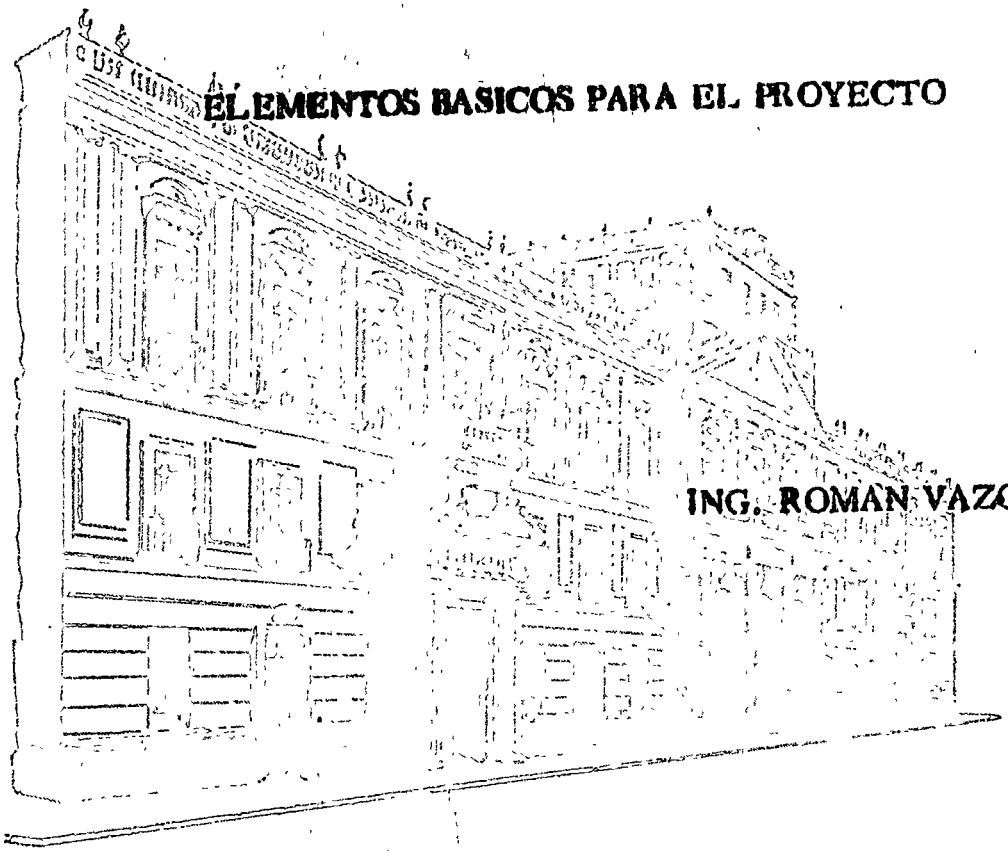
ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER
Jefe de la Oficina de Proyectos
Dirección de Ingeniería de Tránsito y Transportes
D. D. F.
Pte. de Alvarado No. 84-3°
México 4, D.F.
Tel.: 535.81.86

'edcs.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO



ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER

Mayo, 1977.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tel: 521-40-20

PROCEDIMIENTO PARA PROYECTO DE INTERSECCIONES

El mejor proyecto geométrico de una intersección es logrado siguiendo ciertos procedimientos y análisis para asegurar lo adecuado y factible del proyecto. El procedimiento de proyecto no es una parte fundamental de las normas de proyecto pero es un complemento muy provechoso. Mientras que no es posible abarcar el campo completo de procedimiento de proyecto, este apéndice presenta aquellos aspectos que tienen un efecto significativo en la geometría y solución final de una intersección para ilustrar un procedimiento deseable en problemas semejantes. Una intersección apropiada, particularmente un entronque raramente es creado y proyectado directamente al primer intento. Todos los factores deben ser analizados y evaluados conjuntamente. El proyecto debe estar en armonía con los volúmenes, velocidades, características del tránsito, la topografía del lugar, el área de influencia, el derecho de vía, los recursos aprovechables y la clase de intersección. Todas las probables soluciones deben ser probadas y examinadas antes de que las conclusiones sean dibujadas.

El siguiente procedimiento asegura abarcar completamente todos los aspectos de un problema de proyecto de intersecciones y evita refinamientos innecesarios en las etapas preliminares del estudio. El proyecto de cualquier intersección comprende los siguientes pasos:

1. - Obtención y análisis de datos de tránsito, para determinar el Volumen Horario de Proyecto para todos los movimientos directos y direccionales, incluyendo el incremento futuro.

2. - Obtención de datos físicos del lugar incluyendo mapas que muestren la topografía, cultivos, edificios ó construcciones, existentes o probables en el futuro.

3. - Determinación de la situación, tipo y trazos sobresalientes del proyecto general de todas las carreteras y su desarrollo, ambos existentes y proyectados en el área que puede tener relación con el proyecto.

4. - Preparación de varios esquemas de cruce que con probabilidad satisfagan las necesidades del tránsito y son prácticas para el lugar.

5. - Análisis de esquemas alternos y selección de los dos mejores para estudios adicionales y para preparación de proyectos preliminares y perfiles.

6. - Preparación de proyectos y perfiles previos para las alternativas seleccionadas en el punto 5.

7. - Evaluación de cada alternativa, en proyecto preliminar, con respecto a características de proyecto; relación de capacidad y volumen; características de operación; adaptabilidad total; operación del tránsito durante la construcción y adaptabilidad a las etapas de construcción.

8. - Cálculo de costos preliminares estimados para cada alternativa, incluyendo adquisición de terrenos, limpieza del lugar, construcción, conser-

vación, operación del tránsito durante la construcción, etc.

9. - Cálculo de las relaciones Beneficio-Costo para cada alternativa del proyecto preliminar.

10. - Síntesis de los análisis de los valores de los pasos 7,8 y 9 para buscar conclusiones respecto al plan preferido.

11. - Proyecto Final incluyendo preparación de proyectos de construcción, especificaciones y estimaciones.

Estos pasos son ampliados en los siguientes párrafos y se presentan problemas ilustrativos del procedimiento de proyecto, excepto en el paso 11.

El procedimiento general delineado debe regir para entronques importantes y en muchos casos para algunos menos importantes. En general, el procedimiento también debe ser seguido en intersecciones a nivel. Una canalización compleja y un proyecto con control de semáforos comunmente justifica un estudio completo con diferentes alternativas. En intersecciones a nivel, de orden inferior, puede aplicarse, pero alguno de los detalles pueden simplificarse u omitirse. Para una intersección simplemente canalizada el procedimiento puede ser abreviado considerablemente de modo que todavía se tenga un adecuado conocimiento de los costos para otros esquemas considerados como alternativas.

DATOS BASICOS PARA PROYECTO

Paso 1. - Datos de Tránsito

Los datos de tránsito tienen la mayor influencia en el tipo de intersección y sus características geométricas. Los elementos del tránsito, y el Volumen Horario de Proyecto deben obtenerse, presentándolos correctamente en la forma acostumbrada.

La información de tránsito se muestra mejor mediante un esquema diagramático indicando volúmenes y direcciones para todos los movimientos. El diagrama preferiblemente deberá indicar los Volumenes Horarios de Proyecto para todos los movimientos en un sentido y retornos, incluyendo los porcentajes de camiones en cada uno, los cuales ocurren al mismo tiempo. Para intersecciones de bajo volumen unos datos tan completos, ó un diagrama, pueden no ser necesarios.

Un diagrama que muestre volúmenes horarios máximos para todos los movimientos, no nos dá una visión verdadera de la situación del Volumen de Proyecto, porque es un compuesto seleccionado de los volúmenes más altos que ocruren a tiempos diferentes, tales como en una dirección durante la hora máxima de la mañana y el opuesto durante la hora máxima de la tarde. Para las condiciones de volúmenes bajos a moderados, los proyectos basados en los mencionados volúmenes "compuestos" pueden diferir muy poco de aquellos basados en movimientos simultáneos para una hora máxima particular y podrán estar del lado de la seguridad. Pero, para las condiciones de volúmenes máximos los proyectos para volúmenes compuestos pueden ser sustancialmente diferentes. Don-

de los volúmenes de tránsito para uno o más movimientos direccionales son fuertes y sin equilibrio en su dirección, el uso de los datos de tránsito compuesto para proyecto pueden resultar en un sobre-diseño de la intersección.

Los datos de tránsito pueden se presentados convenientemente por dos diagramas, uno que muestre los volúmenes horarios simultáneos durante una máxima demanda, digamos durante la hora de proyecto para la mañana y el otro en otra máxima demanda, digamos en la hora vespertina de proyecto. Éstos datos de tránsito se necesitan para todas las intersecciones mayores, particularmente en los entronques donde grandes volúmenes de camiones deben ser incluídos en cada movimiento horario. Deben proporcionarse las características para obtener de los camiones los datos de los vehículos de proyecto.

Se ilustran los dos métodos de presentación del tránsito. La Fig. A-1 ilustra el método compuesto en combinación con una intersección a nivel y la figura A-5 muestra los movimientos simultáneos durante las máximas demandas Am y Pm para una intersección.

Paso 2.- Datos del lugar.

Fundamental en cualquier proyecto de intersección es un plano actualizado del lugar, mostrando la topografía, cultivos, derecho de vía, etc., así como la evaluación de propiedades, suelo en general, condiciones de cimentación y cuencas hidráulicas, si las hay.

Paso 3.- Datos de Carreteras y Desarrollo Futuro.

Debe obtenerse información concerniente a carreteras existentes y cualquier mejora planeada en el área que pueda afectar o ser afectada para la intersección que será objeto de mejoramiento. El desarrollo futuro de las tierras adyacentes y otras mejoras deben incluirse. Esto puede tener relación con el tipo y trazo geométrico de la intersección y sus accesos, incluyendo tales características como control de accesos, facilidades de estacionamiento, caminos laterales, etc. Toda esta información debe ser recopilada y colocada en el plano del lugar, el cual se reproducirá a una escala conveniente y que será usado como base para los diagramas y planos preliminares.

PROYECTO PRELIMINAR

Paso 4.- Preparación de Diagramas para Posibles Soluciones Alternas.

Los diagramas o dibujos de trazo de ubicación, a escala, son hechos en forma rápida, en parte a mano, con papel calca sobre el plano base. Tales dibujos pueden ser desarrollados rápida y facilmente y deben hacerse para todas los probables alternativas que son merecedoras de consideración. En su desarrollo una verificación aproximada es hecha mental y visualmente de ciertos razgos de proyecto, tales como límite de curvatura, perfiles, localización de isletas, etc a fin de evaluar la conveniencia de cada trazo. En esta etapa solo los aspectos generales del problema son considerados. No solo se gasta tiempo sino que causa confusión al proyectista considerar dimensiones detalladas antes que las características generales de los posibles proyectos hayan sido dibujados y exami

nados. Los cálculos y afinación de detalles pueden reservarse para los pasos finales del proyecto.

Intersecciones a nivel.

Los dibujos de estudio para una intersección a nivel se realizan de manera rápida, a mano, con equipo de dibujo o por ambos métodos, a pequeña pero conveniente escala, mostrando en el proyecto los límites de pavimento y localización de isletas, acotamientos, etc. Un ejemplo está en la figura A-2.- Todas las soluciones prácticas que puedan satisfacer las necesidades del tránsito y limitaciones de lugar serán dibujadas. Los perfiles generalmente no necesitan hacerse, pero puede hacerse una revisión a fin de asegurar que las pendientes de los accesos a la intersección sean generalmente satisfactorios.

Los esquemas de estudio de una intersección a nivel son dibujados mejor en un plano base a una escala 1:500 ó bien 1:1000. Generalmente, las escalas menores o mayores exigen mas tiempo y dificultan su manejo. Pueden utilizarse escalas más pequeñas, como 1:2000, para trazos rápidos.

Entronques a Desnivel-Dibujos de línea sencilla.

Ya que las intersecciones son mayores en área y tienen considerablemente más desarrollo y longitud de los caminos que se cruzan, que en una intersección a nivel, es posible hacer los esquemas de reconocimiento con una sola línea para cada carril o cada mitad de un pavimento de dos sentidos. Ver ejemplo en la figura A-6. La dirección de las flechas en las líneas muestra la operación propuesta. Los dibujos de línea sencilla para entronques son excelentes para un planteamiento y examen rápido de todos los esquemas probables. Son hechos en forma expedita, a mano, con equipo de dibujo, o por ambos métodos, en papel transparante, sobre el plano base. Estos diagramas, dibujados a escala, son suficientemente aproximados para esta fase de estudio del proyecto. Las anchuras de pavimento se visualizan rápidamente y donde gobiernan el proyecto, dos puntos de acceso y rampas finales pueden ser dibujadas. Las estructuras se muestran por indicación de los parapetos. Deben usarse los valores que fijan las normas en las relaciones de velocidad/curvatura, ubicación de cadenamientos, longitud de las secciones de cruzamientos, limitaciones de estructuras, etc. Los perfiles rara vez necesitan dibujarse, pero pueden revisarse rápidamente de acuerdo con puntos fijos del proyecto. Las pendientes entre esos puntos pueden ser estimadas aproximadamente ó ajustadas utilizando longitudes a escala con la previsión para las curvas verticales. En algunas ocasiones, los perfiles dudosos pueden dibujarse aunque, como un conjunto, no es muy necesario para desarrollar perfiles completos en estos trazos esquemáticos.

Los dibujos de línea sencilla son mejor logrados a escalas de 1:5,000 a 1:1,000. Se usan escalas menores en estudios de ruta y trazos más completos. Las escalas menores de 1:5,000 pueden no ser correctas. La escala 1:1,000 puede ser deseable en caso de limitaciones físicas locales u otras condiciones críticas.

Paso 5.- Análisis de esquemas alternos.

Después de que todos los posibles diagramas hayan sido preparados --

en forma de dibujo de estudio, se analizan en forma general comparando sus ventajas y desventajas. La comparación se hace en forma amplia, analizando puntos sobresalientes del proyecto, características de operación, factibilidad para acomodar el tránsito, costo probable, acomodo total en el lugar, tipo de intersección, etc. Algunos de los diagramas se encontrarán que son francamente inferiores a otros u obviamente inapropiados, por lo que son eliminados. Otros mostrarán características atractivas y justificarán más estudios detallados. En la mayoría de problemas de intersecciones cuando menos dos, y en algunos casos carlos de tales esquemas, merecen desarrollarse como proyectos preliminares alternos.

Paso 6. - Preparación de Proyectos Preliminares Alternos.

Los proyectos preliminares de los diagramas elegidos son hechos en mayor detalle que los dibujos de estudios pero como escasamente se requieren cálculos se desarrollan rápidamente como soluciones gráficas. No se requiere mucho tiempo y gran calidad en el dibujo.

La fig. -3 es un ejemplo de una intersección a nivel y las -7 y -8 corresponden a un entronque a desnivel.

Las alternativas preliminares proyectadas también se hacen con papel calca sobrepuesto a un plano base, el cual generalmente está a una escala mayor que la utilizada para los dibujos de estudio. Las escalas convenientes para intersecciones a nivel son aquellas en el rango de 1:1,000 y 1:500 para entronques a desnivel una escala 1:2,000 es ampliamente recomendable. Una escala de 1:1,000 puede ser útil para proyectos de entronques pequeños y para condiciones estrechas y una escala de 1:4,000 para proyectos extensos y complejos.

El trazo del proyecto preliminar empieza por transformar el dibujo de estudio en un nuevo trazo a mano. Donde las escalas varían, como puede ocurrir, la transformación se hace visualmente por relaciones observadas entre los caminos y otras características en el plano base .

La transformación puede hacerse directamente en una ampliación fotográfica del dibujo de línea simple. Las orillas del pavimento a los centros de línea son suavisados o ajustados como se desee utilizando una plantilla u otros útiles de dibujo. En el trazo se aplican las normas fijadas con el debido criterio en todas las limitaciones locales para cada ruta. Ambos límites del pavimento son dibujados y las isletas y vértices ubicados. Para intersecciones a nivel se dibujan los perfiles de los movimientos directos. Para entronques los perfiles son dibujados para los movimientos directos y para todas las rampas. Los perfiles también se dibujan sin cálculos. Las plantas y los perfiles son dibujados conjuntamente, realizando en ambos los ajustes que se encuentran necesarios.

Las plantas preliminares de los entronques deberán tener todas las vías cadeneadas, a la escala usual, aunque no calculadas, a lo largo de la línea de centro en movimientos directos y a largo de uno de los límites del pavimento en las rampas. Es deseable que el cadenamiento en las rampas sea hecho continuado del que va por la vía de tránsito directo.

facilita el dibujo y presentación de los perfiles yuxtapuestos de los caminos y las rampas. Los vértices de las isletas y los finales de las rampas deben ser localizados en los perfiles. Los vértices de aproximación de las isletas deben ser achaflanados, alejándolos de los límites normales del pavimento. Aunque esto puede parecer un refinamiento para un plan preliminar, asegura que los perfiles para los pavimentos divergentes se encuentran apropiadamente en los vértices citados. En su posición achaflanada un vértice de isleta puede estar ubicado a cierta distancia de la intersección de los bordes del pavimento, por lo que requiere un ajuste del perfil.

Los perfiles de los caminos y rampas se dibujan a la misma escala horizontal que la planta, con una escala vertical aproximadamente diez veces mayor que la escala horizontal. Con el cadenamiento continuo sugerido los perfiles de la rampa pueden ser superpuestos en los perfiles del camino. Ver fig. A-B. Por conveniencia, cada rampa debe ser identificada en planta y perfil por una letra o combinación adecuada de letras.

Los puentes se indican en la planta por las líneas de parapeto ó banqueta. Donde existen varias estructuras deben numerarse para identificación y rápida referencia en los perfiles. Los puentes deben mostrarse tanto en perfil inferior como superior del camino.

Los perfiles están controlados principalmente por la topografía, pendientes máximas, distancia mínima de visibilidad, y claros de las estructuras, pero pueden también ser afectados por la sobreelevación requerida.

En una red de caminos la sobreelevación de uno de ellos puede influir significativamente en el perfil del otro. Esto se toma en consideración al final de la rampa donde la elevación a través del camino y de las rampas son diferentes en cada lado del acceso o de la unión final. Ver fig. 8. Los refinamientos en la aplicación de la sobreelevación en los proyecto preliminares, aunque sean aproximados aseguran perfiles razonables.

DETERMINACION DEL PLAN ELEGIDO.

Paso 7.- Evaluación de características Geométricas y de Operación.

Después que el plano preliminar de los esquemas de alternativas está completo debe ser examinado con respecto a las características geométricas y de operación del tránsito. Las características generalmente consideradas en este examen, pero no necesariamente en este orden, son: adaptabilidad, accesibilidad, características de diseño, capacidad, características de operación, sostenimiento del tránsito y etapas de desarrollo.

Adaptabilidad.- Cada alternativa del plan debe juzgarse con respecto a su adaptabilidad en el lugar, con el tipo de intersección y al tránsito. Algunos arreglos son mas apropiados que otros a la topografía y circunstrancias del lugar. Los proyectos que requieren grandes terraplenes y cortes profundos o drenaje difícil son menos deseables que aquellos que se apegan mas a la conformación del terreno natural y se prestan ellos mismos a pendientes apropiadas y al tratamiento del paisaje.

La estética es importante a tal grado que el arreglo de la intersección puede dar realce a afear la zona considerada. Los tipos de intersección y el servicio que se intenta proporcionar son factores importantes en la selección del esquema. Por ejemplo, en una intersección de dos caminos relativamente menores, una canalización de altas especificaciones puede resultar inapropiada, mientras que un proyecto especial puede ser necesario en una intersección de dos carreteras de alta velocidad. Las rampas que acomodan vueltas a nivel a la izquierda puede ser aceptables en una carretera a lo largo de la cual hay otras intersecciones a nivel pero deben de ser evitadas en una carretera dividida, con pocas intersecciones a nivel. Los entronques direccionales normalmente no son apropiados a menos que ambas carreteras interceptadas sean suficientemente importantes y exista un movimiento fuerta de vuelta izquierda. Brevemente, el uso de intersecciones debe estar de acuerdo con el carácter de las carreteras que se cruzan.

La forma en la cual las vueltas se ajustan al tránsito debe ser considerada determinante. Es preferible un diseño que da preferencia al movimiento con mayor volumen de tránsito. El grado y modo de canalización o el tipo y forma de rampas debe reflejar los volúmenes y carácter del tránsito.

Accesibilidad. - Cada proyecto alterno debe ser examinado según su accesibilidad o posibilidad de realizar el proyecto dentro de la construcción actual. Los efectos económicos locales del mejoramiento de una carretera pueden modificar una conclusión ingenieril. Los aspectos ingenieriles del diseño deben ser considerados juntamente con sus efectos sobre la comunidad, no solo donde el desarrollo pueda requerir la remoción de ciertos edificios sino también donde ciertos establecimientos son afectados adversamente por la relocalización del tránsito. Estos efectos a menudo son reflejados en el costo real del camino, como cuando los establecimientos comerciales son adquiridos directamente o cuando el daño directo es de otro modo impuesto, pero un daño a menudo no puede ser calculado o pagado. Los daños pueden ser valuados pero también deben ser considerados intangibles. Otro tipo de limitación intangible es la renuncia, arraigada profundamente, a perjudicar instalaciones religiosas o culturales. Los cementerios, también a menudo, son considerados intocables.

Características de diseño. - Los aspectos geométricos, tales como alineamiento, perfil, distancia de visibilidad, anchura de pavimento, carriles auxiliares, sobreelevación, isletas y vías de acceso, etc, deben ser comparadas en las alternativas, para tenerlas en cuenta en la adaptabilidad del proyecto. De otra manera no se verá fácilmente la diferencia entre el nuevo proyecto geométrico y el que contiene las normas mínimas .

Capacidad. - Un análisis de capacidad debe ser hecho en cada proyecto alterno para determinar que tan fácilmente lo proyectado acomodará el tránsito probable. El Manual de Capacidad de Carreteras proporciona las herramientas necesarias para un análisis de capacidad. Mientras en algunos casos las dimensiones, o el número de carriles, pueden ser determinadas directamente de los datos de volumen y capacidad, en la mayor parte de los casos de proyectos la capacidad es confrontada contra el volumen y el proyecto readaptado, quizá más que una vez.

Es deseable que una comparación de capacidad con el pronóstico de vo-

lúmenes de tránsito sea indicada en el proyecto preliminar; ver fig.7. Esta comparación muestra claramente el tránsito adecuado a cada proyecto alterno. Donde los costos no difieren mucho, son preferidos los proyectos que proporcionan capacidades en exceso de los volúmenes horarios de proyecto. En el primer caso, el diseño puede absorber máximas demandas que probablemente ocurran ocasionalmente y será útil para algún período más allá del año para el cual se diseñó. En el último caso el congestionamiento durante las horas de máxima demanda, ocurriría más pronto y los incrementos de tránsito futuro no pueden ser servidos sin mejoramientos adicionales.

Características operacionales. - Las características operacionales de cada proyecto alterno pueden ser evaluadas con bases en las experiencias y datos disponibles, considerando comportamiento del conductor y funcionamiento del tránsito. Son considerados los efectos de convergencia, divergencia, cruces y movimientos mezclados. Las relaciones de capacidad a volúmenes de tránsito son observados para valuar el tipo de operación, velocidades probables, interferencia y demora, localización, proximidad, etc.

La secuencia de salidas y entradas son examinadas, para determinar sus efectos en la operación como trayectorias claras a seguir, considerando si la intersección puede ser señalizada en forma efectiva. También el aspecto de seguridad debe ser evaluado y deberá recibir serias consideraciones en la selección de los diagramas.

La evaluación de las características de operación para intersecciones mayores se facilita por medio de la preparación de diagramas separados o trazos indicando las vías para las corrientes mayores de tránsito, tal como las que usa un conductor al atravesar la intersección. Un diagrama separado es hecho para cada movimiento principal indicando sucesivamente las salidas y llegadas. Solamente los conceptos principales tales como isletas, vértices y puentes, por los cuales el conductor pasa, son incluídos. Esto sirve para señalar las obras principales del conjunto de la intersección y que sea evidente a primera vista las que determinan las características de operación en cada viaje a uno y otro lado de la intersección.

SOSTENIMIENTO DEL TRANSITO DURANTE LA CONSTRUCCION

La manera que en cada proyecto alterno el tránsito será sostenido durante la construcción deberá ser examinada, para definir si será necesario el costo de un desvío o si la no interrupción del tránsito es problemática durante la construcción. Cerca de y en áreas urbanas, un plan altamente deseable, desde el punto de vista geométrica y de características de operación, podría ser inconveniente debido a que éste no podría servir en forma adecuada conservando el alto volumen de tránsito durante el período de construcción. Generalmente en áreas rurales este aspecto no es serio, pero puede haber ventajas substanciales de una alternativa sobre otra en este requisito, particularmente en terrenos escabrosos.

ETAPAS DE DESARROLLO

Durante algún tiempo inicial solamente ciertas partes fundamentales de la intersección necesitan ser construídas. Otras estructuras y rampas serán

construídas cuando se tenga advertencia de un crecimiento del tránsito. Algunas veces por falta de fondos se hace necesario construir solamente parte del plan original; el plan completo se podrá fundamentalmente desarrollar en futuras asignaciones. En tales casos, cada plan de alternativa deberá ser examinado para su adaptabilidad a cada etapa de construcción. Ha demostrado ser muy ventajoso el preparar planos preliminares por separado para cada etapa. Las características de operación para la primera etapa y factibilidad de la siguiente etapa, tomando en consideración el sostenimiento del tránsito, pueden tener valor importante en la selección de diagramas.

Paso 8.- Cálculo del mejoramiento vial y costos de operación o[illegible]

Los costos preliminares o estimados, aproximados, deberán hacerse para cada plan preliminar alterno. Todos los conceptos mayores deberán ser incluídos; adquisición del derecho de vía, limpia del lugar, terracerías, pavimento, drenaje, estructuras, y el cambio del sostenimiento del tránsito durante la construcción. El costo estimado anual de la conservación de operación del camino, deberán también incluirse, si aparentemente hay una diferencia significativa entre las alternativas .

Los costos estimados en planos preliminares pueden ser hechos rápidamente aplicando costos unitarios representativos a cantidades aproximadas y usando un arreglo de sumas para algunos conceptos. Las cantidades aproximadas del derecho de vía, limpia y de la obra pueden ser obtenidos directamente del plano. Los volúmenes de terracerías pueden ser calculados haciendo esquemas de unas cuantas secciones transversales de importancia para ser usadas adecuadamente. Las longitudes de tubo de drenaje, cunetas, banquetas y muros pueden ser dibujadas a escala. El costo de las estructuras pueden se aproximados aplicando costos unitarios para estructuras típicas, según la medida del área cubierta y posiblemente añadiendo ciertos arreglos .

Sumas por columnas .

El costo de las otras partidas puede ser calculado en la misma forma, basándose en cantidades estimadas con cierta aproximación. La característica esencial consiste en la inclusión de todas las partes significativas, cada una estimada en la misma manera para todos los proyectos alternos .

Como en las otras fases del desarrollo y de análisis de planos preliminares, los costos estimados deberán ser preparados sólo con la exactitud necesaria para ser consistente con los mismos proyectos. Los métodos más detallados y exactos comunmente usados con planos finales deberán aplicarse para algunas partes, pero para las demás partes deberán usarse métodos rápidos y breves.

Paso 9.- Cálculo de costos de operación.

Para completar un análisis económico de proyectos alternos de intersección, deben determinarse los costos de operación para los usuarios en cada alternativa. Los costos de los usuarios son los costos de operación de los vehículos que incluyen el valor del tiempo. Son calculados considerando el volúmen, la longitud recorrida y el costo unitario por km para cada movimiento separado-

a través o dentro del área entre límites comunes para cada proyecto alterno.

El costo unitario del vehículo por km cubre combustibles, lubricantes, llantas, depreciación, reparaciones, etc., y usualmente se consideran también el costo de demoras y detenciones en ruta, el costo de accidentes y valores intangibles tales como falta de comodidad o conveniencia. En muchos casos de planes de intersecciones, el costo de las paradas puede ser significativo y deberá ser considerado por separado.

El total de los costos de operación para cada plan alterno es algunas veces un excelente factor para comparaciones, reflejando la velocidad, distancia de recorrido, condiciones de operación, paradas necesarias, etc, para todos los movimientos. Los planes alternos pueden compararse directamente en estos aspectos con relaciones de beneficios a los usuarios del camino, indicativos de la reducción en costos de operación en relación a desembolsos de capital.

Paso 10. - Análisis de conjunto para determinar el plan preferido.

El paso final para escoger el plan preferido entre dos o más alternativas, es un análisis de conjunto o evaluación de las comparaciones hechas para cada una de las características o partidas discutidas antes. Esencialmente, ésta es una revisión de los diferentes detalles estudiados y una expresión total de la calificación combinada para cada plan alterno. Una guía conveniente es una tabulación dentro de la que cada comparación referente a una partida o característica está expresada para cada plan alterno, por una calificación relativa como A (El mejor con respecto a la partida en comparación), B (El siguiente mejor), C (Menos deseable que B), etc.

Las partidas en comparación no tienen igual valor o peso. Más aún, la diferencia entre un plan alterno y otro para cualquier partida, puede ser menor y sin embargo no estar reflejada en las calificaciones A, B y C. Por esta razón, se requiere criterio de ingeniería para llegar a la evaluación correcta y determinar el orden de preferencia de los planes alternos. El análisis de beneficio de los usuarios con respecto a planes alternos, expresado en términos de la relación de beneficios, da también una indicación positiva del orden de preferencia, particularmente cuando se combina con las calificaciones de características geométricas y operacionales mencionadas antes. En la mayoría de los casos el examen objetivo y la asignación de calificaciones a las características de cada plan alterno, guiarán al proyectista hacia conclusiones imparcialmente positivas.

La conclusión a que se llegó por encima del procedimiento analítico puede no siempre indicar el proyecto que ha sido elegido. Además, el fallo debe ser combinado con el conocimiento de limitaciones de recursos llegando a la conclusión final. Hay además el factor de "factibilidad" y los aspectos intangibles que se mencionaron previamente. El proyecto final seleccionado algunas veces no es el mejor, ingenierilmente, de los proyectos estudiados pero es el más práctico de los proyectos por lo cual puede ser financiada la construcción.

Un método siempre usado en más alternativas, es la preparación de un reporte preliminar de ingeniería presentando y analizando todos los factores.

Los proyectos alternos son presentados separadamente y las ventajas y desventajas son discutidas en forma narrativa. En un capítulo concluyendo la alternativa que se prefirió se indican las mejores razones por las que se escogió. Esta manera de reporte tiene la ventaja de un registro permanente muy conveniente y es útil donde varias dependencias tienen que estar de acuerdo con la elección.

PROYECTO FINAL

Paso 11. - Ejecución de proyectos, especificaciones y presupuestos.

Una vez que el proyecto general ha sido determinado y un proyecto preliminar está disponible, sólo resta desarrollarlo a la escala y detalles de costumbre de los planos de construcción. Esto es en gran parte una tarea del proyectista.

El proyecto preliminar acompañado de perfiles, en gran parte es la solución gráfica, pero el diseño final es hecho por una serie de cálculos, desarrollo de detalles y preparación de proyectos y perfiles a escala y precisión conveniente para su interpretación. Los alineamientos son calculados y la elevación de los perfiles calculada o resuelta gráficamente. La nivelación, drenaje, estructura y detalles de pavimento debe precisarse. Algunos detalles tales como curvas, juntas de pavimentos, isletas, etc. pueden requerir grandes planos a escala. Las cantidades de construcción son calculadas y las especificaciones de construcción, establecidas. El desarrollo preliminar del proyecto en gran parte es una forma de ensayo de soluciones pero el diseño final es la fijación progresiva de todos los detalles, en el grado requerido de exactitud para el diseño final es la fijación progresiva de todos los detalles, en el grado requerido de exactitud para el diseño general ya establecido.

Con el proyecto seleccionado como base, se ajusta el diseño del alineamiento final a conveniencia del proyecto preliminar . Igual donde un reconocimiento exacto y mapa topográfico está disponible para establecer las líneas finales, el trabajo es expeditado por localización de ejes cerca de su posición final por ampliación del proyecto preliminar seleccionado. Después de que el alineamiento es calculado, los perfiles que lo acompañan son usualmente trazados directamente. Las ampliaciones de los perfiles preliminares como una guía no son necesarios.

El diseño final de una intersección principal con varias islas de canalización o rampas puede ser acelerado por el uso de un sistema de coordenadas. Colocadas las líneas de ejes o las líneas de control de la orilla del pavimento pueden ser unidas en circuitos a la posición requerida y las coordenadas de puntos aislados, tan necesarias para cualquier proyecto, pueden ser computadas desde otros puntos de coordenadas conocidas. Donde las carreteras que se atraviesan no están en un sistema de coordenadas, un sistema local puede ser establecido por un señalamiento arbitrario con una plantilla para una selección de puntos de control y calculando las coordenadas de todos los otros puntos. Un sistema de coordenadas es ventajoso como un control para replantear los datos de construcción.

Los planos, especificaciones y estimaciones necesariamente varían -

mucho con la escala, alcance y forma de presentación. Cada dependencia de carreteras tiene métodos establecidos y relgas adecuadas para sus necesidades particulares.

EJEMPLOS DE PROCEDIMIENTOS PARA EL PROYECTO

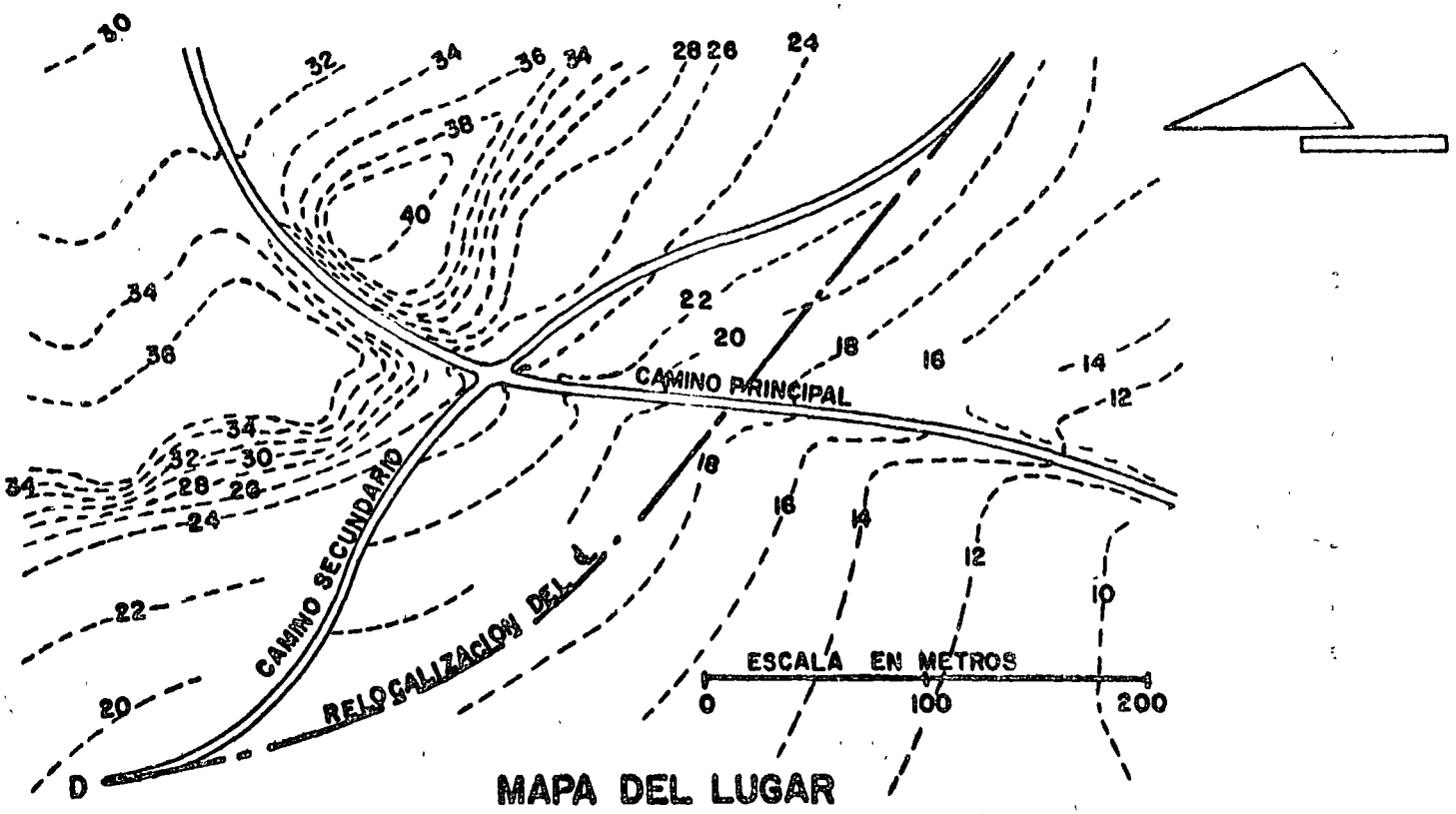
Se presentan dos ejemplos de proyecto en problemas de entronques para ilustrar en detalle los procedimientos arriba descritos. En el primero una intersección típica, a nivel, de cuatro accesos, es proyectada después de considerar varias alternativas. En el otro, mediante esquemas lineales, se ensaya un cruce a desnivel. Aunque no todos los dibujos, planos, perfiles y datos analizados son mostrados. Se incluyen muestras de cada paso significativo del proceso.

EJEMPLO DE INTERSECCION A NIVEL

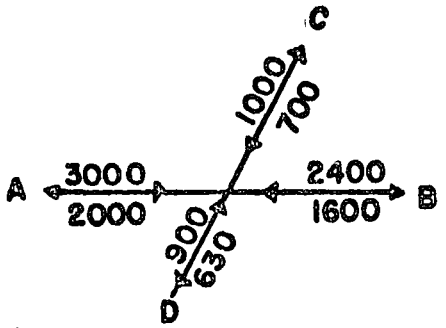
Una ruta estatal troncal, de dos carriles, en zona rural tiene 18 años de pavimentada, y está siendo repavimentada en una distancia de aproximadamente 50 km. Es el camino principal que atraviesa la región; tiene tránsito pesado y los 6 m de pavimento requieren un recubrimiento sólido para prevenir posterior deterioro. El pavimento está siendo ampliado a 7.20 m; las condiciones de alineamiento están siendo mejoradas y varias intersecciones importantes están siendo reconstruídas. En la figura 1 el camino AB sobre el plano es una parte de esta ruta y la intersección con el camino CD está siendo rediseñada. Las velocidades promedio con que se corre en el camino AB son de 70 km por hora y 15 km por hora menor en el camino CD, fuera de la intersección.

El camino CD es un camino vecinal de dos carriles con 5.40 m de pavimento asfáltico. Sirve como como principal conector de enlace con el camino AB. La intersección tiene un índice de accidentes superior al promedio, el cual, en parte, resulta de la combinación de la pendiente y la distancia de visibilidad inadecuada hacia el noroeste. Los taludes del corte del camino limitan la visibilidad entre el tránsito que se aproxima sobre el camino y el que se cruza a partir de una posición de parada. Igualmente, el perfil sobre el camino AB hace difícil la desaceleración de bajada de los vehículos, como lo requiere la seguridad. Dos edificios en la zona, un almacén y una casa-habitación en la intersección, también restringen las distancias de visibilidad. Están demasiado cercanos del camino por lo que requieren ser quitados para mejorar la intersección existente. Por estas varias razones, se hizo un estudio preliminar para desplazar el camino vecinal aproximadamente a 135 m hacia el este y, con terreno favorable, fué encontrado factible abandonar una porción del viejo camino y utilizar el nuevo sitio. La sección desplazada puede ser pavimentada en un ancho de 6.60 m. No hay otros caminos planeados o probables en esta zona general.

Los datos del tránsito que se cruza son mostrados sobre los diagramas anteriores en la fig. 1. Fueron desarrollados de aforos hechos en la intersección existente y una estación de aforo continuo sobre el camino AB. El camino AB tiene pronosticados volúmenes promedios diarios de 2,400 a 3,000 para



MAPA DEL LUGAR



TPD EN EL ENTRONQUE (1980)

LAS CIFRAS MENORES SON DE 1980

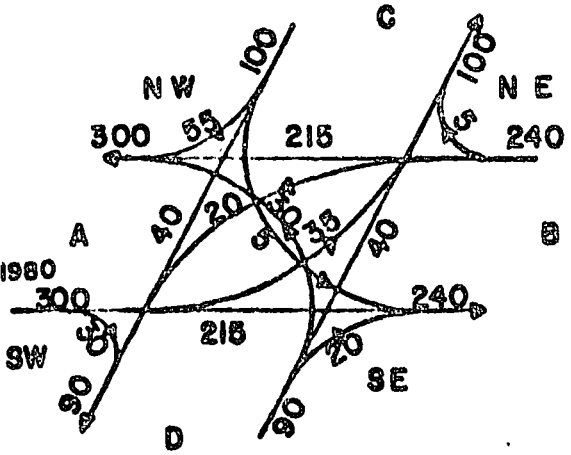
NOTA:

K = THP (Dos sentidos) EN % DEL TPD = 15

D = % En un sentido en hora max. de demanda = 67

T = % De camiones en hora max. demanda.
CAMINO PRINCIPAL = 14
CAMINO TRANSVERSAL = 7

WB-40 VEHICULO DE PROYECTO



VOLUMENES HORARIOS DE PROYECTO (VHP) 1980

MOVIMIENTOS MAXIMOS COMBINADOS NO SIMULTANEOS

INTERSECCION A NIVEL. MAPA DEL LUGAR Y DATOS DEL TRANSITO

FIGURA 1

el año de 1980 y el camino que cruza 900 a 1,000 .

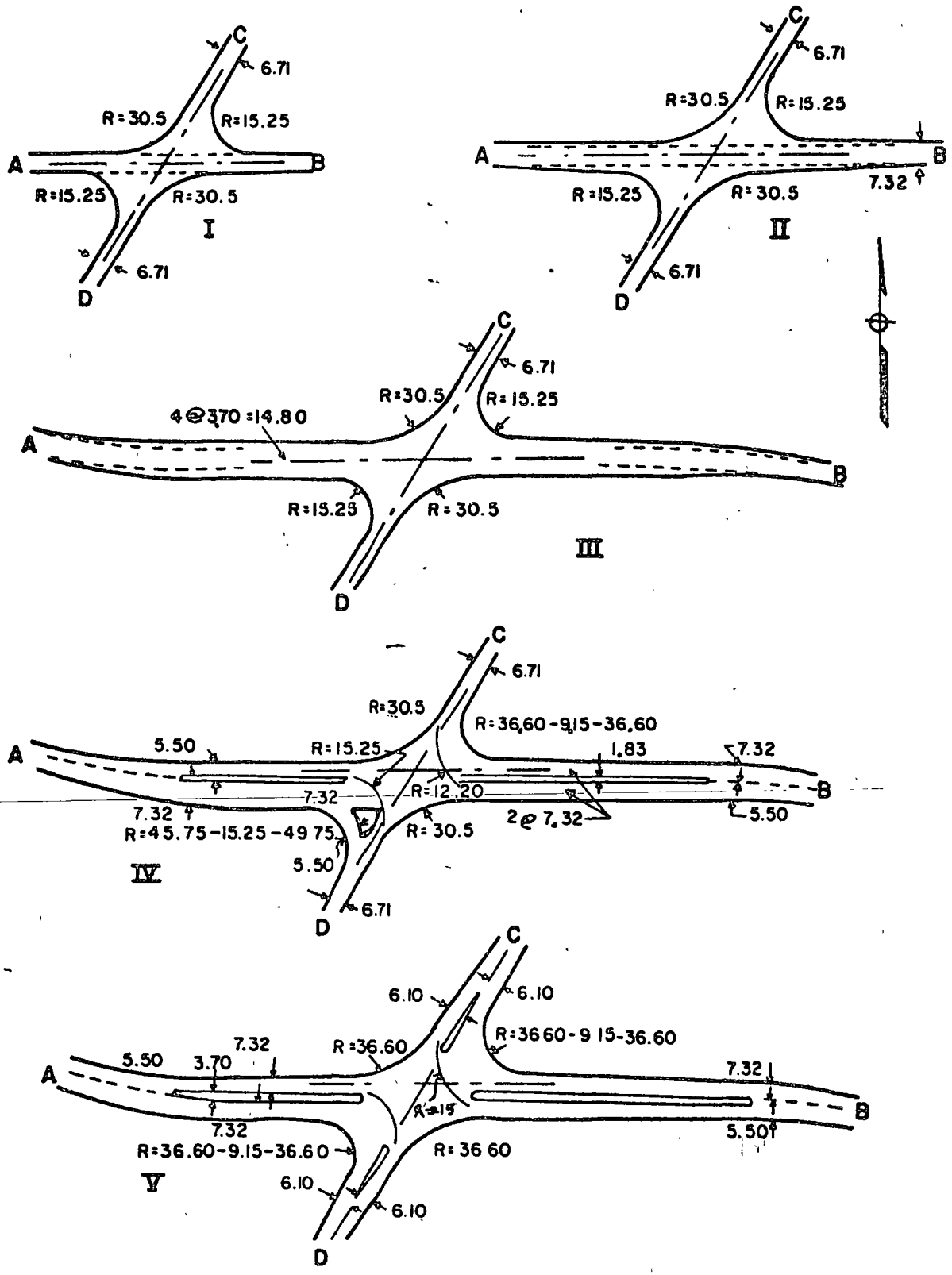
La proporción de camiones de camiones es medianamente alta y hay bastante semi-remolques por lo que se requiere usar el vehículo de proyecto WB-40. Los volúmenes horarios de proyecto, en 1980, enseñan los principales movimientos, de giro de 55 por hora, en el cuadrante Noroeste y el mínimo en el cuadrante Noreste. Los movimiento de giro en los dos cuadrantes en el sur son casi la mitad de los mas grandes. Todos los movimientos son para un máximo horario y, por lo tanto, alguna interferencia mayor será difícil que se presente. De las condiciones generales y datos de tránsito, es evidente que: (a) ambos caminos quedarán de dos carriles, (b) una intersección a nivel estaría bien, posiblemente con alguna canalización (c) los semáforos no son apropiados o necesarios en esta condición rural, y (d) el control principal de tránsito será con señales de ALTO en el camino secundario y señales preventivas en ambos caminos.

ESTUDIO DE DIAGRAMAS

En la figura número 2 se muestran varios de los esquemas de estudio hechos como probables trazos para la intersección. Los ejes y orillas del pavimento fueron hechos a escala y dibujados como líneas guía en papel calca sobre el mapa del lugar. Los radios de las curvas y sobreanchos fueron supuestos y los planos trazados fueron completados considerablemente a pulso. Los perfiles, que son esencialmente los mismos en todos los esquemas, fueron visualizados pero no pasados al papel en esta etapa.

El esquema I es un plano sencillo, no canalizado, con 15 m de radio en el ángulo agudo de los cuadrantes y 30 m de radio en los otros dos. El esquema II tiene los mismos radios de giro pero está achaflanado en ambas direcciones a lo largo del camino AB. Los claflanes de las tangentes son de 60 m de ancho en la unión de los retornos. El esquema III es similar, con carriles de cambios de velocidad en cada lado del camino AB. Estas vías son de 3.6 m de ancho, de 45 a 60 m de longitud y tienen chaflanes de cerca de 60 m de longitud. Los radios de las esquinas son los mismos que en los esquemas anteriores. El alineamiento de curva invertida a lo largo del camino AB hace posible el uso de secciones achaflanadas con orillas de pavimento curvas, agradables y apropiadas.

El esquema IV tiene una sección de 4 carriles con camellón (7.20 m de c/lado) en la vía AB, a través de la intersección. Aprovechando el alineamiento curvo, el acceso de dos carriles es ampliado gradualmente introduciendo isletas divisorias "montables", de 1.8 m. Una anchura de 1.2 m de isletas fué considerado pero la anchura de 1.8 m fué seleccionado porque permite chaflanes en los vértices, ofrece mejor protección para las señales necesarias y puede ser hecha una sección de pasto la cual ofrece mejor contraste con el pavimento en el día y la noche. Un radio de 12 m para acomodar automóviles es usado para el final de camellón y aloja vueltas de orden menor CB, y permitiendo a un vehículo WB-40 en raras ocasiones hacer vueltas mínimas si se "abre" convenientemente. Un radio de 15 m, con menor restricción para el vehículo WB-40 es usado para las vueltas DA. La vuelta izquierda AC puede ser hecha en un radio de más o menos 36 m y el complemento CA es realizado en un radio de 30 m. La segunda vuelta derecha, menos importante, BC es resuelta con una curva de 3 centros,



INTERSECCION A NIVEL- DIAGRAMAS DE ESTUDIO

FIGURA 2.

de tamaño mínimo.

El esquema V es similar al IV pero es de tratamiento más extenso. Las isletas divisorias son hechas de 3.6 m de ancho, ofreciendo mejor protección, mejor separación y espacio para diaflanes en las puntas. El camino transversal es ampliado a una sección de 4 carriles con 6.10 m de pavimento a cada lado, con camellón central de 3.05 m de ancho. Un radio de proyecto de 15.24 m fija el extremo medio del camellón y destaca el acabado tipo bala para la apertura. En las esquinas suroeste y noreste se usa una curva compuesta de radios mínimos. Con la ampliación del camino transversal, estos radios dan mayor libertad para la vuelta derecha que en el esquema IV. Más aún, para condiciones rurales, un plan con 2 islas triangulares agregadas a las 4 islas divisionales, estaría sobreproyectado. El uso de curvas mayores que las mínimas en estas esquinas haría deseables esas islas que evitan las grandes áreas de pavimento.

Todos los esquemas son simples y cada uno es capaz de manejar el volumen de tránsito esperado. Las mayores diferencias están en el costo y el grado de facilidad al tránsito. Antes de seleccionar los esquemas de alternativas para el desarrollo de los planes preliminares, todos los esquemas son comprados con respecto a los hechos enumerados previamente.

ADAPTABILIDAD

Las diferencias no tienen mucho significado. Todos los esquemas concuerdan bien con las condiciones del sitio y como se ha expuesto, todas acomodan el diseño al vehículo de proyecto. Todos son del mismo diseño general para los movimientos directos y las vueltas. La relocalización de la carrera C-D, la amplitud de los pavimentos y la mejor distancia de visibilidad elimina las condiciones para los accidentes más habituales.

ACCESIBILIDAD

Todos los esquemas son accesibles.

CARACTERISTICAS DE PROYECTOS

Cualquier diferencia de importancia se hará evidente al analizar las condiciones de operación. En la secuencia ya numerada los esquemas se encuentran sobre una escala de mejoría progresiva de características y, en este sentido, los esquemas de numeración mas baja son las menos deseables.

CAPACIDAD

Todos son generalmente adaptables. Los esquemas III, IV y V son superiores por los carriles extras para el tránsito directo.

CARACTERISTICAS DE OPERACION

El esquema I, un plan sencillo, no canalizado, es considerado inadecuado. En vista de las velocidades, volúmenes y tipo de tránsito continuo, habrá

interferencias debido a vehículos que voltean. El esquema II, con sus transiciones achaflanadas proveerá mas espacio para todas las vueltas, pero está muy confinado el tránsito directo por los vehículos que dan vuelta izquierda. El esquema III incluye carriles adicionales para el cambio de velocidad de los vehículos que voltean a la derecha. La longitud total de los 4 carriles es apenas suficiente para que el tránsito directo rebase a los vehículos que disminuyen velocidad para dar vuelta izquierda al camino AB. Sin embargo, la gran área abierta puede ser de dudosa efectividad para condiciones de un camino de 2 carriles. El esquema III es definitivamente preferible sobre los esquemas I y II.

El esquema IV tiene todas las ventajas del esquema III y las ventajas adicionales del camellón de la carretera A B.

Hay algo de riesgo sobre la punta de las islas divisionales introducidas, pero esto tiende a ser nulificado cuando el alineamiento es tal que permita el tratamiento de un buen acceso.

La curva compuesta mas grande y la separación del tramo de carretera que voltea en la esquina suroeste permite el segundo movimiento direccional AD, dentro de los carriles apropiados. La única isla triangular es suficientemente grande y su inclusión evita una área pavimentada peligrosamente grande.

Los semi-remolques que voltean hacia la derecha en BC, posiblemente ocupen el carril opuesto sobre la ruta CD y aquellos que volteen hacia la izquierda DA y CB probablemente invadan ambos carriles del camino AB. En el esquema V el ancho de la isleta sobre el camino AB tiene varias ventajas sobre las del esquema IV. El aumentar anchura del pavimento sobre el camino CD asegura mayor libertad y menos obstáculos para los movimientos direccionales. Con este ancho es pequeña la necesidad para isletas aunque son necesarios los radios mínimos en las esquinas. En resumen de las características de operación los esquemas I y II son eliminados. El proyecto o esquema IV tiene prioridad sobre el proyecto III. El esquema V es un tanto preferible sobre el esquema IV pero las diferencias no son muy grandes.

Mantenimiento del Tránsito durante la Construcción. - No hay diferencia significativa.

Etapas de Desarrollo. - Es pequeña, si acaso, cualquier diferencia significativa. Los esquemas IV y V tienen mayores posibilidades para construcción en dos etapas, si ello es una ventaja.

Costo de la inversión. - No es necesario considerar en esta etapa de proyecto. Puede ser calculada después de la preparación de los planos preliminares.

Costo de Operación a los Usuarios. -

Las costos de operación del usuario son aproximadamente los mismos para todos los esquemas y el análisis de los beneficios para el usuario en esta caso podrá ser de pequeña significación. Los esquemas I y II tienen mayor potencial de accidentes, por vueltas izquierdas, si hubiese disponibles datos para fines comparativos.

Resumen.- En una revisión general con base en los esquemas de estudio, es evidente que hay poca diferencia para la mayoría de los factores, pero hay apreciable diferencia en las características de operación. Con las conclusiones par este factor como guía principal, se decide proseguir estudios en los esquemas IV y V por medio de preparación de planos preliminares y estimaciones de costos.

Planos Preliminares.- La fig. 3 ilustra el plano y perfil preliminar de proyecto IV preparado a una escala 1:600. El plano correspondiente al proyecto V no se muestra. Una escala mayor que la del estudio de diagramas es usado para trabajos gráficos como sacar las transiciones en pavimentos anchos, orillas de las curvas del pavimento, la parte exterior de la nariz de la isleta, adelgazamiento gradual del límite del pavimento, etc. El plano es preparado con suficiente cuidado y a una escala exacta para servir después como una base para la preparación del plano final de construcción. En este caso puede ser usado directamente como el plano del contrato final.

Usando el diagrama de la fig. 2 como una guía de estudio, las orillas extremas del pavimento fueron establecidas gráficamente proporcionando transiciones suaves para la sección de ensanchamiento. Ver sección transversal de la fig. 3. La orilla norte deberá estar localizada paralela al borde del pavimento de 6 m y a 1.20 m fuera del mismo. La orilla sur conecta al borde de circulación del pavimento a lo largo del ensanchamiento de la sección con una curva 5 grados a la izquierda, una tangente central y una curva de 4 grados a la derecha. Los extremos de isletas divisorias son establecidas donde el ancho final de pavimento mide 13.8 m, distribuído aproximadamente en 7.20 m de pavimento y 1.2 para la nariz y 5.40 m de salida pavimentada. Los vértices de isletas son achaflanados gradualmente y remetidos. En el camellón divisorio se usa radio de giro de 15 m para la vuelta izquierda DA y 12 m para la vuelta izquierda CB.

Una simple curva de 30 m de radio es usada para el retorno en los cuadrantes NO y SE y una curva compuesta, de 3 centros, en los otros, de ángulos agudos. En la esquina SO se usan radios de 45-15-45 m, con el arco central remetido 2.1 m de la tangente de los bordes producidos. La isleta triangular en esta parte es establecida por un ancho de pavimento que varía de 7.20 a 5.40 m de un lado y para un desplazamiento de 0.61 m, desde la intersección de los bordes del pavimento producido en los otros dos lados.

Los perfiles fueron desarrollados graficamente para una escala horizontal 1:600 y 1:60 en la vertical, como se muestra en la parte superior de la figura 3. Proporcionan una comprobación de la elevación y sirve para tener una base en el desarrollo detallado de los perfiles de la orilla del pavimento en los planos finales.

Mejoramiento de Carreteras y Costos de Operación.- Ya que los planos preliminares difieren en alcance, es necesario valuar los costos aproximados del derecho de vía y construcción entre puntos comunes en ambos planos. Usando costos unitarios comparables, el costo del esquema IV es $495,000.00 y el del esquema V es de $603,500.00 .

Resumen.- Sobre el estudio de todos los factores, particularmente características operacionales de los dos planos, se concluyó que las ventajas del esquema V

no son bastantes para garantizar los $108,500.00 de costo extra sobre el del esquema IV. Una parte considerable del costo adicional es causado por la ampliación de las dos zonas de tránsito en el cruce, lo cual es dudoso para esta condición rural. El esquema IV es el seleccionado para la preparación de los planos de construcción, especificaciones y valoración, la pormenorización de los cuales no es discutida aquí.

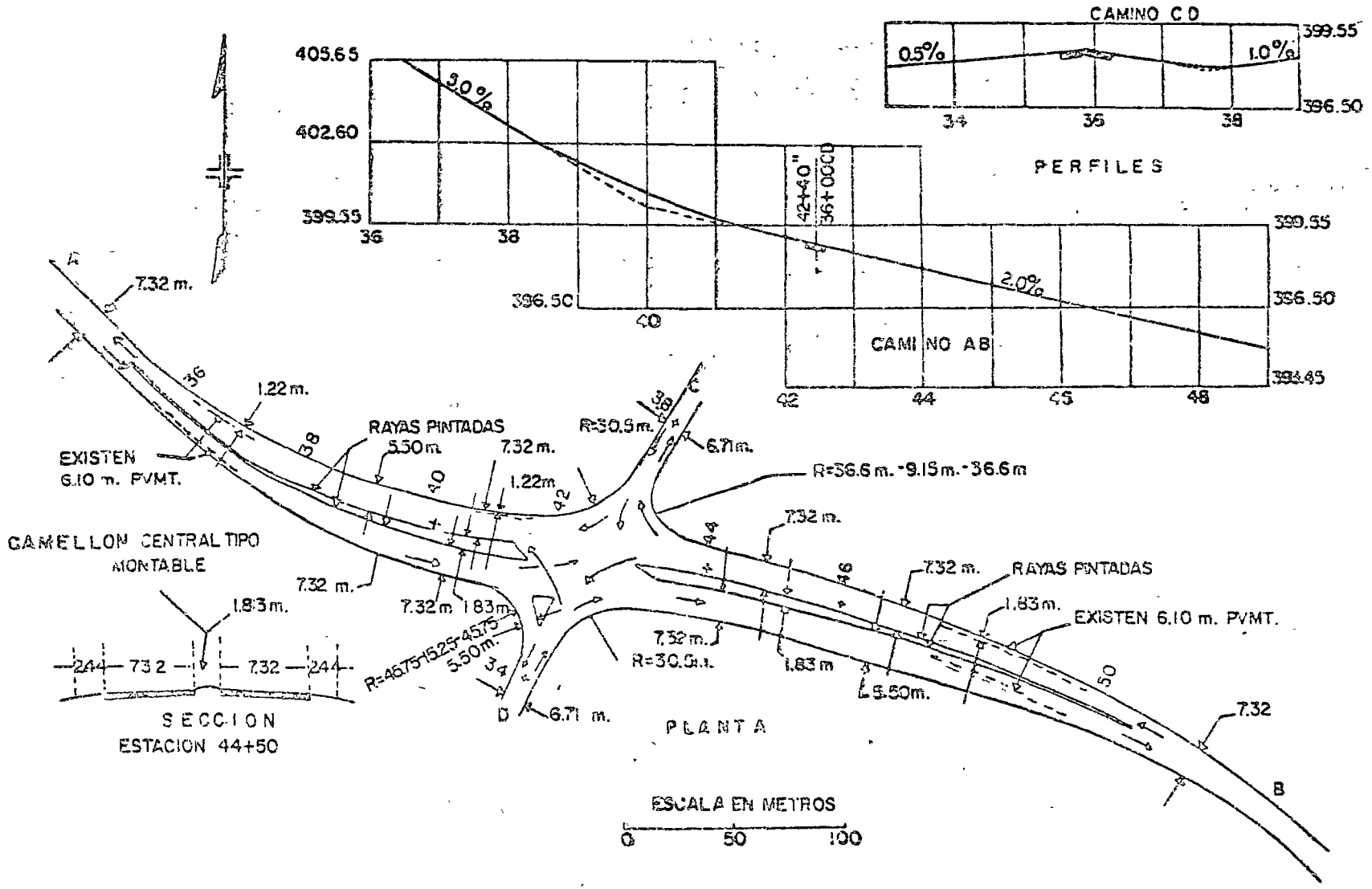
EJEMPLO DE ENTRONQUES A DESNIVEL

Se proyecta un paso a desnivel donde una autopista propuesta cruza una carretera importante existente en una zona rural. La situación es mostrada en la topografía del mapa del lugar, fig. 4 y el diagrama de tránsito en la fig.5. La autopista tendrá una velocidad de proyecto de 112 km/h, y en su mayor parte un ancho medio de 24.40 m. La línea proyectada es mostrada en el mapa del lugar, pero el punto exacto de cruzamiento no es señalado. Si bien la línea puede ser cambiada varias decenas de metros hacia el norte o hacia el sur, la posición mostrada se considera la más favorable desde el punto de vista del alineamiento y ubicación .

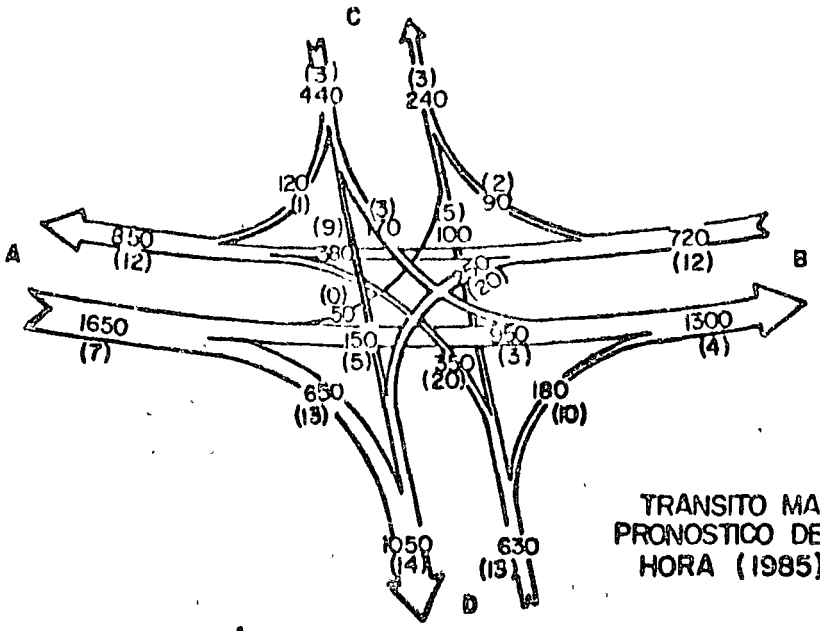
La carretera existente, de dos carriles es una ruta estatal importante. Construída durante la última década, tiene razonablemente buenas especificaciones: 80 Km/h de velocidad de proyecto; corona de 13.40 m; 7.32 m de pavimento de concreto en condición excelente y pendientes generalmente menores de 4% y no mas de 5%. Excepto por una intersección a nivel con una carretera situada cerca de 800 metros hacia el norte (no mostrada) y la cual descongestiona la autopista, únicamente algunas intersecciones a nivel ocurren a lo largo de este camino en varias millas al norte y sur .

Ninguna otra carretera dentro de la zona de influencia del entronque propuesto se ha planeado. El desarrollo de empresas locales debe progresar a lo largo del camino existente y hacia el sur del entronque y se requiere mas derecho de vía en cerca de 3 km para desarrollo futuro del camino. Las condiciones del suelo son generalmente buenas, con excelente material de cimentación a lo largo del camino existente. La marca más alta de inundación registrada está en la cota 25. La sección de la alcantarilla existentes es de 11.8 metros cuadrados, lo que se considera adecuado. La tierra y construcciones en el terreno contiguo al norte y sur del camino, están valorados en $2'122,000.00 .

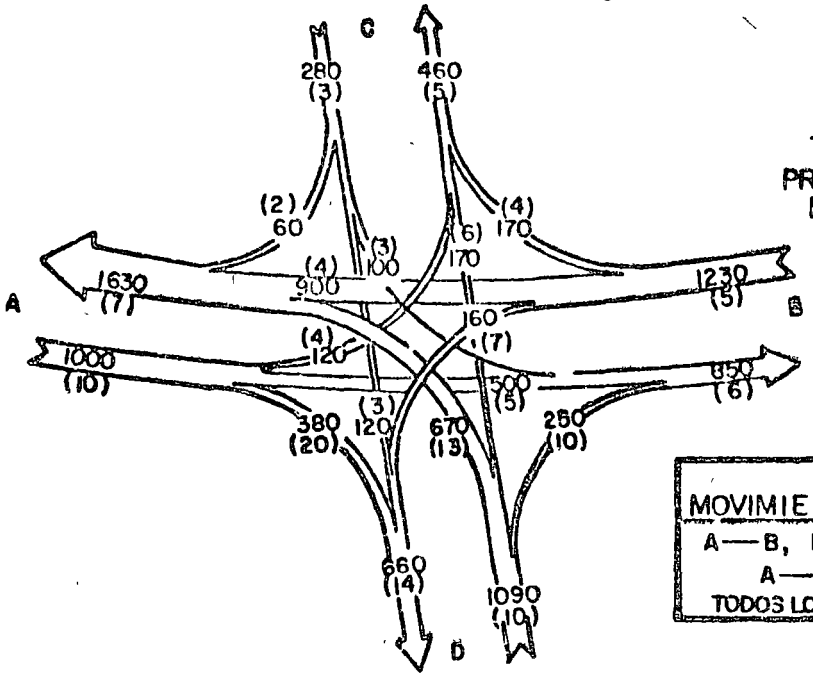
La autopista será la mayor vía de este a oeste a través del Estado y un enlace en el sistema interestatal de carreteras. La carretera existente de este a oeste, casi un kilómetro hacia el norte debe ser conservada en parte para servicio local. La mayoría del tránsito que ahora lo usa será desviado a la autopista. Basándose en los estudios de tránsito efectuados en la intersección existente, fué factible establecer los volúmenes prevalecientes para los diferentes movimientos en la nueva intersección. Incluyendo el crecimiento normal del tránsito, el tránsito generado y el tránsito desarrollado, los volúmenes promedio diarios anuales de tránsito (VPDA) para 1985 se determinaron como sigue:



PERFILES Y PLANTA PRELIMINAR EN UNA INTERSECCION A NIVEL
FIGURA 3



TRANSITO MAXIMO HORARIO A M.
PRONOSTICO DE VOLUMENES POR-
HORA (1985).

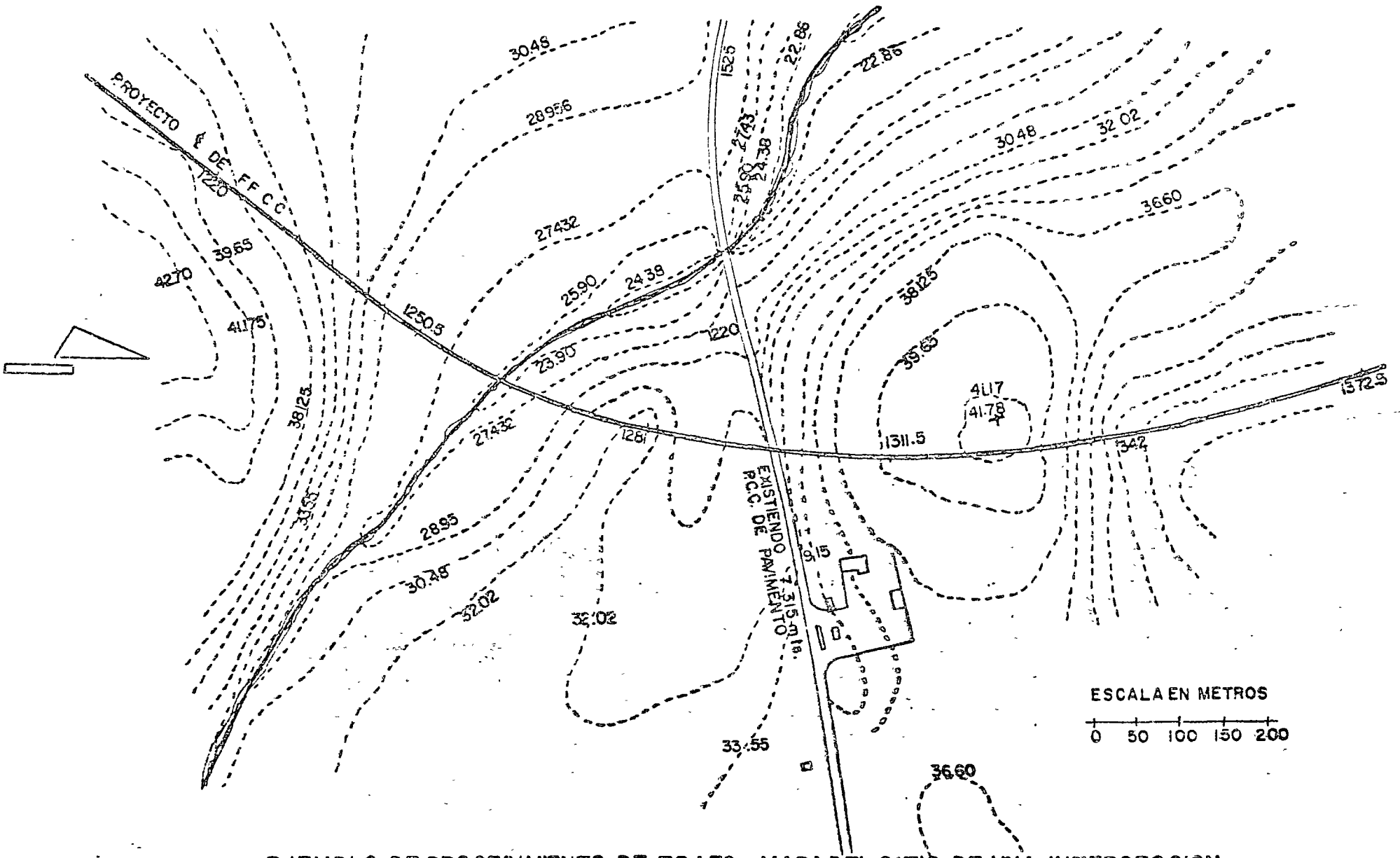


TRANSITO MAXIMO HORARIO P.M.
PRONOSTICO DE VOLUMENES POR
HORA (1985).

MOVIMIENTOS	VEHICULOS DE PROYECTO
A—B, B—D	WB——40
A—D	WB——50
TODOS LOS DEMAS	CAMION UNIDAD

NOTA: Las cifras anotadas dentro de los paréntesis indican el porcentaje de camiones.

DATOS DEL TRANSITO EN ENTRONQUES
FIGURA 5



EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO DE TRAZO. MAPA DEL SITIO DE UNA INTERSECCION

FIGURA 4.

Movimiento (*)		TDP En un solo sentido		Tránsito de camiones (Porcentaje con base en el VPDA)
De	A	1963	1985	
A	B	2450	4650	12
	C	350	600	6
	D	1590	3500	25
B	A	2450	4650	12
	C	500	900	8
	D	780	1370	17
C	A	350	600	6
	B	500	900	8
	D	610	970	9
D	A	1590	3500	25
	B	780	1370	17
	C	610	970	9

(*) Para identificar los movimientos, ver la figura 5

Usando como guía las relaciones conocidas de movimientos de tránsito en la intersección existente, los datos anteriores se convirtieron en volúmenes horarios de proyecto y los porcentajes horarios de camiones, tanto para los máximos de la mañana como para los de la tarde, como se muestra en la figura 5. Puesto que los movimientos de camiones entre A y B y entre B y D, incluyen una alta proporción de semi-remolques de tamaño intermedio, se elige un vehículo WB-40 de diseño para estos movimientos. Un vehículo de diseño WB-50 se selecciona para los movimientos relativamente grandes entre A y D, porque hay una alta proporción de semi-remolques de tamaño intermedio y algunas combinaciones de tamño próximo al máximo. Todos los otros movimientos de camiones son constituídos por vehículos unitarios primordialmente y se ha especificado el vehículo SU para su diseño. En todos los casos, las rampas para vueltas y los puntos de intersección se revisarán y ajustarán lo necesario para que todas las vueltas sean posibles para los vehículos de máximo tamaño legal que puedan usar la intersección, de tal modo que nos ahorre costos y permita mantener el tránsito fácilmente durante la construcción.

El examen de los volúmenes horarios de proyecto en las ramas de la intersección y la evaluación de las capacidades de circulación ininterrumpidas, revelan que son necesarios 4 carriles inicialmente en la autopista (vía libre).

Se requieren 4 carriles en la ruta existente al sur de la intersección. Dos carriles son adecuados en el presente para la carretera al norte de la intersección. Sin embargo, es necesario adquirir derecho de vía adicional para con-

tinuar la sección dividida en el futuro. Para satisfacer estas conclusiones, la ruta existente al sur y a través del área de la intersección, va a ser convertida en un camino de cuatro carriles dividido, agregándole 7.20 m de pavimento, paralelos al pavimento existente .

ESQUEMAS DE ESTUDIO

Con los datos básicos preparados en la forma usual, varios proyectos dignos de considerarse fueron desarrollados como esquemas lineales. Algunos de estos se muestran en la figura 6. El esquema I es una intersección en diamante con terminales canalizadas a nivel en el camino estatal. El esquema II mantiene un patrón en diamante, excepto por una rampa para acomodar el movimiento predominante de vuelta izquierda DA. El esquema III es un trébol parcial con rampas en los cuadrantes noreste y suroeste. El esquema IV es un trébol completo. Los esquemas V y VI utilizan rampas semidireccionales para el movimiento predominante de vuelta izquierda. Estos esquemas fueron rápidamente desarrollados, trazando en un papel sobrepuesto a una copia del original a escala.

Los perfiles de los caminos de paso fueron dibujados aproximadamente y se usaron como guía para determinar los perfiles de las rampas. Las pendientes aproximadas de las rampas y las curvas horizontales fueron estimadas para cada esquema, sin anotarlas .

Adaptabilidad. - Todos los esquemas son adaptables a las condiciones del lugar. El esquema VI requiere un cambio del canal y es el que ocupa más área. Los esquemas V y VI requieren la eliminación o el ajuste del área comercial en el cuadrante sureste. Todos los esquemas satisfacen las trayectorias del tránsito, pero como se indica después, hay marcadas diferencias en las características de operación en los movimientos de vuelta.

Posibilidad de realización. - Los esquemas del I al IV son igualmente realizables. Los esquemas V y VI afectan el desarrollo de los negocios existentes, lo cual puede causar oposición. También el evidente mayor costo para estos dos proyectos, puede ser suficiente razón para hacer a uno o ambos no realizables con el presupuesto disponible .

Elementos de proyecto. - Todos los esquemas son desarrollados con las mismas normas generales para el tránsito de paso, pero en la secuencia enumerada, los esquemas son progresivamente más deseables en cuanto a velocidades y control de movimientos de vueltas. Estas diferencias son esencialmente las mismas, como aquellas enumeradas bajo la discusión de características de operación.

Capacidad. - Todos los esquemas pueden acomodar el volumen horario de proyecto dentro de los límites de capacidad del proyecto. En el orden numerado, los esquemas son progresivamente mejores con respecto a la posibilidad de interferencia entre el tránsito de paso y el que da vuelta, con el resultado de mayores velocidades de operación o mayor capacidad para todos los movimientos.

Características de operación. - El esquema I tiene todos los movimientos de vuelta a nivel en el camino estatal, por lo cual se requerirán semáforos. La rampa única del esquema II elimina el movimiento a nivel de vuelta izquierda, pero el

conflicto a nivel hacia el Sur de la estructura prevalece. Las dos rampas del esquema III dan como resultado el cruce a nivel de los conflictos menores, únicamente entre movimientos de vueltas izquierdas y el directo. El esquema IV es superior al esquema III ya que en él son eliminadas todas las vueltas a nivel pero existen conflictos de cruce entre las rampas adyacentes. La conexión directa en el esquema V da una mejor facilidad para el movimiento predominante con vuelta izquierda y elimina todos los cruces en los caminos hacia el Norte y hacia el Oeste. Con el esquema IV todos los conflictos de cruce son eliminados en la autopista, pero no en el camino estatal. Aunque la rampa en forma de lazo ocasionará velocidades de operación un poco menor para los movimientos mayores hacia la izquierda, no introduce tanta distancia extra a viajar como en el esquema V.

Mantenimiento del flujo de tránsito durante la construcción. - No hay diferencia significativa entre los esquemas del I al IV. Los esquemas V y VI son un poco menos deseables ya que el tránsito existente deberá de pasar a través o alrededor de 2 estructuras durante su construcción.

Etapas de desarrollo. - Ya que hay compromisos para la construcción de la autopista y la ampliación a 4 carriles del camino existente, las etapas de desarrollo son aplicables únicamente a las rampas, por lo cual, los esquemas del I al IV y el VI son más adaptables que el esquema V.

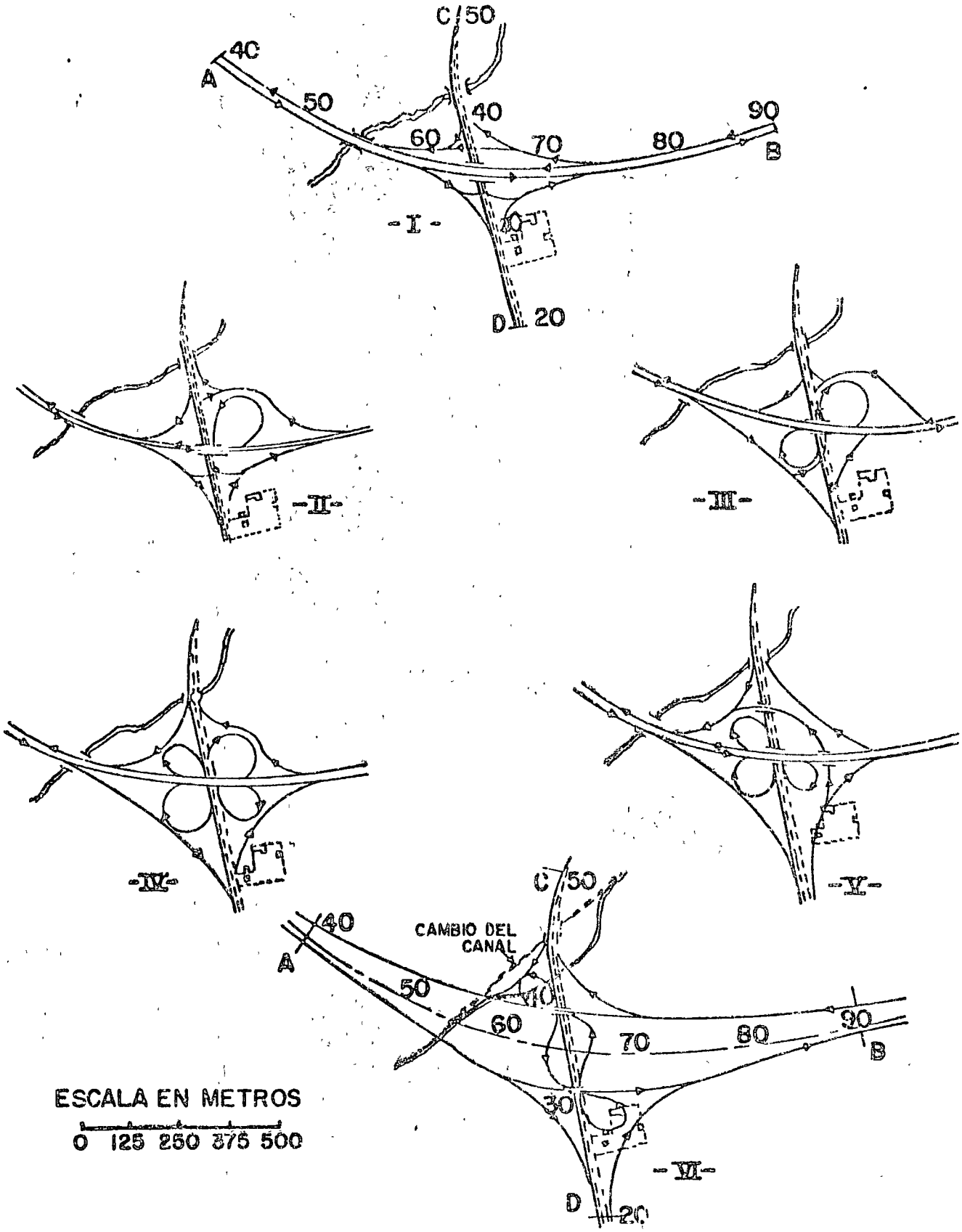
Inversión en el camino y costos de operación. - De una estimación aproximada, es evidente que la adquisición de la propiedad costosa en el cuadrante sureste, las estructuras adicionales, el cambio del canal, y el derecho de vía tan grande, hacen el esquema VI demasiado costoso. Las ventajas de operación del esquema V garantizan un estudio más detallado para determinar si es conveniente pagar el costo extra comparado con los planos de estructuras simples .

Costos de operación del usuario. - El análisis se pospone hasta que se desarrollan planos a escalas mayores sobre los cuales las distancias de recorrido puedan medirse. Es obvio que los esquemas I y II tendrán los costos más altos, debido a las paradas.

Resumen. - En consideración a las diferencias anteriores, se concluye que los esquemas I y II no son adecuados, y que el esquema VI es demasiado costoso. De la misma manera, los esquemas III, IV y V son seleccionados para futuros estudios y desarrollos de planos preliminares.

PLANOS PRELIMINARES

Los planos preliminares de los esquemas III, IV y V se hacen posteriormente, sobreponiendo el papel de dibujo a un mapa base a una escala 1:2,000. Unicamente uno de los planos, el correspondiente al esquema III, se muestra en la figura 7. El camellón central existente, de 24.40 m, se continúa a través del área de la intersección, y se proveen estructuras separadas para cada camino. El pavimento existente del camino inferior se conserva para el tránsito hacia el norte y un pavimento adicional de 7.30 m se provee para el tránsito hacia el sur, colocándolo al oeste para incluir un camellón central de 6.10 m. El ancho de 6.10 m -



DIAGRAMAS LINEALES DE SOLUCIONES ALTERNAS
FIGURA 8

es aproximadamente el mínimo para la pila central de la estructura y para permitir protección para los vehículos volteando a la izquierda .

Las relaciones de la velocidad de proyecto de la rampa a la velocidad del proyecto del camino en su mayor parte son inherentes para el caso de rampas para vuelta derecha, pero la velocidad de proyecto en las rampas de trébol se reducen para satisfacer los controles físicos. En la rampa DA se utiliza un radio de aproximadamente 61 m. Es esta rampa la que transporta el movimiento predominante de vuelta. En la otra rampa del trébol, CB carga un volumen relativamente bajo y tiene un radio de 46 m. (velocidad de proyecto de 40 a 50 km/h), para facilitar la conección exterior AB, la cual acomoda un alto volumen . La curva mínima para cada rampa se le da el tratamiento de transición en cada extremo. En el plano se indican únicamente los radios de control. Los carriles para cambio de velocidad en la autopista son tan largos como se requiere.

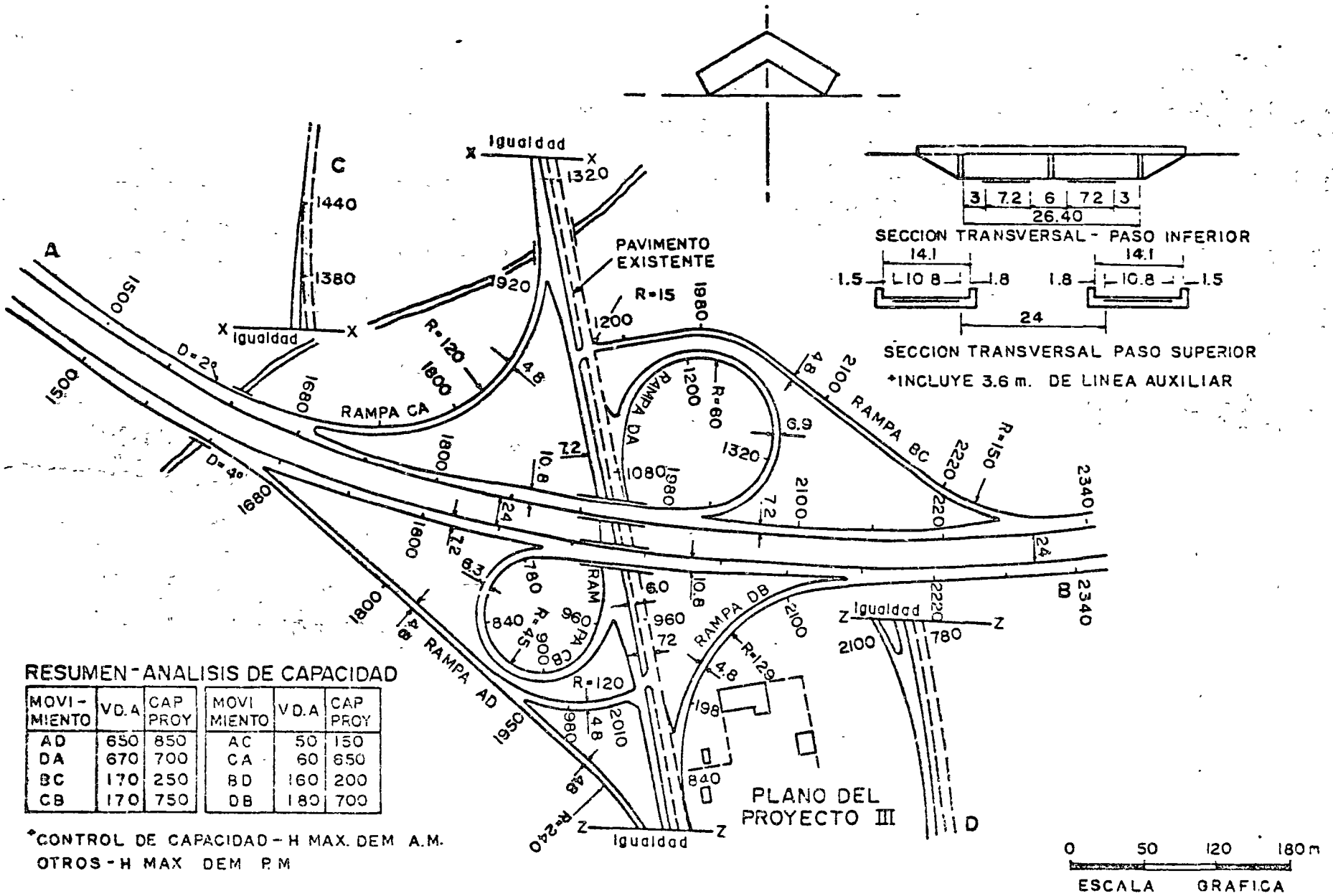
Un análisis de capacidad, cuya relación se muestra en la figura 7, muestra que los anchos para operación de un carril sencillo son adecuados en todas las rampas. Los volúmenes de tránsito y las longitudes de las rampas son suficientes para justificar un ancho de pavimento (ó pavimento mas acotamiento estabilizado), el cual permita rebasar a un vehículo detenido. Para los vehículos de proyecto indicados, se requiere un ancho mínimo de pavimento para rampas de 6.40 m. Cuando se provee un acotamiento estabilizado el ancho del pavimento puede reducirse el ancho del acotamiento . Se puede usar una sección transversal mínima en las rampas con un pavimento de 4.90 m de ancho y un acotamiento estabilizado de 1.80 de ancho hacia el lado derecho. Esto es un poco por encima el ancho mínimo y es adecuado para todas las rampas excepto lazos en donde, debido a la curva pronunciada contínua y la necesidad de controlar el drenaje, se usa una guarnición en el lado derecho o lado bajo, requeriéndose un ancho de pavimento de 6.90 m en la rampa DA y 6.30 m en la rampa CB. Las guarniciones son previstas únicamente en la nariz de la aproximación de los camellones centrales en el camino inferior.

La secciones de la estructura separadora de niveles se muestra en el lado derecho superior de la figura 7. Las dimensiones para ella se establecieron a partir de los valores guía. Las dos aberturas inferiores son de 13.40 m de ancho y el paso inferior, de parapeto a parapeto, para cada estructura en la parte media de la estructura es aproximadamente de 14.30 m.

Los perfiles se desarrollaron para los 3 planos seleccionados en una escala horizontal de 1:2,000 y vertical de 1:200. Los correspondientes al Esquema III se muestran en la Fig. 8 . Los perfiles se desarrollaron simultáneamente con la planta .

En el perfil de la línea central se dibujó para el camino inferior y para cada camino de la autopista superior dividida, tomando la sobre-elevación = 0 M en curvas de 2 grados y e = 0.02 en curvas de 1 grado, para evitar una gran discrepancia debido a la diferencia de elevación entre los pavimentos divididos. El perfil de las rampas fué dibujado para el lado cadeneado en la planta. La sobreelevación fué tomada en cuenta de una manera aproximada como es evidente, por la diferencia de elevaciones en el vértice de la entrada y los extremos de las isletas de salida indicados en los perfiles .

Los perfiles de los caminos y las rampas se dibujan en yuxtaposición



RESUMEN - ANALISIS DE CAPACIDAD

MOVIMIENTO	V.D.A	CAP PROY	MOVIMIENTO	V.D.A	CAP PROY
AD	650	850	AC	50	150
DA	670	700	CA	60	650
BC	170	250	BD	160	200
CB	170	750	DB	180	700

*CONTROL DE CAPACIDAD - H MAX. DEM A.M.
OTROS - H MAX DEM P.M

INTERSECCION - PLANO PRELIMINAR
FIGURA 7

ra visualizar mejor su relación. Normalmente varias rampas pueden dibujarse en el perfil de un camino pero para mayor claridad de la Fig. 8 el perfil del camino se repite en aquellas ocasiones para separar el perfil de las diferentes rampas y parte de las líneas de la cuadrícula y de las de nivel en la omitida. La estructura separadora de niveles se muestra tanto en los perfiles, superior e inferior, para asegurar los espacios libres adecuados.

Una vez terminados los proyectos preliminares, los costos estimados de operación y de inversión del camino fueron preparados y el costo de operación para el usuario del camino calculado, usando el método AASHO y los valores de costos unitarios. Bajo este método, los costos son comparados con los correspondientes a un plan básico, frecuentemente el camino existente; en la ausencia de un camino existente, uno de los planes alternos o hasta un plan teórico puede usarse como base. En este caso la autopista va a ser construída en un nuevo derecho de vía y se decidió usar el esquema I como plan básico. Unicamente se requieren estimaciones gruesas del costo para este plan, ya que la comparación final de las 3 alternativas consideradas se hace en la base de las diferencias entre cada alternativa y el mismo plan básico, y cualquier inexactitud sería la misma para todas las alternativas .

Usando el Esquema I como condición básica los siguientes costos para inversión de cada una de las alternativas se determinaron:

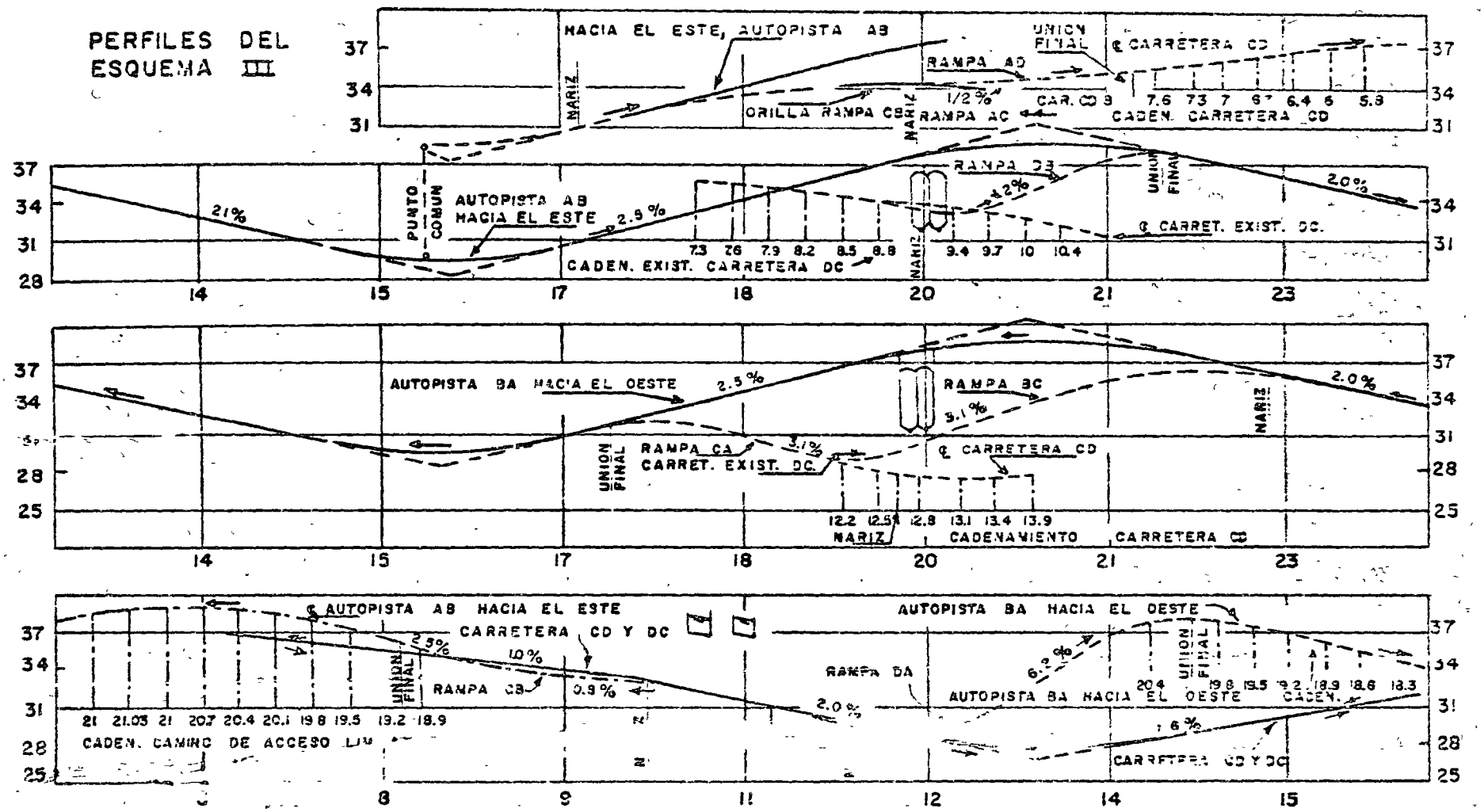
Esquema I -----	$ 665,000.00	(dólares)
Esquema III	715,000.00	"
Esquema IV	742,000.00	"
Esquema V	1' 120,000.00	"

Estos valores se convierten a costos anuales para el período hasta 1985 determinando el factor de recuperación del capital para los varios componentes del costo. Se añade el costo estimado anual de conservación y el costo de operación, para obtener el costo total anual del camino, mostrado en la 2a. columna de la siguiente tabla. Por medio de longitudes de camino a escala, volúmenes representativos estimados y costo aprobado por vehículo-kilómetro nos conduce a la suma del costo de operación del usuario, que se muestra en la 3a. columna de la misma Tabla.

Análisis de Beneficio al Usuario

DIAGRAMA	COSTO ANUAL (DLS.)		DIFERENCIA DE COSTO		RELACION DE BENEFICIO
	Camino	Usuario	Camino	Usuario	
Condición Básica					
I	33,500	760,000	----	----	----
III	35,300	740,000	1,800	20,000	11.1
IV	36,800	738,000	3,300	22,000	6.7
V	52,300	686,000	18,800	74,000	3.9

La relación de beneficio es el cociente de la diferencia del costo anual de operación del usuario y la diferencia del costo del camino.



ENTRONQUE - PLANO PRELIMINAR DE PERFILES

FIGURA 8.

Los 3 planes de los esquemas III, IV y V son comparados posteriormente en la base de orden relativo para las diferentes consideraciones, con calificación A para la máxima y calificación C para la mínima, tal como se muestra en la Tabla del resumen siguiente. Las consideraciones no son de igual valor o peso, pero para cualquiera de ellas el grado de ellas el grado de diferencia entre los diferentes planes alternos no es evidente. De la tabulación, particularmente sin dar el peso adecuado a cada uno de los elementos considerados; no puede ser usada exclusivamente para seleccionar el plan y ser construído, pero es útil para establecer relaciones correctas entre alternativas; por ejemplo, la tabulación muestra que el Esquema V es superior en elementos de diseño, mientras que para los Esquemas III y IV existe poca diferencia en este aspecto.

Comparación de Proyectos Alternos

CONCEPTO	Diagrama III	Diagrama IV	Diagrama V
Adaptabilidad al lugar	A	B	C
Adaptabilidad al tipo de caminos y patrón del tránsito	B C	B C	A
Factibilidad	A B	A B	C
Características de Proyecto (Alineamiento, perfil, movimientos directos, etc.)	B C	B C	A
Capacidad	C	B	A
Características operacionales (seguridad, velocidad de operación, simplicidad, etc.)	B C	B C	A
Mejoría del camino y en costos de operación.	A	B	C
Relación de beneficio al usuario	A	B	C
Conservación del tránsito durante la obra	No hay diferencia notable		
Desarrollo por etapas	B	A	C

En la selección del plan final son también significativas las consideraciones económicas y la política de proyecto de cada Estado, el efecto en el valor de las propiedades y uso de la tierra y los fondos disponibles. El análisis de los 3 planes, considerando todos estos aspectos, conduce a la conclusión de adoptar el plan III, figuras 7 y 8, y preparar los planes de construcción detallados, las especificaciones y estimaciones de obra .

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

TEMA 2 "CAPACIDAD"

TEMA 5 " SECCION TRANSVERSAL "

ING. CRISTINO MONTOYA

MAYO DE 1977.

TEMA 2 - CAPACIDAD

INTRODUCCION

2.1. DEFINICIONES

- 2.1.1. Capacidad.
- 2.1.2. Condiciones prevalecientes.
- 2.1.3. Nivel de servicio.
- 2.1.4. Volumen de servicio.
- 2.1.5. Conceptos relacionados con el tránsito.
- 2.1.6. Aplicación del concepto capacidad.

2.2. CARACTERISTICAS DEL TRANSITO.

- 2.2.1. Volúmenes de tránsito.
- 2.2.2. Velocidad.
- 2.2.3. Características del espaciamiento e intervalos entre vehículos.
- 2.2.4. Relaciones entre velocidad, volumen y densidad.

2.3. CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO.

- 2.3.1. Capacidad en condiciones de circulación contínua.
- 2.3.2. Capacidad para condiciones de circulación discontínua.
- 2.3.3. Niveles de servicio.
- 2.3.4. Condiciones de operación para los diferentes niveles de servicio.

2.4. FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD.

- 2.4.1. Factores relativos al camino.
- 2.4.2. Factores relativos al tránsito.

.....

2.5. ANALISIS DE CAPACIDAD.

2.5.1. En intersecciones rurales.

2.5.2. En intersecciones urbanas.

a) Por el método gráfico.

b) Por el método analítico de Webster.

c) Por el método del carril crítico

TEMA - 5 SECCION TRANSVERSAL

5.1. DEFINICION

5.2. ELEMENTOS QUE LE INTEGRAN

5.2.1. Corona.

5.2.2. Subcorona

5.2.3. Cunetas y contracunetas.

5.2.4. Taludes.

5.2.5. Partes complementarias.

TEMA 2

CAPACIDAD

INTRODUCCION

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 eficiencia con la que una calle o carretera presta servicios a esta demanda, es conocida como capacidad. Para determinarla se requiere no sólo de un conocimiento general de las características de la corriente del 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 del tiempo considerado, debido a que la capacidad es uno de tantos niveles de servicio a los que puede operar un camino.

El término "Nivel de Servicio" se usa para describir las condiciones de operación que un conductor experimenta durante su viaje por una calle o carretera, cuando los volúmenes están por debajo, de la capacidad de un camino determinado. Como las condiciones físicas del camino están fijas, el nivel de servicio en una carretera varía principalmente de acuerdo con el volumen de tránsito.

Los elementos fundamentales que se consideran para evaluar el nivel de servicio bajo condiciones de flujo contínuo, 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 de los semáforos.

2.1. DEFINICIONES.

2.1.1. 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, al expresar la capacidad, es

....

esencial plantear cuáles son las condiciones prevalecientes del camino y del tránsito.

2.1.2. CONDICIONES PREVALECIENTES.

La capacidad de un camino depende de un cierto número de condiciones: la composición del tránsito, los alineamientos horizintal 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...

2.1.3. NIVEL DE SERVICIO.

Nivel de servicio es un término que denota un número de condiciones de operación diferentes que pueden ocurrir en un 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 mismo camino.

2.1.4. VOLUMEN DE SERVICIO.

A cada nivel de servicio le corresponde un volumen de tránsito, cual se le denomina Volumen de Servicio para ese nivel. Por lo tanto,

....

puede definirse al 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.

2.1.5. CONCEPTOS RELACIONADOS CON EL TRANSITO.

a) Factor de Carga. Es la relación del número total de intervalos con luz verde de los semáforos que se utilizan completamente por el tránsito durante la hora de circulación máxima, al número total de intervalos de verde 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 la unidad. 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 quince minutos en las intersecciones.

c) Circulación contínua. Es la condición del tránsito por la cual un vehículo que recorra un tramo de un camino no se vea obligado a detenerse por cualquier causa externa a la corriente del tránsito, si bien, dicho vehículo puede verse obligado a detenerse por causas propias de la corriente del tránsito por la que circula.

d) Circulación discontínua. 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 vehícular, tales como señales o semáforos en una intersección. Las paradas de vehículos causadas por obstáculos e interferencias dentro de la corriente del tránsito no se considera como circulación discontínua.

....

2.1.6. APLICACION DEL CONCEPTO CAPACIDAD.

El conocimiento de la capacidad o del volumen del servicio de un camino sirve fundamentalmente para 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; éstas dependerán por una parte del volumen horario de proyecto que se considere en el análisis. Las características geométricas elegidas deberán proporcionar 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 es conveniente fijar condiciones de operación a un nivel de servicio igual a la capacidad, ya que ésto equivaldría 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 deseado.

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.

2.2. 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 de capacidad.

2.2.1. VOLUMENES DE TRANSITO.

a) Máximos volúmenes observados. Los volúmenes horarios máximos observados en un grupo seleccionado de los Estados Unidos de América durante el año de 1961, fueron los siguientes:

Carreteras rurales de dos carriles (ambos sentidos) 1870 vph.

Arterias urbanas de dos carriles (ambos sentidos) 2060 vph

Carreteras rurales de cuatro carriles (un sentido 1775 vph/carril.

Vías rápidas urbanas de cuatro carriles (un sentido) 2235 vph/carr.

Autopistas rurales de cuatro carriles (un sentido) 1685 vph/carril.

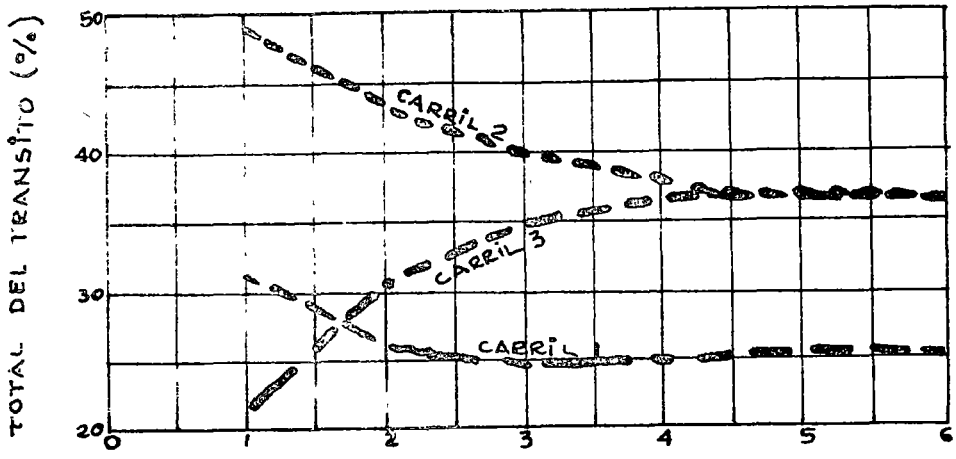
Autopistas urbanas de cuatro carriles (un sentido) 2030 vph/carril.

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 períodos 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 2.1. se ilustra el efecto que el volumen de tránsito tiene sobre 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 el adyacente a la faja separadora central.

....



Volumen de tránsito en una dirección (1,000 VPH)

Fig. 2.1 Efecto del volumen de tránsito en la utilización de carriles en carretera.

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 2.2 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 2.3-A ilustra algunos casos de variaciones mensuales del tránsito.

Fluctuación semanal. La figura 2.3-B ilustra las variaciones características durante la semana en carreteras, comerciales y turísticas. Generalmente, en carreteras comerciales el tránsito permanece casi uniforme entre se-

....

mana, 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 aún en un mismo camino. En general, en zonas urbanas 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 2.3-C se ilustran las fluctuaciones del tránsito en varios casos característicos.

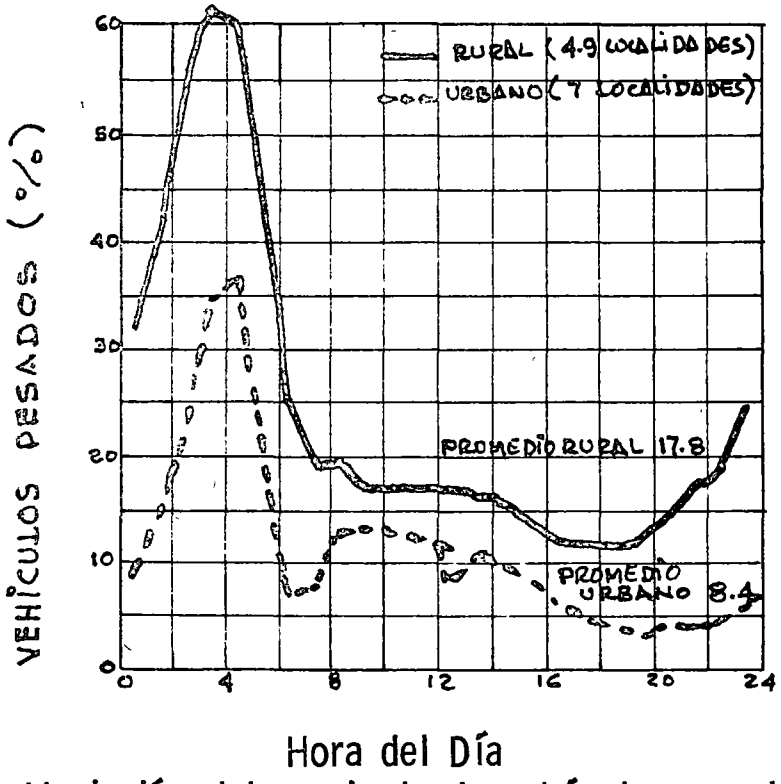


Fig. 2.2 Variación del porciento de vehículos pesados durante las horas del día.

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 deman

....

da 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 de 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 lacanza es uno. Los períodos del tiempo dentro de la hora de máxima demanda que se han considerado para establecer esta relación, son: 5 minutos para autopistas y 15 minutos para intersecciones. En la fi 2.4 se muestran los factores de la hora de máxima demanda observados en un grupo numeroso de intersecciones con semáforo, en tanto que la figura 2.5 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.

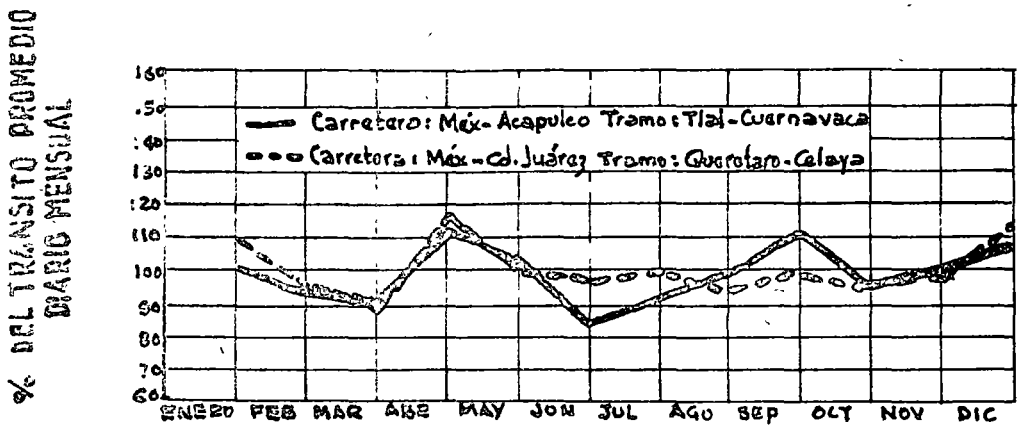
f) Relación entre los volúmenes horarios de proyecto y el tránsito promedio diario anual.

Intimamente relacionado con las fluctuaciones en el flujo de tránsito, está la selección del volumen horario que deberá usarse para fines de proyecto.

Los volúmenes de tránsito horario en un camino o intersección 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 o una intersección para un volumen horario medio sería inadecuado, puesto que durante la mayor parte de las horas del año su capacidad sería insuficiente. Proyectarlos 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.

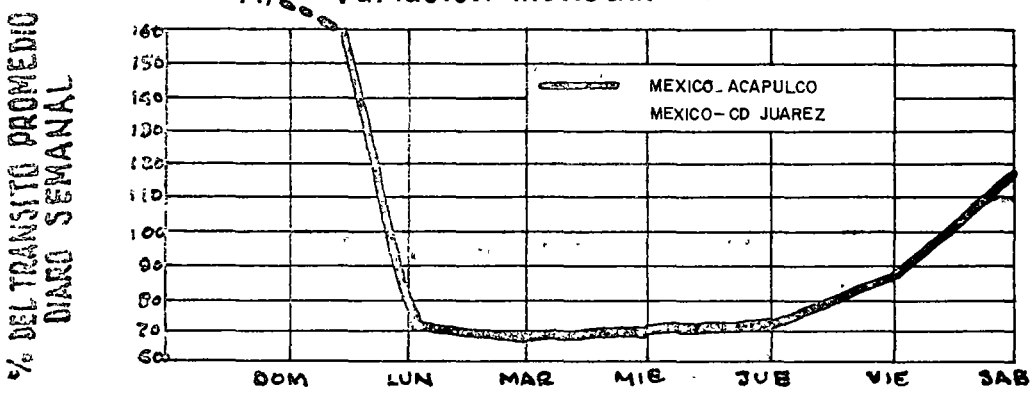
Una guía para determinar el tránsito horario que deba utilizarse para fines de proyecto, es una curva que muestra la variación de volúmenes de tránsito horario durante el año.

....



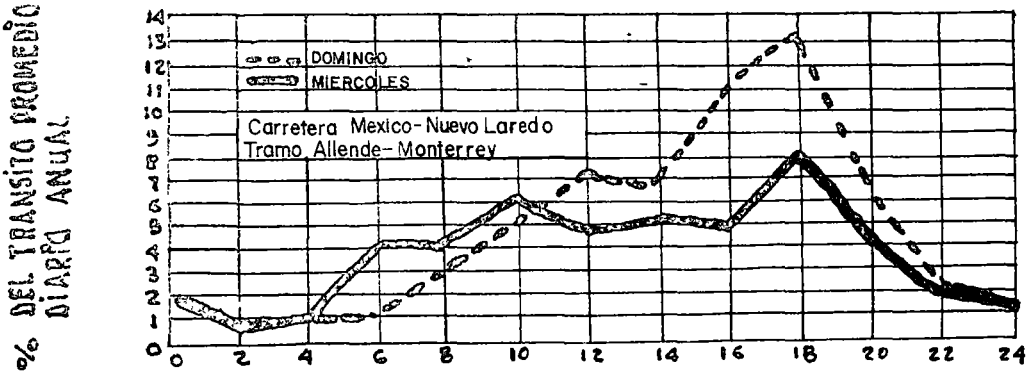
Mes del año

A) Variación mensual



Dia de la Semana

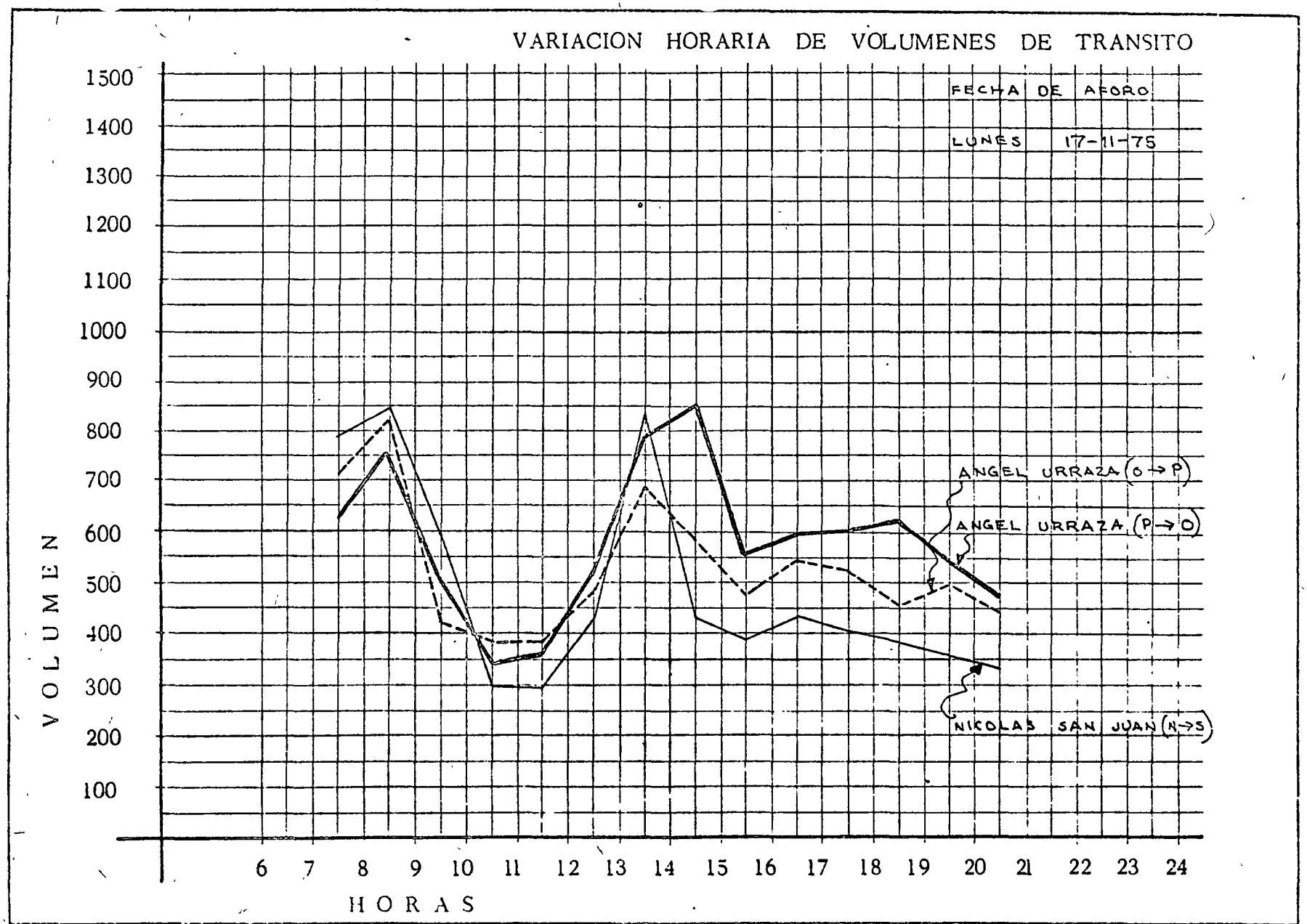
B) Variación semanal.



Hora del Día

C) Variación horaria

Figura 2.3 Variaciones del volumen de tránsito.



INTERSECCION ANGEL URRAZA Y NICOLAS SAN JUAN

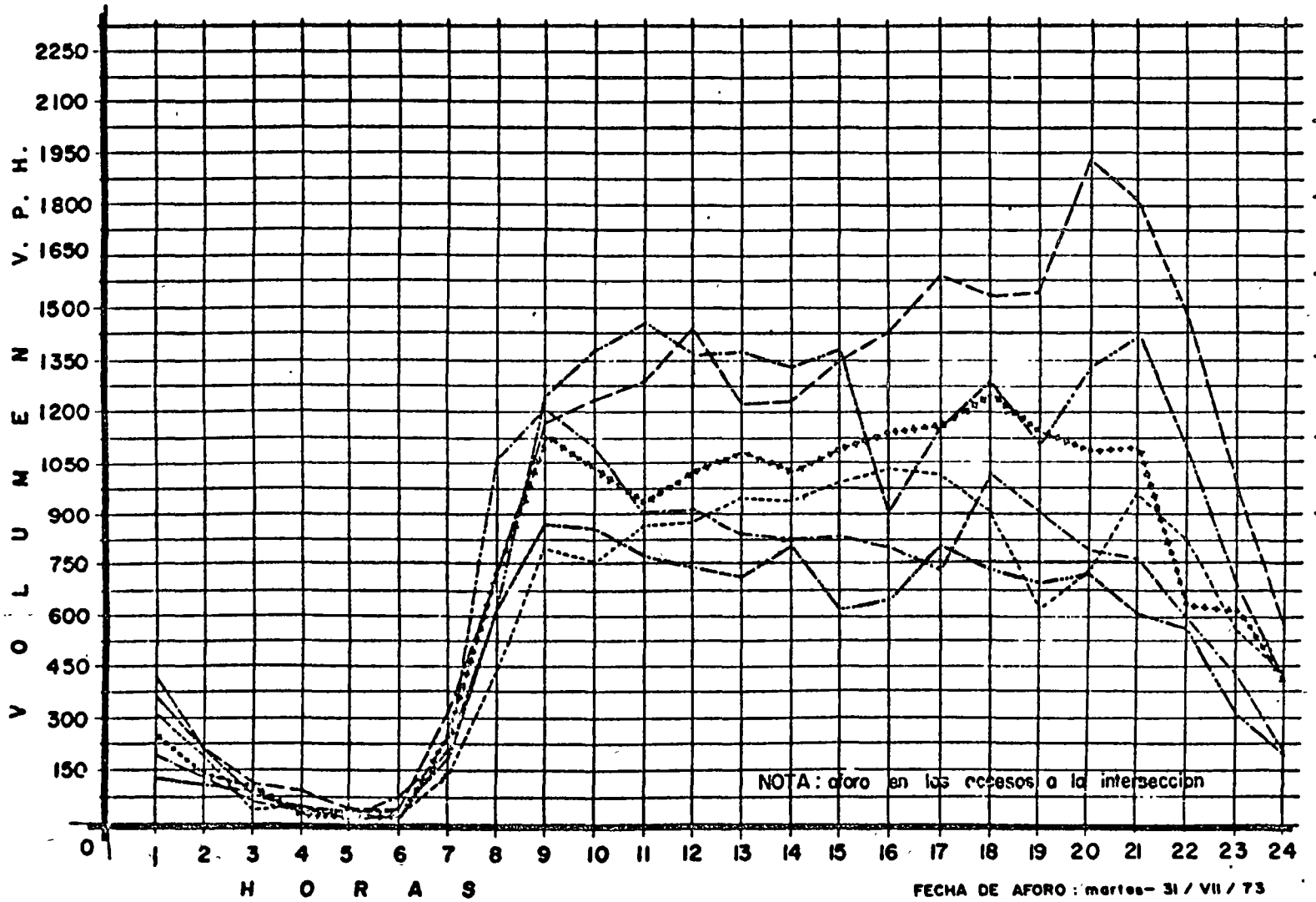
JO J. A. LANDA M. FECHA 18-11-75

DIRECCION GENERAL DE INGENIERIA DE TRANSITO Y TRANSPORTES

OFICINA DE ESTUDIOS Y ANALISIS

OP-776

VARIACION HORARIA DE VOLUMENES DE TRANSITO EN LA GLORIETA "FRANCISCO VILLA"



FECHA DE AFORO : martes- 31 / VII / 73

CLAVE

- DIV. DEL NORTE (SUR-NTE)
- DIV. DEL NORTE (NTE-SUR)
- CUAUHTEMOC (NTE-SUR)
- CUAUHTEMOC (SUR-NTE)
- UNIVERSIDAD (SUR-NTE)
- UNIVERSIDAD (NTE-SUR)

DDF

DGITT

DIRECCION GENERAL DE INGENIERIA DE TRANSITO Y TRANSPORTES
OFICINA DE ESTUDIOS Y ANALISIS

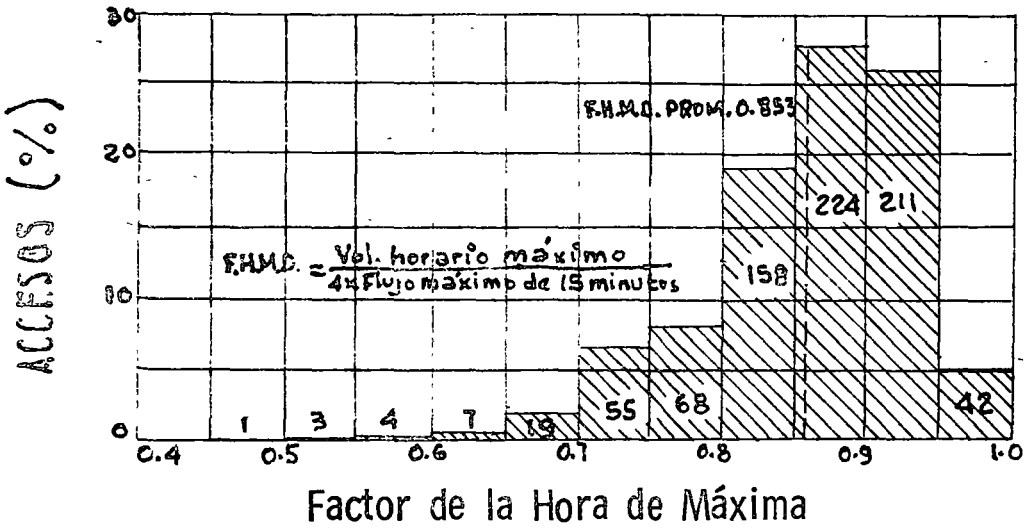
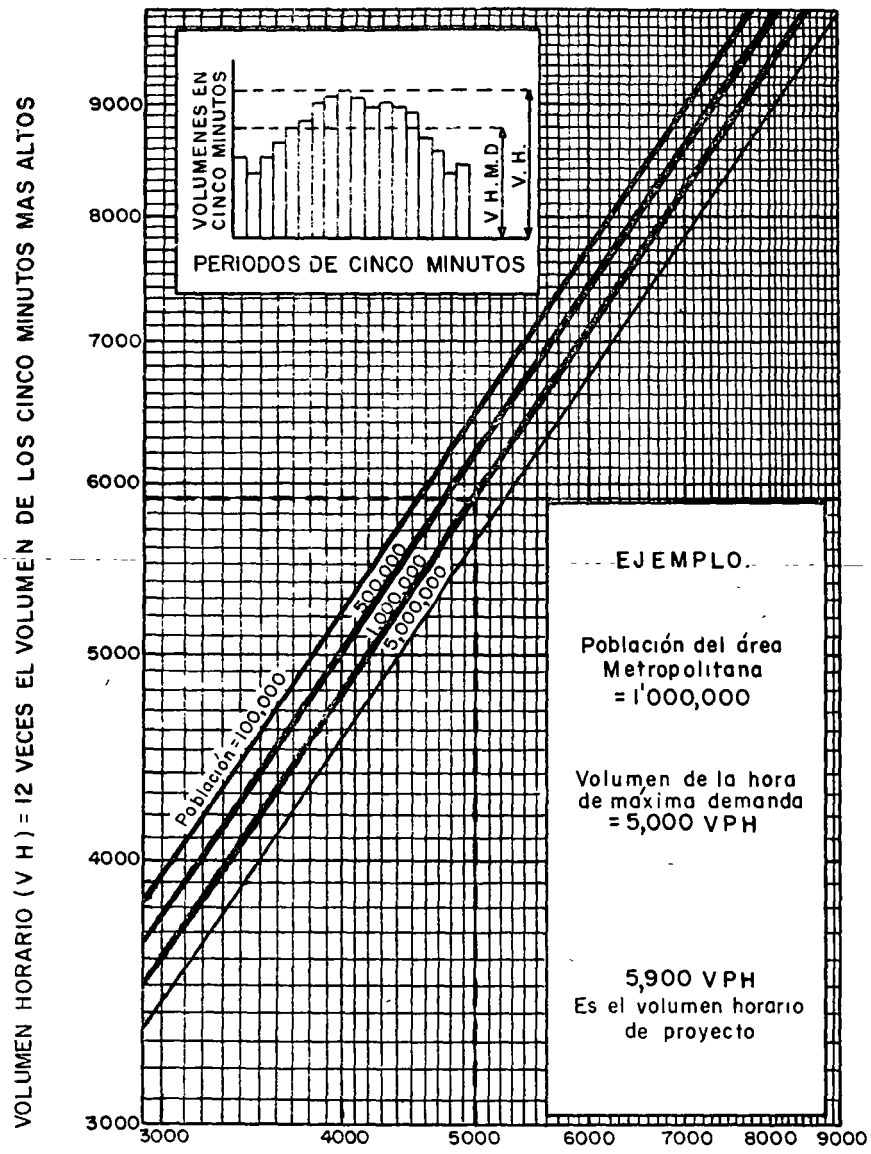


Fig. 2.4 Factor de la hora de máxima de manda, considerando períodos de flujo máximo de 15 minutos en 792 accesos de intersecciones urbanas.

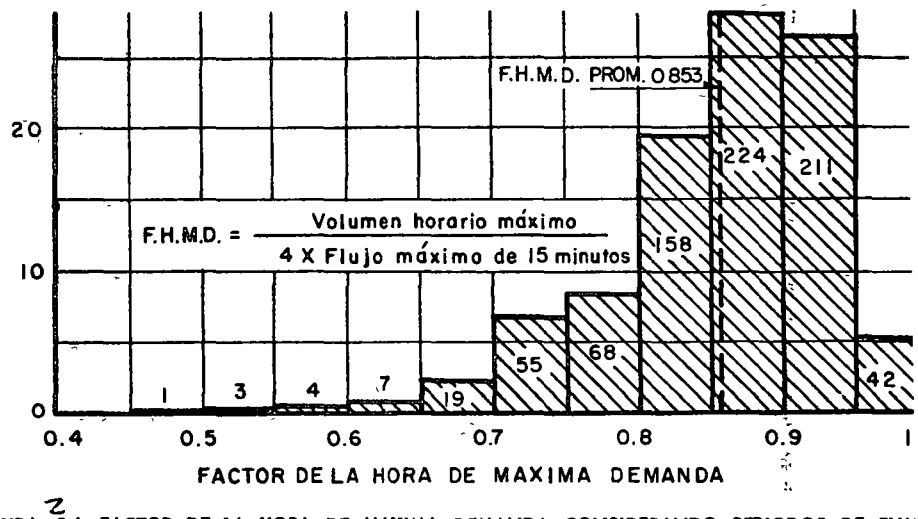
En la figura 2.6 se muestran tres curvas que representan los límites dentro de los cuales quedan comprendidas las relaciones entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual de las carreteras nacionales. En ella se aprecia que la curva superior es característica de los 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 específico dependerá de consideraciones económicas, al hacer el balance entre beneficios y costos de construcción.



Volumen en la hora de máxima demanda
(V.H.M.D.)

Fig. 2.5 Determinación de la proporción de flujo para los intervalos más altos de cinco minutos, tomando como base el volumen horario máximo.



GURA 6.4. FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA CONSIDERANDO PERIODOS DE FLU MAXIMO DE 15 MINUTOS EN 792 ACCESOS DE INTERSECCIONES URBANAS

ones. En la Figura 6.4 se muestran los factores de la hora de máxim emanda observados en un grupo numeroso de intersecciones con sem ro, en tanto que la Figura 6.5 muestra la relación entre el volumen en l ora de máxima demanda y la máxima proporción de flujo en los inte los de 5 minutos, en autopistas urbanas. Los resultados se han correl onado con la población, y están basados, como en el caso anterior, e bservaciones efectuadas en numerosos caminos en zonas urbanas.

F) Relación entre los volúmenes horarios de proyecto y el tránsit omedio diario anual.

Intimamente relacionado con las fluctuaciones en el flujo del tránsit tá la selección del volumen horario que deberá usarse para fines d oyecto.

Los volúmenes de tránsito horario en un camino muestran una ampli stribución durante el año y por regla general, la mayor parte del trán to ocurre durante un número pequeño de horas. Proyectar un camin ara un volumen horario medio sería inadecuado, puesto que durante l ayor parte de las horas del año su capacidad sería insuficiente. Proyec ar para el volumen horario máximo significaría que su capacidad esta a excedida durante todas las horas del año excepto una, lo cual no e eptable económicamente. El volumen horario que se seleccione debe se

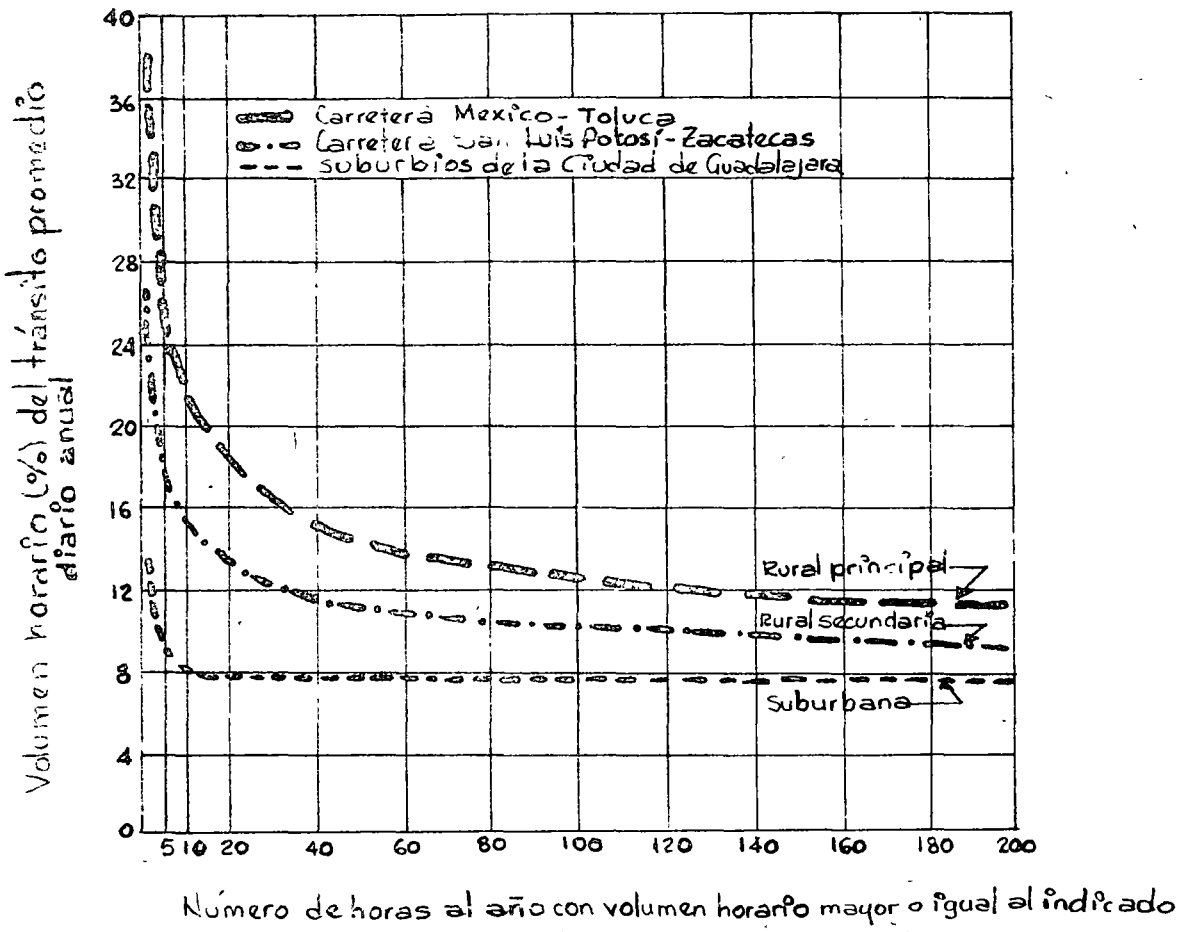


Fig. 2.6 Relaciones entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual.

2.2.2. 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, aún cuando la velecidad en los caminos se ve afectada por elementos, tales como el volumen, la capacidad, el estado del tiempo o por los dispositivos para el control del tránsito, en condiciones de bajos volúmenes, donde los conductores pueden circular a la velocidad deseada, esta en general se ha incrementado a través del tiempo. Sin embargo, este incremento tiene un límite, ya que conforme aumenta el volumen del 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 carril. En general, prescindiendo del volumen de tránsito, la velocidad más alta se produce en los carriles interiores de caminos de cuatro o más carriles y la velocidad más baja en los carriles exteriores. La diferencia más grande de la velocidad entre carriles, se produce 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, la velocidad de cada vehículo en particular fluctúa alrededor de la velocidad media. Esto es, la mayoría de estos conductores circulan a velocidad uniformemente distribuída dentro de un cierto rango de valores. La proporción de las velocidades que exceden este rango es la misma que la de las que quedan bajo él. La figura 2.7 muestra las curvas características de la distribución de la velocidad 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.

2.2.3. CARACTERISTICAS DEL ESPACIAMIENTO E INTERVALOS ENTRE VEHICULOS.

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 espaciamientos 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:

$$\text{Densidad (veh/km)} = \frac{1000\ \text{(m/km)}}{\text{espaciamiento medio (m/veh)}}$$

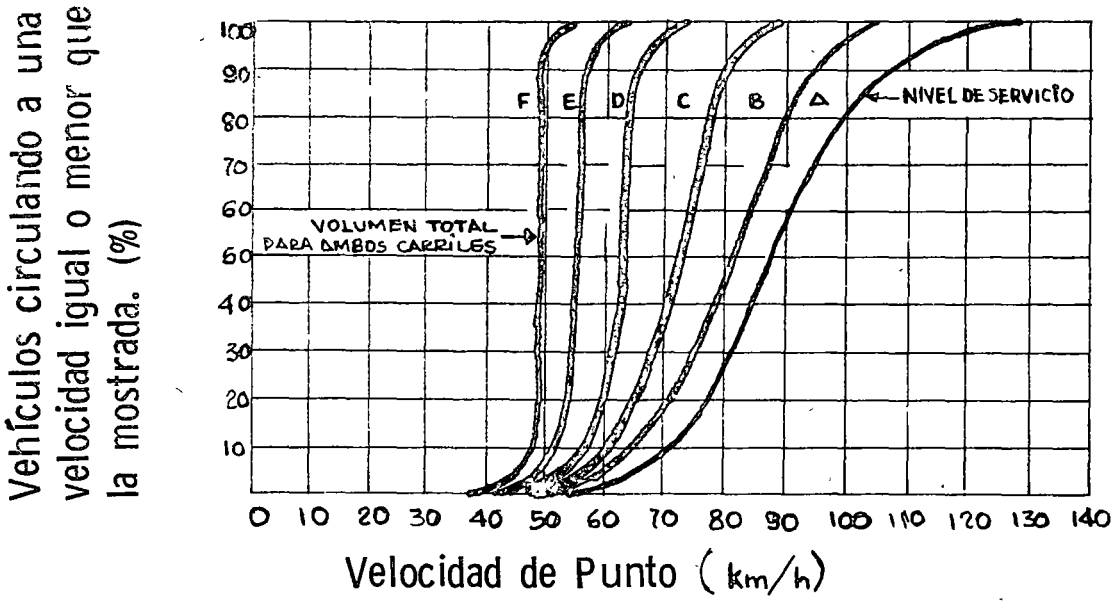


Fig. 2.7 Distribución de velocidad de vehículos ligeros en carreteras de 4 carriles, con dos sentidos de circulación.

.....

Análogamente, puede expresarse una relación similar entre el intervalo medio y el volumen de tránsito, en la siguiente forma:

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{3600 \text{ (seg/h)}}{\text{Intervalo medio (seg/veh)}}$$

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 contínuamente la velocidad y posición de su vehículo. Debido a ésto 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:

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{1000 \text{ (m/km) X velocidad (km/h)}}{\text{espaciamiento (m/veh)}}$$

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.

2.2.4. Relaciones entre velocidad, volumen y densidad.

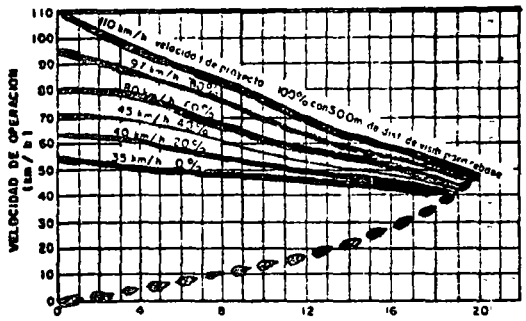
Los estudios teóricos efectuados hasta la fecha han mostrado que los principios y leyes de la física y de la hidráulica, pueden aplicarse a la circulación de vehículos. Una combinación de los estudios teóricos y las observaciones directas parecen dar la mejor aproximación total.

Relación velocidad-volumen. La relación fundamental velocidad-volumen pue-

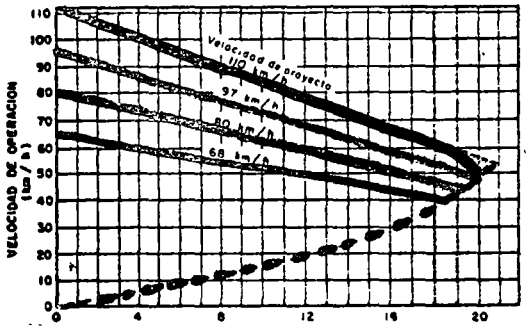
....

de 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 2000 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 entregar en la región de circulación forzada. Las Figuras 2.8 -A, 2.8 -B y 2.8 -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.

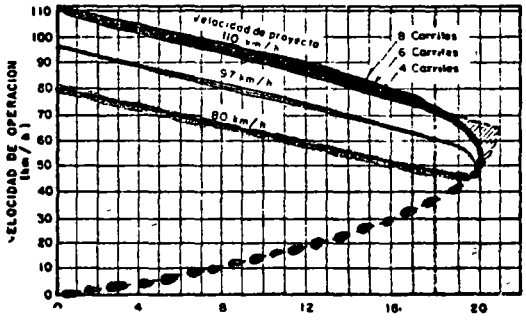
Flujo discontinuo. La relación velocidad-volumen es difícil de establecer bajo condiciones de flujo discontinuo. En la mayor parte de los casos más comunes, como son las calles de una ciudad con intersecciones controladas con semáforos, tanto la demanda como la capacidad, a menudo son diferentes en tramos 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 2.9 muestra la relación entre la demora promedio y una velocidad media calculada, y el volumen de tránsito, en una intersección urbana controlada con semáforos.



Volumen total en ambos sentidos (100 Veh. Ligeros/HR)
A) Caminos de dos carriles



Volumen promedio por carril (100 Veh. Ligeros/HR)
B) Caminos de carriles múltiples



Volumen promedio por carril (100 Veh. Ligeros/HR)
C) Autopistas y vías rápidas

Figura 2.8. Relaciones entre el volumen y la velocidad de operación, bajo condiciones de circulación continua, en carreteras rurales.

....

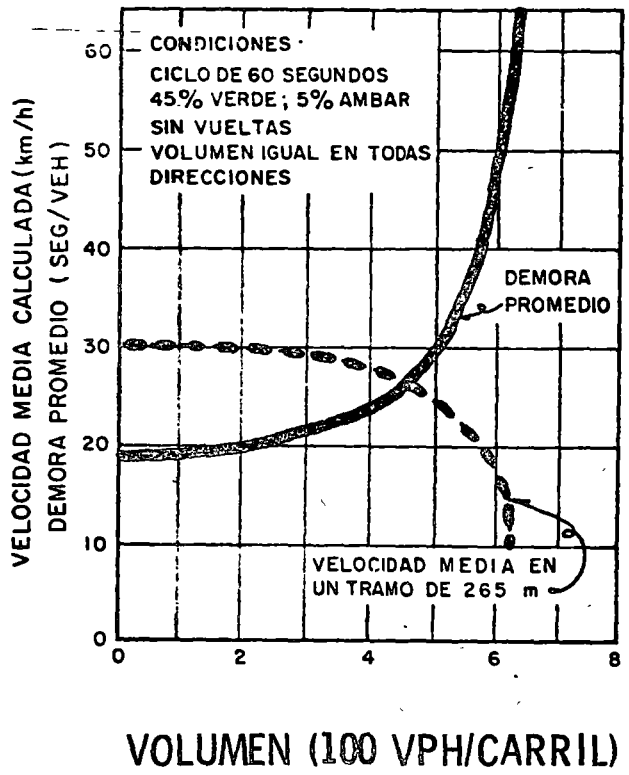


Figura 2.9. Velocidad y demora promedio calculadas en una intersección urbana controlada con semáforos.

2.3. CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

2.3.1. Capacidad en condicones de circulación continua.

Los volúmenes máximos observados, junto con los resultados del análisis de las características del tránsito, han servido de guía 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.

2. Unicamente vehículos ligeros en la corriente del tránsito.

3. Carriles de 3.60 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.

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.

La capacidad para los tipos de carreteras citados bajo condiciones ideales, se resume en la tabla 2-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 2-A. Capacidades bajo condiciones ideales, en carreteras con circulación contínua.

2.3.2. 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 variables in-

....

volucradas. Un examen de la circulación discontinua requiere estudios detallados de los elementos que producen las interrupciones; cualquier intersección controlada con semáforos es uno de estos elementos, aunque algunas interrupciones a media calle pueden ser igualmente de significación.

2.3.3. Niveles de servicio.

Cuando el volumen de tránsito iguala a la capacidad de la carretera, las condiciones de operación son deficientes aún 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.

Entre los elementos que pueden ser considerados en la evaluación del nivel de servicio se incluyen los siguientes:

a) Velocidad y tiempo de recorrido. Estos elementos incluyen la velocidad de operación y el tiempo empleado durante el recorrido de un tramo de la carretera.

b) Interrupciones del 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 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.

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.

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 volumenes 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 cuenta el efecto de estos puntos y las limitaciones que los subtramos tienen sobre el tramo en estudio.

....

3. 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.

4. 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 tres carriles.
d) Arterias urbanas.
e) Calles del centro de la ciudad.

ELEMENTO	Autopistas	Carreteras de Carriles Múltiples	Carreteras de dos y tres carriles	Arterias Urbanas	Calles del Centro la Ciudad
ELEMENTOS BASICOS:					
Velocidad de operación para el tramo.....	X	X	X		
Velocidad global.....				X	X
Relación Volumen-capacidad:					
a) Punto más crítico..	X	X	X	X	
b) Cada subtramo.....	X	X	X	X	
c) Tramo completo.....	X	X	X	X	
ELEMENTOS ASOCIADOS:					
a) Velocidad de Proyecto ponderada	X	X	X		
b) Número de carriles	X	X			
c) Distancia de visibilidad			X		

Tabla 2-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 2-B.

2.3.4. 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 tránsi-

.....

to 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 2.10 y se ilustra con las fotografías de la Figura 2.11.

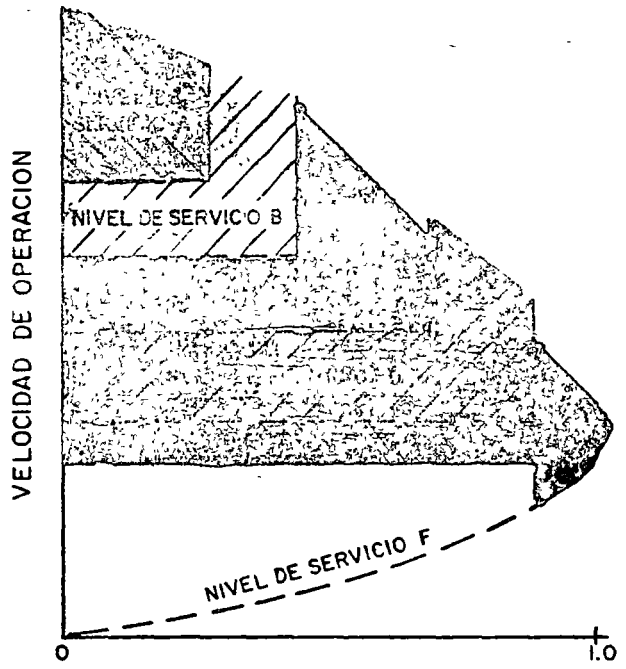
2.4. FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD Y EL VOLUMEN DE SERVICIO

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.

2.4.1. 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.

....



RELACION VOLUMEN / CAPACIDAD

Figura 2.10 Concepto general de los niveles de servicio.

a) Ancho de carril. Los carriles más angostos que 3.65 m. tienen menor capacidad en condiciones de circulación contínua, que los carriles de esa dimensión aceptados como ideales. En caminos de dos carriles, un 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.

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.

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.

.....

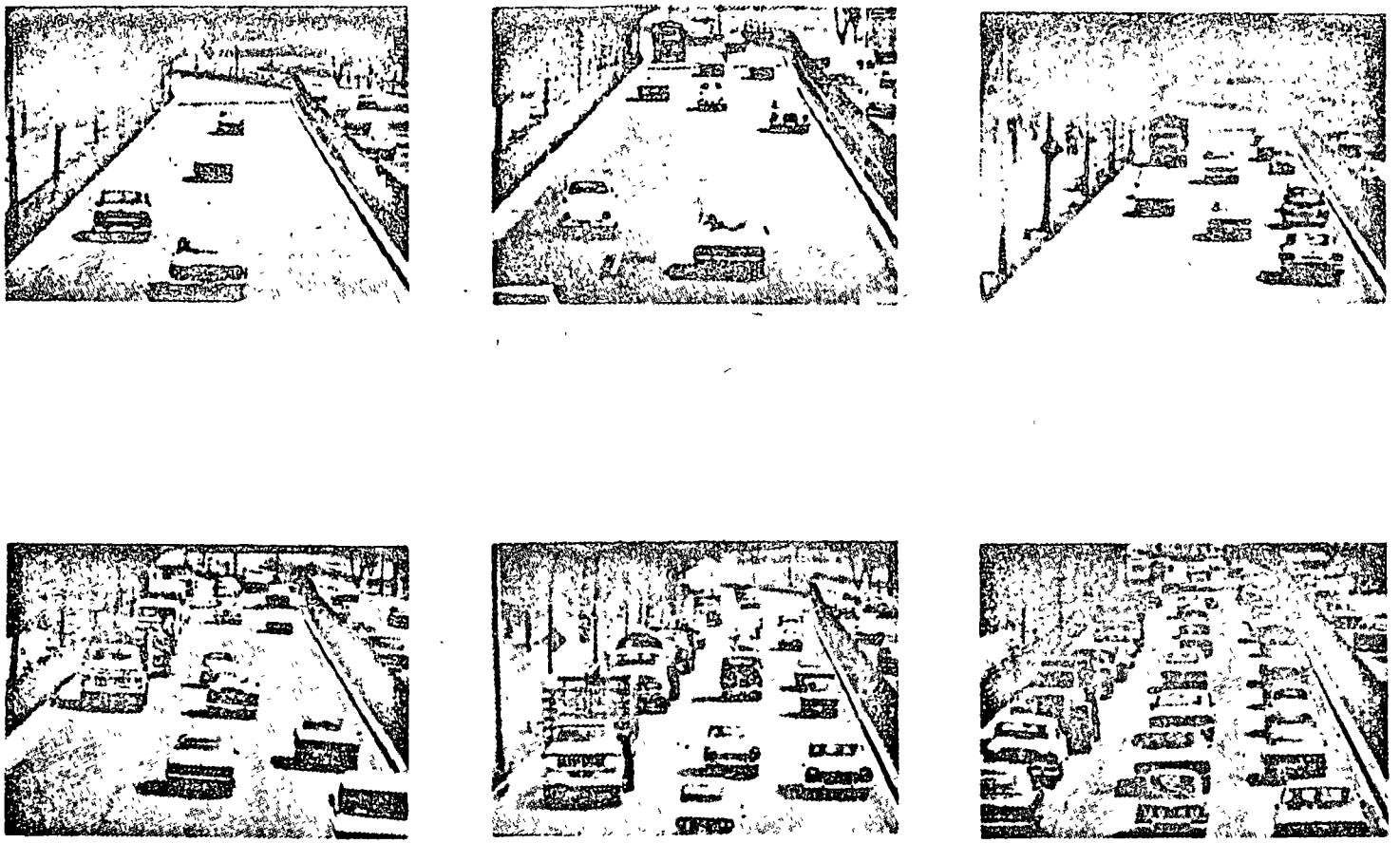


FIGURA 2.10 NIVELES DE SERVICIO

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.

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 vehículos lentos en pendientes ascendentes, y otros fines que auxilien a la circulación del tránsito 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.

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.

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 citadas más adelante.

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. Reeuciendo 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.

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.

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.

2.4.2. Factores relativos al tránsito.

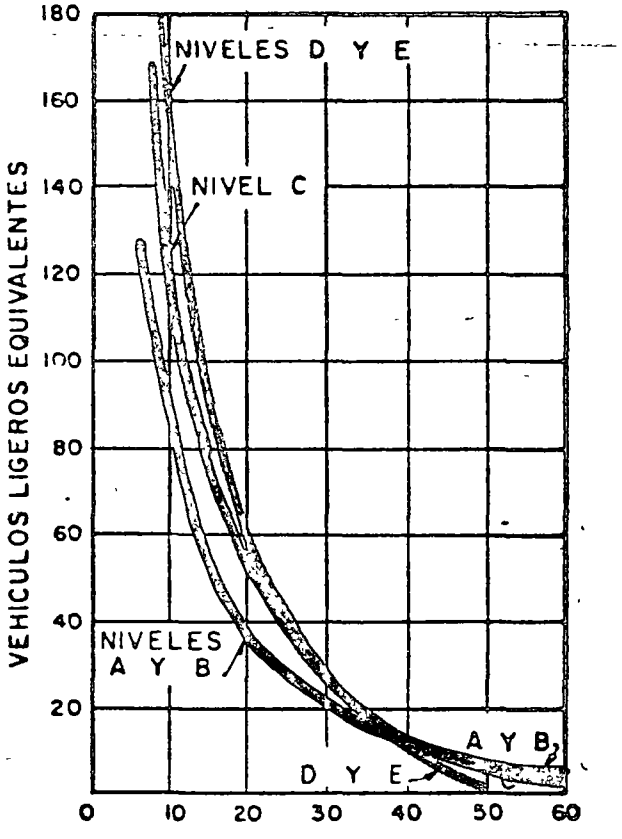
Los factores relativos al tránsito son todos aquellos que tienen influencia en la capacidad y el volumen de servicio de un camino, tales como la composición, distribución y variación del tránsito y los hábitos y deseos del conductor. Los factores principales que influyen en la capacidad y/o el volúmen de servicio son: los camiones, los autobuses, la 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 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.

La Figura 2.11 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.



VELOCIDAD DE LOS CAMIONES (km/h)

Figura 2.11. Vehículos ligeros equivalentes por camión, para diferentes velocidades medias de los camiones en carreteras de dos carriles.

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 vehículos 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: sito mixto a vehículos ligeros se obtendrá de la siguiente expresión: $(100-P_B+E_BP_B)/100$, 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.

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	100[d]	0.77	0.83	0.91	100[d]	0.77	0.83	0.91	100[d]	0.77	0.83	0.91	100[d]
C	FLUJO ESTABLE	≥ 80	≤ 0.75xFHMD	≤ 0.80xFHMD	≤ 0.83xFHMD	≤ 0.45xFHMD	—[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			≤ 0.80xFHMD	≤ 0.45xFHMD	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 2.C NIVELES DE SERVICIO Y VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS PARA AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

CAPACIDAD EN INTERSECCIONES A NIVEL

BIBLIOGRAFIA

1.- MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS
Secretaría de Obras Públicas ; México,D.F.; 1971

2.- HIGHWAY CAPACITY MANUAL; Highway Research Board
Washington, D.C. 1965

3.-CAPACITY ANALYSIS PROCEDURES FOR SIGNALIZED INTERSECTIONS
Traffic Institute; Nortwestern University
Evanston, Ill. 1967

4.- TRAFFIC SIGNALS; Road Research Laboratory
Technical Paper; Number 56; London, 1966

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

CAPACIDAD EN INTERSECCIONES A NIVEL

Ing. Cristino Montoya Cerón

Mayo, 1977.

CAPACIDAD DE INTERSECCIONES A NIVEL

INDICE GENERAL

CAPACIDAD DE INTERSECCIONES A NIVEL

RELACION DE FIGURAS Y TABLAS

CAPACIDAD EN INTERSECCIONES A NIVEL

Ing. Cristino Montoya Cerón

I.- INTRODUCCION

La intersección a nivel es uno de los elementos más importantes del sistema vial, que limita y a menudo interrumpe 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.

Al considerar la capacidad y volumen de servicio en intersecciones, se ve la necesidad de ajustar las condiciones tipo promedio para cada intersección específica. No es posible definir "condiciones ideales" por el número y variedad de factores que influyen.

La capacidad de cualquier intersección específica se determina en gran parte por el efecto de los elementos que la regulan relacionados directamente con los caminos de acceso que la forman. Rara vez se presenta el caso en donde todos los accesos de una intersección estén simultáneamente cargados a su capacidad. Por lo tanto, es correcto considerar la capacidad de una intersección en términos de las capacidades por separado de cada acceso de los caminos individualmente.

II.- FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE INTERSECCIONES CON SEMAFOROS (ver Tabla 1)

A.- Características físicas y de operación básicas.

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".

TABLA 1

FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE UNA INTERSECCION Y NIVELES DE SERVICIO

Condiciones físicas y operacionales

- Anchura del acceso
- Condiciones de estacionamiento
- Operación en uno o en dos sentidos

Condiciones ambientales

- Factor de carga
- Factor de la hora de máxima demanda
- Población del área metropolitana
- Ubicación dentro del área metropolitana

Características del tránsito

- Movimientos de vuelta
- Vehículos pesados (incluyendo autobuses foráneos)
- Autobuses urbanos

Medidas de control

- Semáforos
- Número de carriles por acceso

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 subsecuentemente.

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.

El factor de carga para una intersección normal podrá variar de un valor de 0.0 a un valor de 1.0. Un factor de carga de 0.0 representa cualquier situación en donde ningún ciclo durante la hora está cargada, por lo tanto se presentan condiciones operacionales de muy buenas a excelentes. Un factor de carga de 0.2 (20% del ciclo cargado) indica condiciones operacionales de muy buenas para la mayoría de los casos. Un factor de carga de 0.4 representa una condición de volumen relativamente alta que puede resultar en demoras considerables para algunos vehículos, mientras los factores mayores de 0.4 indican un grado mayor de congestionamiento.

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 consi-

deración 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.

El factor de la hora de máxima demanda es una medida de la consistencia de la demanda. Para intersecciones, se define como - la relación entre el número de vehículos contados durante la hora de máxima - demanda y cuatro veces el número de vehículos contados durante los 15 minutos consecutivos más altos de dicha hora. En consecuencia, los valores de los factores pueden variar de 0.25 a 1.00, siendo el rango normal de 0.70 a 0.95.

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 determi-- nar la capacidad y los volúmenes de servicio, se incluyen varios grupos que -- abarcan un rango muy amplio del tamaño de la población, dependiendo del número de habitantes.

4.- Factor combinado. 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.

5.- 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 aun 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 análisis.

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 estrecha que en una calle ancha.
- 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 rela--

ción 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 análisis 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 análisis 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.

Medidas de control ya mencionadas incluyen restricciones para el estacionamiento, movimientos de vuelta y la operación de un solo sentido. A continuación se presentan otras medidas específicas para el control.

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 análisis que se presentan 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 del 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 volúme-

nes 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 análisis 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

III.- CAPACIDAD DE INTERSECCIONES, VOLUMENES 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 intersec-- ciones, 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:

A.- Nivel de servicio A.

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.

B. - Nivel de servicio B.

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.

C. - Nivel de servicio C.

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.

D. - Nivel de servicio D.

En el nivel de servicio D, las restricciones son cada vez mayores, aproximándose a la inestabilidad de 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.

E.- Nivel de servicio E.

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. Aún 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.

F.- Nivel de servicio F.

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	Características de la circulación	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

IV.- PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD, LOS VOLUMENES DE SERVICIO Y LOS NIVELES DE SERVICIO

A.- Introducción

Los nomogramas que a continuación se presentan, los cuales suman 23, han sido diseñados para usarse como una herramiento de trabajo con el objeto de facilitar los procedimientos aritméticos de manera lógica en la determinación de la capacidad, nivel de servicio y el volúmen de servicio de intersecciones controladas por medio de semáforos. Muchos de los datos usados en el desarrollo de estos nomogramas se encuentran en el Manual de capacidad de carreteras de los Estados Unidos y en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras de la Secretaría de Obras Públicas. Además se han aprovechado datos de material obtenido mediante la investigación posterior a la publicación de los manuales citados. Los nomogramas originales fueron elaborados por el Ing. Jack E. Leisch, Presidente de la Compañía Consultora "Jack E. Leisch and Associates", con sede en la ciudad de Evanston Illinois U.S.A.

El objeto fundamental de este material impreso es el de ofrecer un instructivo que de manera clara y sencilla nos muestre procedimientos básicos para el manejo de estos nomogramas que han venido a simplificar de manera considerable el cálculo de la capacidad.

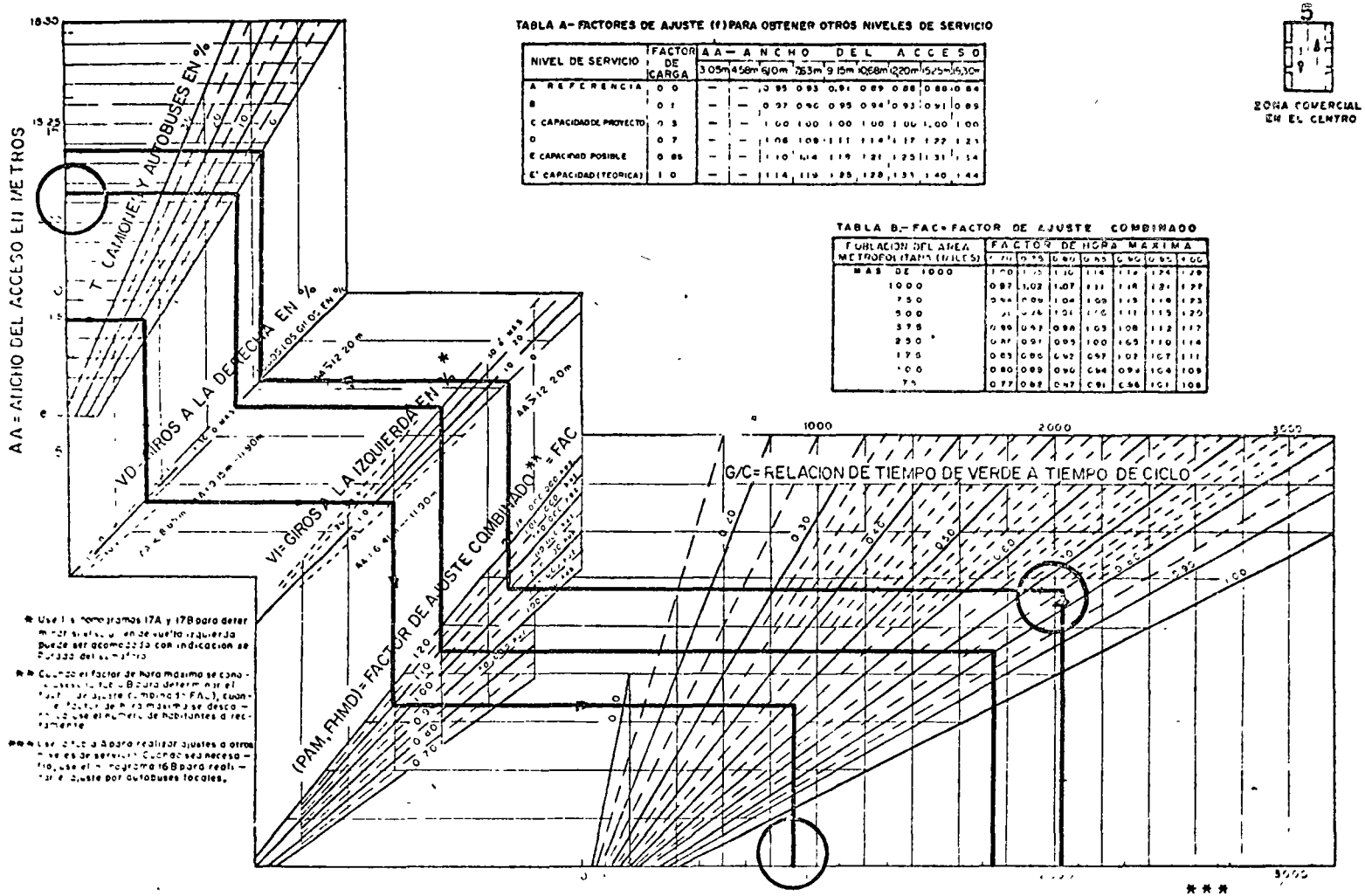
1.- Formato de los nomogramas. Los nomogramas presentados son de tipo escalonado. Ellos realizan una serie de multiplicaciones y adiciones algebraicas necesarias para tomar en cuenta los varios factores que influencia la capacidad o el volumen de servicio. Los factores que afectan la capacidad y volúmenes de servicio referidos en los nomogramas son identifica-

TABLA A- FACTORES DE AJUSTE (f) PARA OBTENER OTROS NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA — ANCHO DEL ACCESO							
		3.05m	4.58m	6.10m	7.63m	9.15m	10.68m	12.20m	15.25m	18.30m
A REFERENCIA	0.0	—	—	0.95	0.93	0.91	0.89	0.88	0.88	0.84
B	0.1	—	—	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	—	—	1.06	1.08	1.11	1.14	1.17	1.22	1.21
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	—	—	1.10	1.14	1.19	1.21	1.25	1.31	1.34
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	—	—	1.14	1.19	1.25	1.28	1.31	1.40	1.44

TABLA B.- FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	1.24	1.28
1000	0.97	1.02	1.07	1.11	1.16	1.21	1.27
750	0.94	0.99	1.04	1.09	1.15	1.18	1.23
500	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.15	1.20
375	0.89	0.93	0.98	1.03	1.08	1.12	1.17
250	0.87	0.91	0.95	1.00	1.05	1.10	1.14
175	0.83	0.86	0.92	0.97	1.02	1.07	1.11
100	0.80	0.83	0.90	0.94	0.99	1.04	1.09
75	0.77	0.82	0.87	0.91	0.96	1.01	1.06



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen de vuelta izquierda puede ser acomodado con indicación de flujo del semáforo.

** Cuando el factor de hora máxima se conozca, use la tabla B para determinar el factor de ajuste combinado (FAC). Cuando el factor de hora máxima se desconozca, use el número de habitantes directamente.

*** Use la tabla A para realizar ajustes a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16B para realizar el ajuste por autobuses locales.

ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

Traducción y Adaptación Ing. Ramón Vazquez Barber

CALLE DE DOBLE SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO - ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

NOMOGRAMA 5

3a

16 A

dos en las definiciones siguientes. Para reducir estos factores a una nomenclatura simple se adopta un sistema de símbolos.

2.- Factores empleados en la organización de los nomogramas: Los siguientes factores determinan generalmente cuales de los nomogramas deberán emplearse para el análisis de capacidad:

a.- Operación de un sentido o de doble sentido. Las operaciones de un sentido y de doble sentido tienen características diferentes y por lo tanto son manejadas por procedimientos y nomogramas por separado.

b.- Estacionamiento.

(1).- Sin estacionamiento, Sin estacionamien se define como la ausencia completa de vehículos estacionados o parados a no ser por el descenso o ascenso ocasional de un pasajero.

(2).- Con estacionamiento. Con estacionamiento quiere decir que los vehículos están estacionados ya sea desocupados u ocupados, detenidos a lo largo de la orilla del acceso.

(3).- Para los propósitos de la capacidad, lo que cuenta es la presencia o ausencia efectiva de vehículos estacionados y no la presencia o ausencia de señales restrictivas regulando el estacionamiento. Como regla general, si existen vehículos estacionados hasta una distancia de 75 metros de la intersección, ya sea sobre el acceso o la salida, deberá considerarse como dentro del grupo "con estacionamiento".

c.- Ubicación de intersección dentro del área metropolitana.

(1).- ZCC.- Zona comercial en el centro. Aquella porción de una ciudad en donde el uso dominante de la tierra es para

la actividad intensa de comercio y otros negocios.

(2).- ZPC.- Zona periférica al centro. - Aquella porción de una ciudad inmediatamente fuera de la zona comercial del - centro, en donde existen distintos tipos de actividades de negocios.

(3).- ZCFC.- Zona comercial fuera del - centro. Aquella porción de una ciudad o un área dentro de la influencia de la - misma, normalmente separado de la zona comercial del centro, en donde el -- principal uso de la tierra es para actividades de comercio y otros negocios.

(4).- ZR.- Zona residencial. Aquella porción de una ciudad o área dentro de la influencia de la misma, en donde el uso - dominante de la tierra es para el desarrollo residencial, no obstante podrá incluirse en dicha zona actividades pequeñas de negocio.

d.- Ubicación de intersección fuera del área metropolitana.

(1).- Rural. Area fuera de la zona urbana. Se caracteriza por el campo relativamente abierto. Esta área no se considera relacionada con la clasificación de Area Metropolitana, por lo tanto se incluye - un nomograma por separado para el análisis de intersecciones rurales.

3.- Factores tomados en cuenta directamente en los nomo--- gramas.

a.- AA.- Ancho del acceso. Es el ancho efectivo - del acceso del camino. Este ancho podrá ser el ancho total del acceso si es que no existe ninguna provisión especial para movimientos direccionales o podrá ser

una anchura menor al ancho total del acceso designado para servir solamente a un movimiento específico.

b.- T.- Camiones y autobuses (excluyendo camiones de carga ligeros). Se expresa como el porcentaje del volumen total del acceso.

c.- VD.- Giros a la derecha. Se expresa como el porcentaje del volumen total del acceso.

d.- VI.- Giros a la izquierda. Se expresa como el porcentaje del volumen total del acceso.

e.- Población del área metropolitana y factor horario de máxima demanda.

(1).- PAM.- Población de área metropolitana. Se incluyen 9 grupos, abarcando un amplio rango de áreas metropolitanas desde pequeñas ciudades aisladas hasta extensas áreas urbanizadas compuestas de varias ciudades.

(2).- FHMD.- Factor horario de máxima demanda. Es una medida de la consistencia de la demanda. Para intersecciones, se define como la relación entre el número de vehículos contados durante la hora de máxima demanda y cuatro veces el número de vehículos contados durante los 15 minutos consecutivos más altos de dicha hora.

(3).- FAC.- Factor de ajuste combinado. Una combinación de los factores de población del área metropolitana (PAM) y el factor horario de máxima demanda (FHMD) el cual es empleado en la solución en los problemas efectivos.

f.- G/C.- Relación de tiempo de verde a tiempo de ciclo o la proporción del tiempo (durante la hora de máxima demanda) en que la indicación del semáforo está en verde para el movimiento de tránsito de uno de los accesos, al tiempo total del ciclo, en donde G representa el intervalo de verde en segundos y C. representa la longitud del ciclo total en segundos.

g.- VS.- Volumen de servicio es el número máximo de vehículos que pueden pasar a través de una intersección procedentes del camino de un acceso específico durante un período de tiempo determinado mientras las condiciones de operación son mantenidas de acuerdo al nivel de servicio seleccionado o especificado.

4.- Nomenclatura adicional utilizada.

a.- Factor de carga y nivel de servicio.

(1).- FC.- 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.

(2).- NS.- 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 arroja varios volúmenes de tránsito.

De los varios factores disponibles para medir el nivel de servicio bajo condiciones de flujo discontinuo el factor de carga es probablemente el más evidente para el conductor. Por lo tanto, dicho

factor es utilizado como la medida del nivel de servicio en intersecciones individuales.

(3).- El nivel de servicio en relación con el factor de carga se presenta en la siguiente tabla:

NIVEL DE SERVICIO	DESCRIPCION DEL FLUJO DE TRANSITO	FACTOR DE CARGA
A	Flujo libre	0.0
B	Flujo estable	≤ 0.1
C	Flujo estable	≤ 0.3
D	Aproximando flujo inestable	≤ 0.7
E	Flujo inestable-capacidad	≤ 1.0
F	Flujo forzado	–

b.- Cp.- Capacidad de proyecto de un acceso, expresado en vehículos por hora. Este término, como es usado en los nomogramas, indica el volumen de servicio a nivel de servicio C (VS_C) para intersecciones urbanas y el volumen de servicio B (VS_B) para intersecciones rurales.

c.- B.- Factor de autobuses locales. Es empleado para modificar volúmenes de servicio derivados de los nomogramas, siempre y cuando exista una parada de autobús.

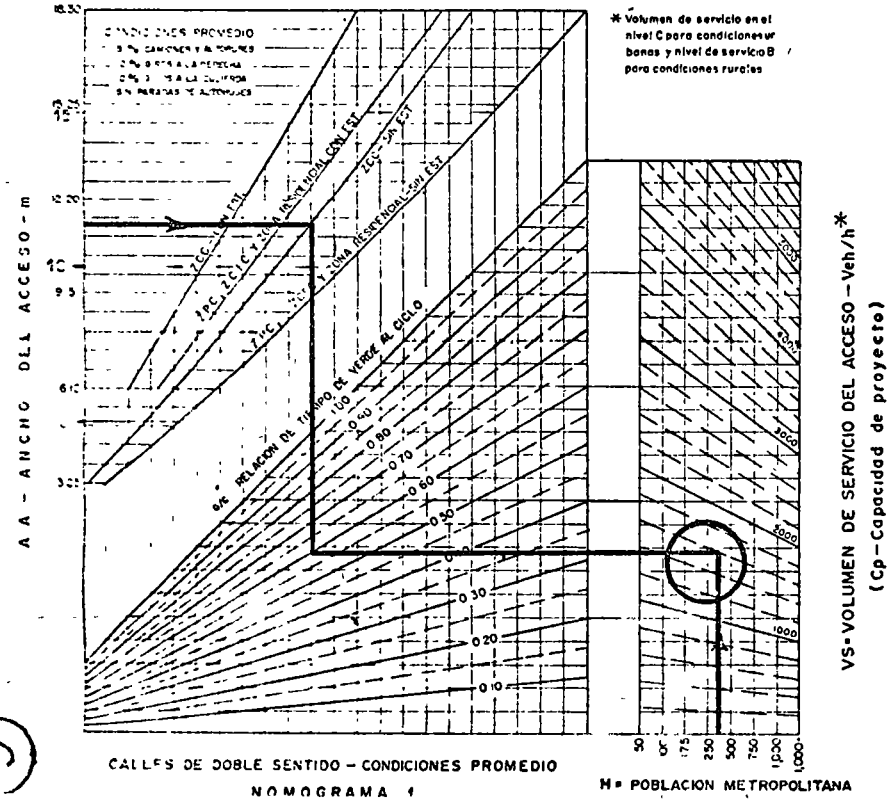
C.- Condiciones generalizadas de intersecciones.

1.- Capacidad de acceso de la intersección — condiciones -- promedio (nomogramas 1 y 2).

a.- Uso de los nomogramas. Los nomogramas 1 y 2

TABLA A(1) FACTOR DE AJUSTE (f) PARA DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO EN CALLES DE DOBLE SENTIDO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA – ANCHO DEL ACCESO								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
CALLE DE UN SENTIDO SIN ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	0.88	0.88	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.97	0.88
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40
CALLE DE UN SENTIDO CON ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.95	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.84
B	0.1	–	–	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.06	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.00			1.14	1.19	1.23	1.28	1.33	1.40	1.44
CARRETERA RURAL										
A REFERENCIA	0.0	0.92	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98
B ANCHO DE PROYECTO	0.1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	0.3	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
D	0.7	1.21	1.21	1.22	1.23	1.25	1.27	1.29	1.31	1.33
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.28	1.28	1.28	1.30	1.32	1.35	1.38	1.41	1.44
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	1.32	1.32	1.32	1.34	1.37	1.41	1.45	1.50	1.55



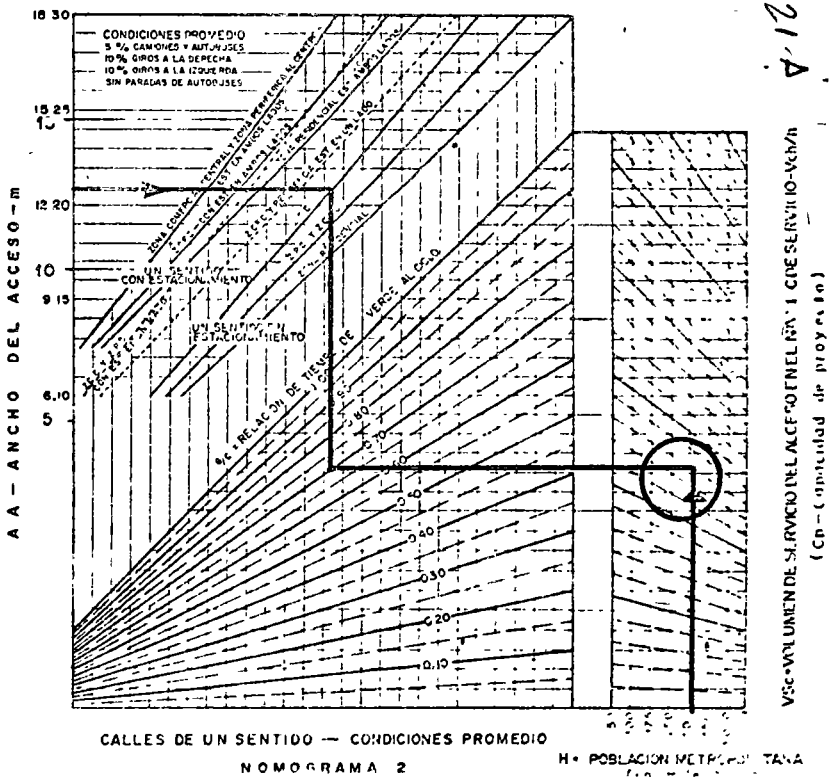
* Volumen de servicio en el nivel C para condiciones urbanas y nivel de servicio B para condiciones rurales

CALLES DE DOBLE SENTIDO – CONDICIONES PROMEDIO

NOMOGRAMA 1

TABLA A(2) FACTOR DE AJUSTE (f) PARA DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO EN CALLES DE UN SENTIDO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA – ANCHO DEL ACCESO								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
CALLE DE UN SENTIDO SIN ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.95	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.98
B	0.1	–	–	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.98	0.95
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.12	1.09	1.07	1.05	1.03	1.01	[illegible]
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.15	1.13	1.12	1.12	1.13	1.13	1.17
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	–	–	1.18	1.16	1.15	1.15	1.17	1.22	1.24
CALLE DE UN SENTIDO CON ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.90	0.89	0.89	0.88	0.89	0.97	0.95
B	0.1			0.93	0.93	0.93	0.95	0.97	0.98	0.96
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.07	1.09	1.10	1.12	1.14	1.18	1.22
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.10	1.13	1.16	1.18	1.20	1.28	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	–	–	1.13	1.18	1.21	1.24	1.26	1.32	1.36
CALLE DE UN SENTIDO CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS										
A REFERENCIA	0.0	–	–	–	0.86	0.85	0.86	0.95	0.95	0.92
B	0.1	–	–	–	0.91	0.90	0.90	0.99	0.98	0.99
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7				1.17	1.17	1.17	1.18	1.22	[illegible]
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	–	1.25	1.27	1.29	1.27	[illegible]	[illegible]
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.00				1.34	1.34	1.34	1.37	1.42	1.40



CALLES DE UN SENTIDO — CONDICIONES PROMEDIO

NOMOGRAMA 2

proporcionan un procedimiento simplificado para hacer una rápida aproximación del volumen de servicio o capacidad de los accesos individuales de una intersección. En el análisis para la planeación y diseño preliminar, la mayoría de las condiciones específicas del tránsito son frecuentemente desconocidas, y por lo tanto, los procedimientos en estos nomogramas, usando condiciones supuestas, son apropiados.

b.- Factores variables y promedio usados en los nomogramas.

(1).- Las condiciones promedio supuestas son: 5% de camiones y autobuses (T); 10% de giros a la derecha (VD); 10% de giros a la izquierda (VI); y ninguna parada de autobuses locales. Factores promedio de la hora de máxima demanda (FHMD) representativos de cada grupo de población del área metropolitana (PAM) son también utilizados.

(2).- Las condiciones variables consideradas incluyen: ancho de acceso (AA); ubicación dentro del área metropolitana (ZCC, ZCFC, etc.); condiciones de estacionamiento; relación tiempo de verde a longitud del ciclo (G/C); grupo de población del área metropolitana (PAM).

El tipo de circulación se toma en cuenta de acuerdo con el nomograma utilizado; nomograma Núm. 1 para circulación de doble sentido; nomograma Núm. 2 para circulación de un solo sentido.

c.- Procedimiento

(1).- Procedimiento general: se entra en el nomograma en la parte superior izquierda con AA; se gira a la derecha en un -

ángulo recto sobre la línea representando el área apropiada y condiciones de - estacionamiento; girar sobre la relación G/C la cual representa las condiciones de regulación del semáforo; y se extiende la línea a través de la familia de líneas representando el VS. Entonces se entra en el nomograma en el punto de la escala que queda abajo a la derecha que represente el grupo de población del área metropolitana dada; y desde la intersección de las 2 líneas de trabajo se lee el VS (nivel C para condiciones urbanas y nivel B para condiciones rurales) para las condiciones dadas.

(2).- Otros procedimientos: Los nomogramas pueden también ser usados para otros propósitos simplemente variando el método de entrada y procedimiento a través de los mismos. Dadas cualquier - dos variables de las tres variables primarias (AA, G/C, VS) los nomogramas pueden ser usados para encontrar la tercera variable desconocida.

(3).- Ajuste para el nivel de servicio: El - volumen de servicio (VS) para cualquier otro nivel de servicio puede determinarse aplicando el factor apropiado (f) de la Tabla A (1) del nomograma Núm. 1 ó la Tabla A (2) del nomograma Núm. 2.

2.- Capacidad total de intersección — condiciones urbanas -- promedio (nomogramas 19 y 20).

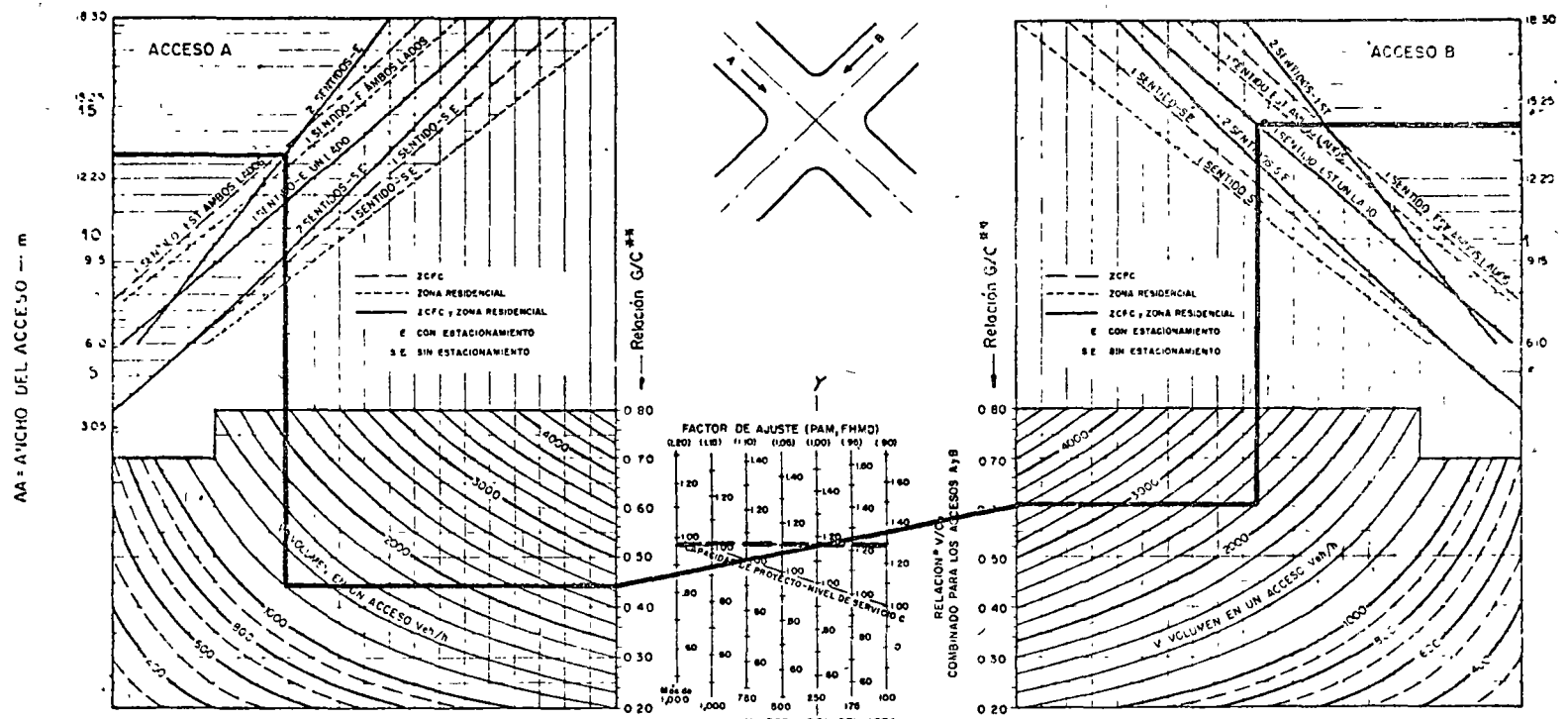
a.- Uso de los nomogramas. Los nomogramas 19 y 20 están diseñados para proporcionar un procedimiento simplificado para su uso en la planeación, evaluación de ruta y procesos preliminares de diseño. Los nomogramas son aplicables para la evaluación de una intersección individual, una

TABLA A—RELACION DE CAPACIDAD POSIBLE (NIVEL E) A CAPACIDAD DE PROYECTO (NIVEL C)

TIPO DE CALLE	CONDICIONES DE ESTACIONAMIENTO	Factor f, Ancho AA (en metros)								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	15.25	18.30
DOS SENTIDOS	SIN ESTACIONAMIENTO	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.26	1.27	1.30
	CON ESTACIONAMIENTO		-	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
UN SENTIDO	SIN ESTACIONAMIENTO	-	-	1.15	1.13	1.12	1.12	1.13	1.15	1.17
	ESTACIONAMIENTO EN UN LADO	-	-	1.10	1.13	1.16	1.18	1.20	1.28	1.30
	ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS	-	-		1.25	1.25	1.25	1.27	1.32	1.37

NOTA

Las soluciones en la escala V/CP que caen bajo la linea del "Nivel de Servicio C" (relación 1.00) indican que estan con capacidad de reserva. Aquellas que esten por arriba de la linea indican una deficiencia en la capacidad de proyecto. Puede operarse a la capacidad posible (Nivel E) cuando la relacion V/CP es igual al valor prometido de f para los dos accesos en la tabla A



% Proporcion de tiempo verde requerido en un acceso para que opere a la capacidad de proyecto (Nivel de servicio C) para H-250,000
Para otra cantidad de habitantes, divídase entre el factor de ajuste (PAM, FHMD) - FAC

CONDICIONES PROMEDIO—EN CADA ACCESO

Traducción y adaptación Ing. Roberto Vazquez de Ser

CAPACIDAD PARA TODO TIPO DE INTERSECCIONES—CONDICIONES URBANAS PROMEDIO

ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO Y ZONA RESIDENCIAL

NOMOGRAMA 20

serie de intersecciones a lo largo de una ruta o una red completa de calles. -- Ellos proporcionan una manera rápida para la evaluación del nivel de servicio - de una intersección existente; o para estudios preliminares de diseño, una aproximación de la efectividad de la intersección o los requisitos del ancho del acceso.

b.- Factores promedio y variables usados en los nomogramas.

(1).- Las condiciones promedio supuestas - son: 5% de camiones (T); 10% de giros a la derecha (VD); 10% de giros a la -- izquierda (VI); ninguna parada de autobuses locales; 10% del ciclo total utilizado para los períodos de ámbar; y un factor de ajuste (FAC) que incorpora el -- factor promedio de la hora de máxima demanda (FHMD) con el factor representativo del grupo de la población del área metropolitana (PAM).

(2).- Las condiciones variables tomadas en cuenta incluyen: ancho de acceso (AA); operación de un solo sentido o de dos -- sentidos; condiciones de estacionamiento; volumen de acceso (V); relación del tiempo de verde a la longitud del ciclo (G/C); población del área metropolitana - (PAM).

La ubicación dentro del área metropolitana está indicada por el nomograma utilizado: El nomograma Núm. 19 para ZCC y ZPC; y nomograma Núm. 20 para ZCFC y ZR.

c.- Procedimiento.

(1).- Procedimiento general: Los nomogramas toman en cuenta de manera conjunta, la intersección de cualquiera de los --

dos accesos críticos A y B. El lado izquierdo del nomograma se usa para el -- acceso de una de las calles y el lado derecho para el acceso de la calle que hace intersección. Una línea proyectada entre los dos lados interiores de los dos -- subnomogramas a través de las escalas centrales (relación V/C_p), determina - la eficiencia total de la intersección.

(2).- Uso de las escalas centrales (Relación V/C_P).

(a).- Valores de las escalas. La - escala sobre el eje 'Y — Y' es usada para leer la relación V/C_P, la cual representa la relación del volumen del acceso (volumen de demanda o pronosticada) al VS a nivel de servicio C (capacidad de proyecto), combinado para los dos accesos. Una relación de V/C_P de 1.00 equivale a la operación del nivel de servicio C; los valores menores de 1.00 indican operación a más altos niveles de servicio, B o A; los valores mayores de 1.00 indican niveles de servicio más bajos, D, E o F.

(b).- Ajuste de la relación V/C_P. Ya que el eje 'Y — Y' proporciona una medida de la relación V/C_P representativa - de áreas metropolitanas de 250.000 habitantes de población, para determinar la relación V/C_P de otros tamaños de áreas metropolitanas, se extiende una línea - horizontal desde la intersección con el eje 'Y — Y' hasta la escala vertical re-- presentando la población del área metropolitana deseada.

(c).- Ajuste para cambio de nivel de servicio. Las tablas A en los nomogramas 19 y 20 proporcionan factores (f) para ajustar los volúmenes de nivel de servicio C (capacidad de proyecto) a nivel E (capacidad posible). Se multiplica la relación V/C_P correspondiente al nivel del servicio C por el valor promedio f para los dos accesos con el objeto de determinar la relación V/C_P permisible correspondiente al nivel de servicio E.

(d).- Ajuste de la relación G/C. Las escalas G/C que se encuentran en los bordes interiores de los nomogramas indican la proporción de tiempo de verde requerido para cada acceso correspondiente a un área de población de 250,000 habitantes. Para otros tamaños de áreas metropolitanas, se divide la relación G/C entre el factor de ajuste (FAC) que se encuentra en las escalas centrales correspondiente a la población del área metropolitana.

(3).- Otros procedimientos. Los nomogramas pueden ser usados para otros propósitos diferentes además de determinar la eficiencia general de la capacidad de una intersección, simplemente variando el método de entrada y procedimiento a través del nomograma. Por ejemplo: dado el caso en donde los volúmenes de acceso, el nivel de servicio deseado y el ancho del acceso A son conocidos, el ancho del acceso B se puede determinar procediendo a través del nomograma de izquierda a derecha.

D.- Condiciones específicas de la intersección

1.- Nomogramas para intersecciones urbanas (nomogramas al 14).

a.- Uso de los nomogramas. Los nomogramas Núms. 3 al 14 están diseñados para dar el volumen de servicio (VS) a nivel C (o capacidad de diseño) para las distintas condiciones urbanas especificadas en la siguiente tabla.

CONDICION DE ESTACIONAMIENTO	CALLE DE DOBLE SENTIDO		CALLE DE UN SOLO SENTIDO	
	AREA	NOMOGRAMA No.	AREA	NOMOGRAMA No.
SIN ESTACIONAMIENTO	ZCC	3	ZCC	7
	ZPC	4	ZPC	8
	ZCFC	4	ZCFC	8
	ZR	4	ZR	9
CON ESTACIONAMIENTO UN LADO	NO APLICABLE		ZCC	10
			ZPC	10
			ZCFC	11
			ZR	11
CON ESTACIONAMIENTO AMBOS LADOS	ZCC	5	ZCC	12
	ZPC	6	ZPC	12
	ZCFC	6	ZCFC	13
	ZR	6	ZR	14

b.- Procedimiento.

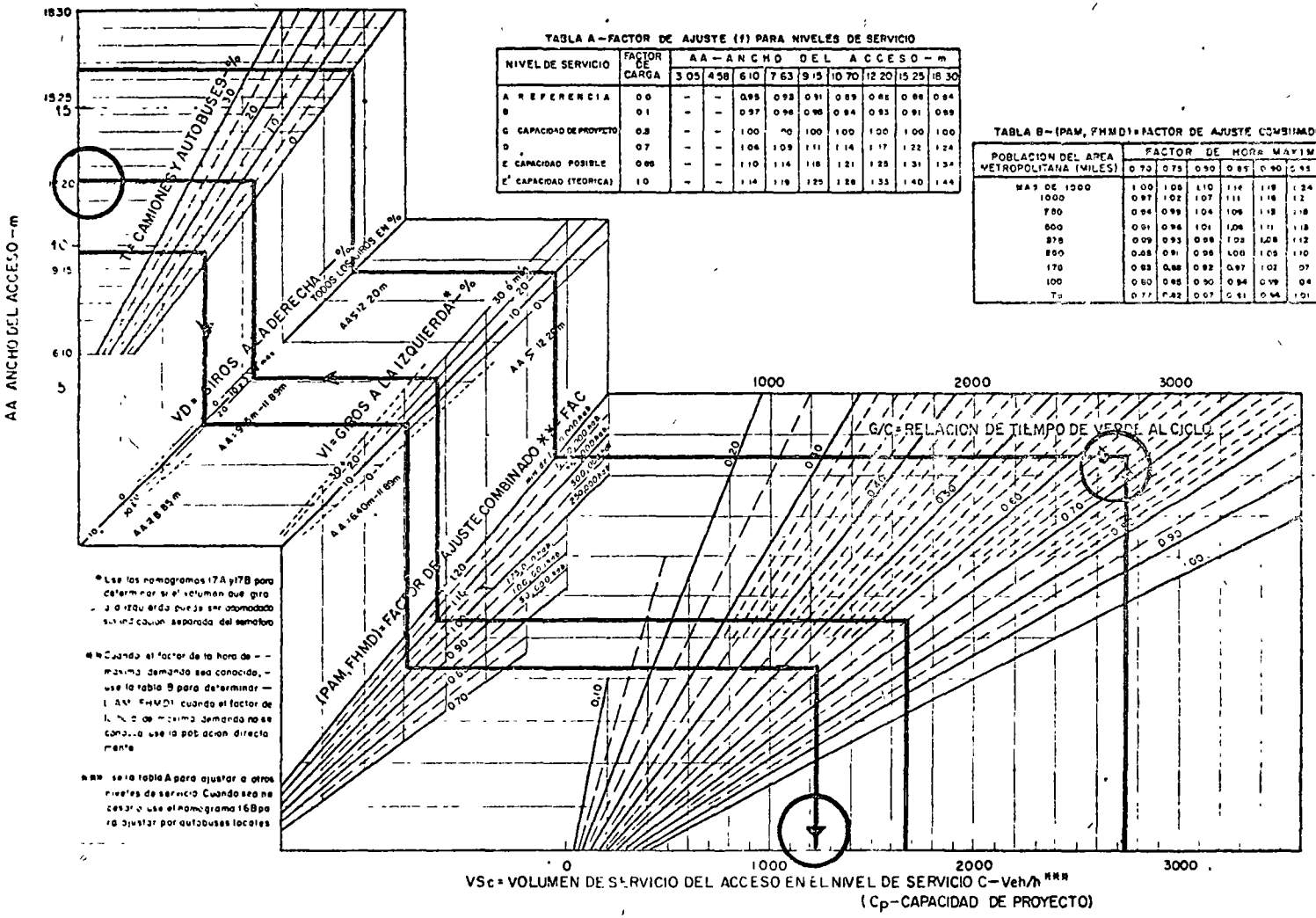
(1).- Procedimiento general. Estos nomogramas pueden ser usados, especificando dos de cualquiera de las tres variables básicas (AA, G/C y VS), para encontrar la tercera variable desconocida.

TABLA A—FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA—ANCHO DEL ACCESO—m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.95	0.92	0.91	0.89	0.86	0.88	0.84
B	0.1	–	–	0.97	0.96	0.96	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.06	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	–	–	1.14	1.19	1.25	1.28	1.33	1.40	1.44

TABLA B—(PAM, FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.00	1.05	1.10	1.16	1.19	1.24	1.29
1000	0.97	1.02	1.07	1.11	1.16	1.2	1.27
750	0.96	0.99	1.04	1.09	1.13	1.18	1.23
500	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.15	1.20
375	0.89	0.93	0.98	1.03	1.08	1.12	1.17
250	0.85	0.91	0.96	1.00	1.05	1.10	1.14
175	0.83	0.88	0.92	0.97	1.02	1.07	1.11
100	0.80	0.85	0.90	0.94	0.99	1.04	1.09
Tu	0.77	0.82	0.87	0.91	0.96	1.01	1.06



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen que gira a la izquierda puede ser acomodado sin una calle separada del semaforo

** Cuando el factor de la hora de máxima demanda sea conocido, use la tabla B para determinar (PAM, FHMD) cuando el factor de la hora de máxima demanda no se conozca use la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario use el nomograma 16B para ajustar por autobuses locales

CALLES DE DOBLE SENTIDO—CON ESTACIONAMIENTO—Z CFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

NOMOGRAMA 6

(a).- Cuando se usan para determinar el VS_C (volumen de servicio a nivel C), se entra en los nomogramas en el lado superior izquierdo con el AA apropiado y se da un giro a la derecha en ángulo recto en la línea aplicable de vuelta para cada ajuste.

(b).- Si el AA es el que debe determinarse, el nomograma se entra desde abajo con el volumen que se pretende servir y giros a la izquierda y derecha en ángulos rectos se efectúan en las líneas de giro aplicables para cada ajuste. Antes de que se puedan seleccionar el VI y VD, se tiene que aproximar un rango para el AA.

(c).- Si la relación G/C es el que debe determinarse, el nomograma se entra en la parte izquierda superior con el AA apropiado y en la parte de abajo con el volumen que se pretende servir. Después de que todos los giros apropiados en ángulo recto se hayan realizado, el G/C requerido puede ser leído en la intersección de las dos líneas de trabajo.

(2).- Instrucciones especiales.

(a).- Cuando se gira por las líneas de giro VD y VI, deberán seleccionarse con cuidado los conjuntos de líneas (o abanico) representando el AA apropiado.

(b).- Siempre se debe analizar el valor de VI cuando el giro a la izquierda se opone al volumen del sentido contrario (calles de doble sentido, nomogramas 3-6) para asegurar que el volumen que pretende girar a la izquierda pueda efectuarlo. Se usan los nomogramas 17A y 17B para este propósito.

(c).- Las líneas de giro del FAC - (el cual combina el tamaño del área metropolitana y el factor horario de máxima demanda) pueden ser usados de dos maneras:

i.- Si el factor de la hora - de máxima demanda (FHMD) es conocido o puede ser determinado, el factor de - ajuste combinado apropiado (FAC) es escogido de la tabla B (en los nomogramas 3 al 14) y este factor es usado para seleccionar la línea de giro apropiado.

ii.- Si el FHMD no es co-- nocido, la línea de giro puede ser seleccionada sobre las bases de la población - del área metropolitana únicamente (PAM), designada hab. en las curvas. Estos valores incluyen un factor promedio representativo de la hora de máxima demanda para el tamaño de la población indicada.

(3).- Ajuste de los volúmenes de servicio - indicados en los nomogramas.

(a).- El VS_C (volumen de servicio a nivel C), como se indica en los nomogramas 3-14, puede ser modificado por - cualquiera de dos factores de ajuste.

i.- Si un volumen de ser- vicio a un nivel de servicio distinto al nivel C (capacidad de diseño) es deseado, un factor de ajuste (f) de la tabla A (en cada nomograma) es aplicado como multiplicador.

ii.- El factor de autobús - local (B) se obtiene de los nomogramas 16A y 16B. Se hace un ajuste solamente cuando existe una parada de autobús y es aplicado como un multiplicador al volumen de servicio.

(b).- Cuando los nomogramas se usan en el orden contrario para encontrar el AA y la relación G/C, los factores de ajuste para el nivel de servicio (f) y paradas de autobuses locales (B) son aplicados al VS (volumen que se pretende servir) como divisores antes de entrar en los nomogramas.

(c).- Cuando se seleccionan factores de la tabla A (en los nomogramas 3 al 14) para determinar el VS a nivel de servicio E (capacidad posible), el uso de un factor de carga de 0.85 es recomendable. Aunque el factor de carga de 1.0 teóricamente representa "capacidad" (denominado como E') en la práctica la utilización completa de cada ciclo se obtiene en pocas ocasiones. En casos especiales, tales como sistemas de calles de un solo sentido en donde existe una progresión de semáforos altamente eficiente, un factor de carga de 0.95 a 1.00 puede ser apropiado.

2.- Condiciones rurales (nomograma 15).

a.- Uso del nomograma. El nomograma Núm. 15 está diseñado para dar el volumen de servicio (VS) a nivel B (o capacidad de diseño) para caminos rurales de doble sentido de circulación sin estacionamiento.

b.- Procedimiento. El formato del nomograma y procedimiento para su aplicación es similar a aquellos empleados en los nomogramas urbanos Núms. 3 al 14 con las excepciones siguientes:

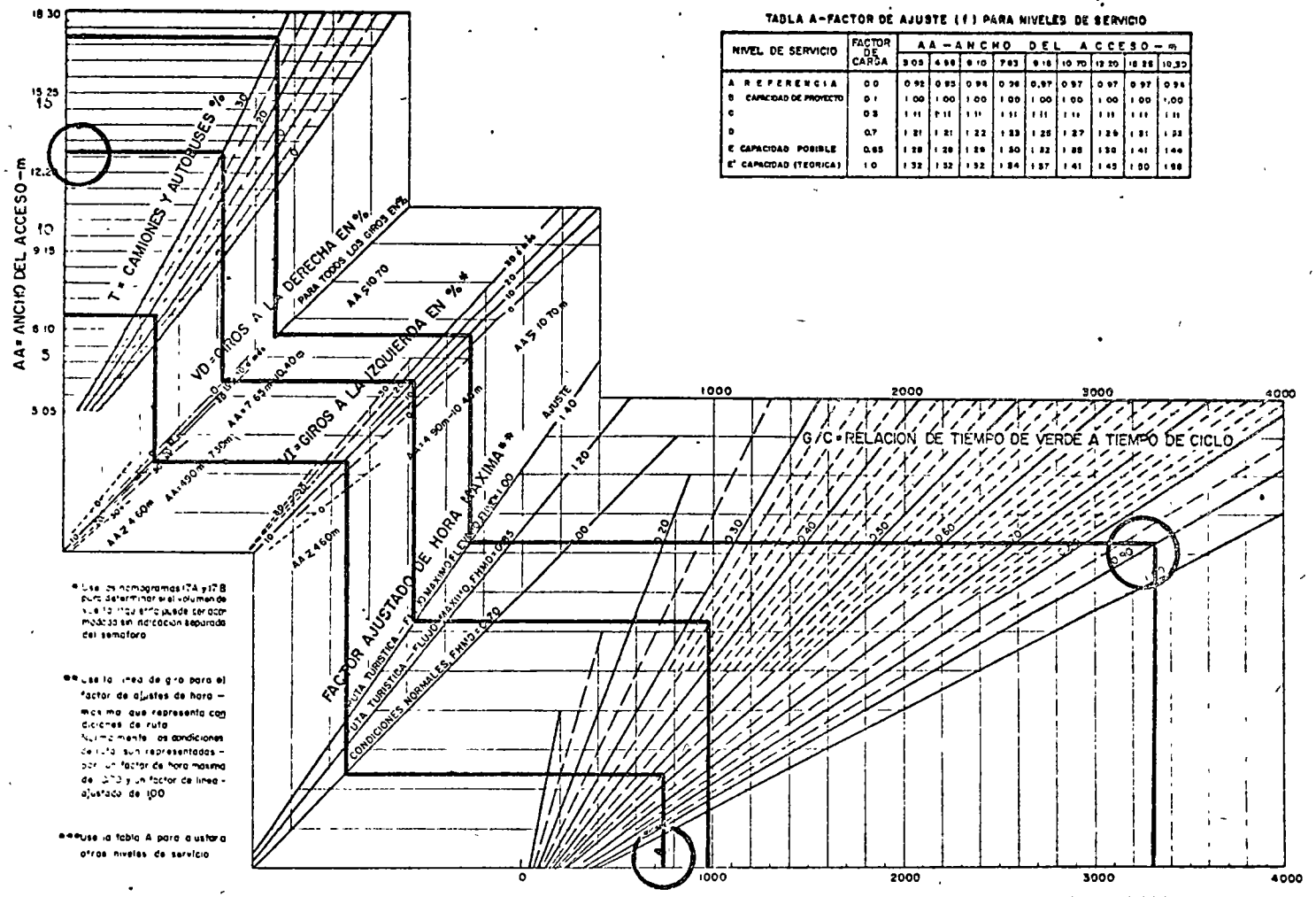
(1).- El cuarto grupo de líneas de giro únicamente toman en consideración el ajuste para el factor de la hora de máxima demanda (FHMD), ya que el tamaño de población no tiene importancia. Normal---

15

RURAL

TABLA A-FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA-ANCHO DEL ACCESO-m								
		3.05	4.88	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	18.25	10.35
A REFERENCIA	0.0	0.92	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96
B CAPACIDAD DE PROYECTO	0.1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	0.3	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
D	0.7	1.21	1.21	1.22	1.23	1.25	1.27	1.29	1.31	1.33
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.28	1.28	1.29	1.30	1.32	1.35	1.38	1.41	1.44
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.32	1.32	1.32	1.34	1.37	1.41	1.45	1.50	1.56



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar el volumen de vehículos que puede ser acomodado sin indicación separada del semáforo

** Use la línea de giro para el factor de ajustes de hora máxima que representa condiciones de ruta. Normalmente las condiciones de ruta son representadas por un factor de hora máxima de 0.70 y un factor de línea ajustado de 1.00

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio

CARRETERA DE DOS CARRILES — SIN VEHICULOS ESTACIONADOS

NOMOGRAMA No. 15

(10)

90-A

mente, las condiciones rurales están representadas por un FHMD de 0.70, por el cual el factor de ajuste en el nomograma es de 1.00. Otros dos factores están disponibles para tomar en cuenta las condiciones de flujo máximo en rutas rurales de recreación.

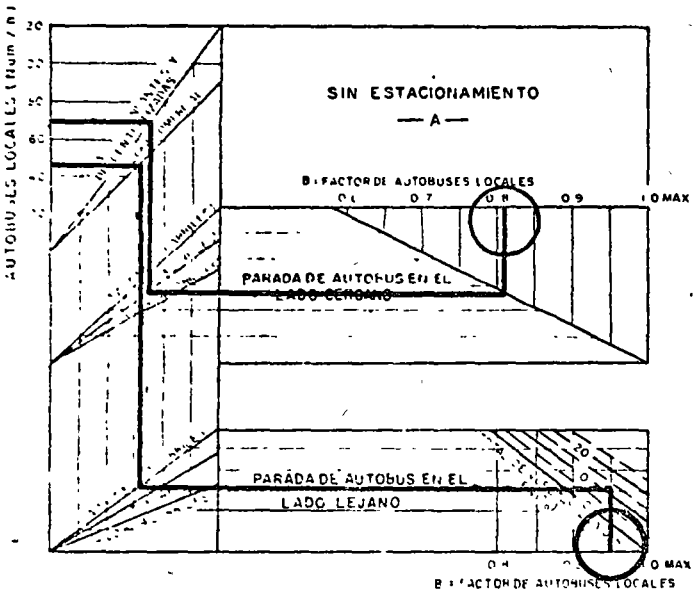
(2).- Este nomograma da un VS a nivel de servicio B. Si algún nivel de servicio distinto al nivel B es deseado, un factor de ajuste (f) de la tabla A en el nomograma es aplicado como un multiplicador.

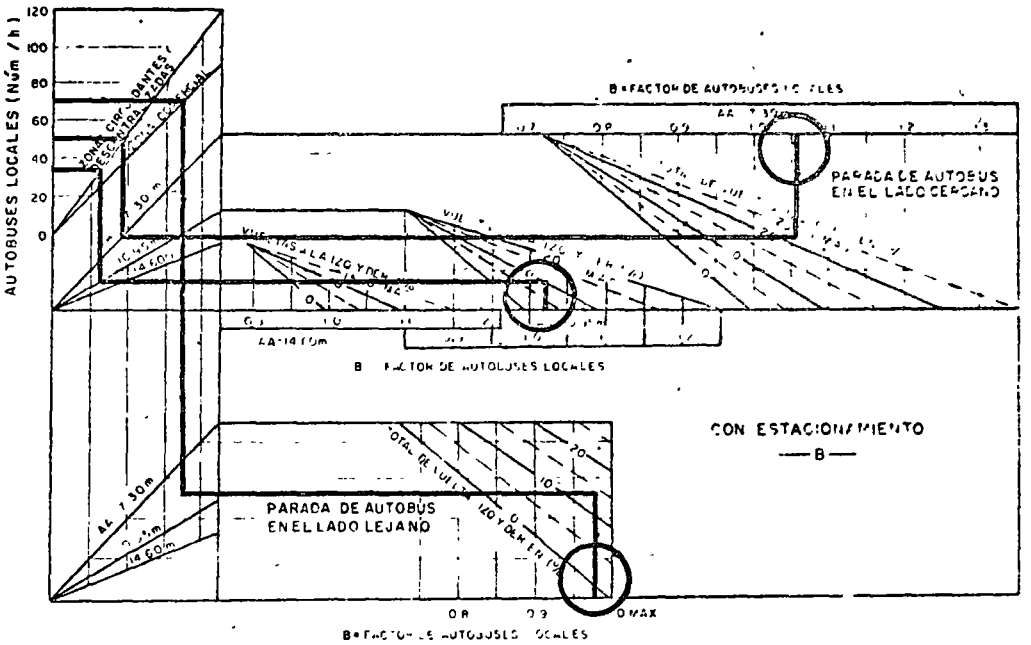
(3).- Cuando el nomograma se usa en el orden contrario para encontrar el AA o la relación G/C, el factor de ajuste (f) de la tabla A en el nomograma es aplicada al VS (volumen que se pretende servir) como un divisor antes de entrar en el nomograma.

E.- Condiciones especiales.

1.- Factor para autobuses locales (B) (nomograma 16).

a.- Uso del nomograma. El nomograma Núm. 16 se usa en conjunto con los nomogramas Núms. 3 al 14 únicamente cuando existe la condición de una parada de autobús. Este nomograma consiste en una serie de subnomogramas y se debe tener cuidado en seleccionar el subnomograma apropiado que corresponda a las condiciones establecidas en los nomogramas 3 al 14 así como seleccionar las líneas de giro apropiadas. El nomograma 16A se usa para la condición de no estacionamiento con parada de autobús en el lado cercano o en el lado lejano de la intersección y el nomograma 16B se usa para la condición con estacionamiento con parada de autobús en el lado cercano o en el lado lejano de la intersección.





FACTOR DE AUTOBUSES LOCALES

PARA USARSE CONJUNTAMENTE CON LOS NOMOGRAMAS 3 14

NOMOGRAMA 16

31-A

b.- Procedimiento. El nomograma se entra en el lado superior izquierdo con el número de autobuses por hora. Los giros de ángulo recto son hechos en las líneas de giro apropiadas para cada factor de ajuste y el factor B es leído en la escala horizontal apropiada.

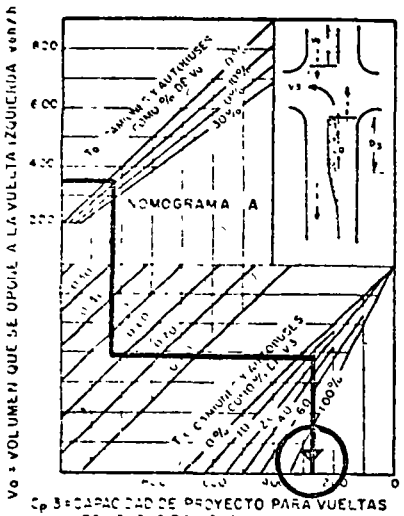
NOTA: Si el número de carriles es conocido, el giro deberá realizarse en la línea de giro marcada para ello. Si únicamente el AA es conocido, o si los carriles no están marcados, o si los vehículos no forman consistentemente el mismo número de carriles, entonces el AA deberá ser utilizado. El factor B para anchos distintos a aquellos dados, puede ser encontrado interpolando entre estos valores para determinar el valor intermedio.

2.- Carriles separados para vuelta izquierda y derecha sin existir indicación exclusiva de semáforo para vuelta (nomograma 17).

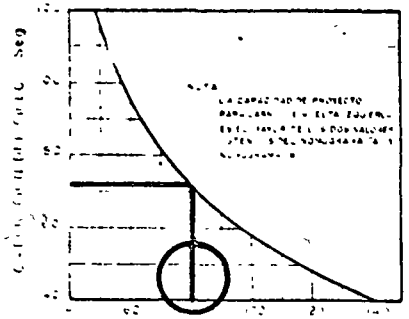
a.- Los nomogramas 17A y 17B se usan para determinar el VS a nivel C (capacidad de diseño) de un carril separado para vuelta a la izquierda, siendo el valor más grande de los dos obtenidos el que controla. El nomograma 17B se basa en la suposición de que un promedio de 1.6 vehículos librarán con el ámbar al final de cada ciclo.

b.- Los nomogramas 17A y 17B pueden también ser utilizados para comprobar el VS a nivel C (capacidad de diseño) cuando el giro a la izquierda se opone al volumen del sentido contrario en calles de doble sentido. Esta comprobación deberá realizarse cuando se usen los nomogramas Núms. 3 al 6 y 15.

CARRILES PARA VUELTAS



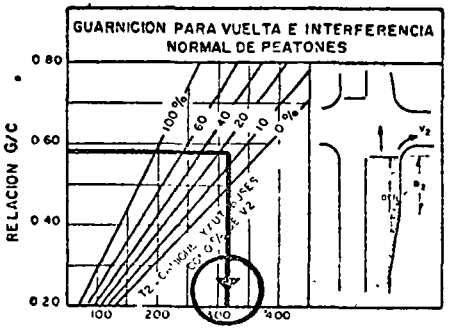
Cp 3 = CAPACIDAD DE PROYECTO PARA VUELTAS IZQUIERDAS POR CARRIL veh/h



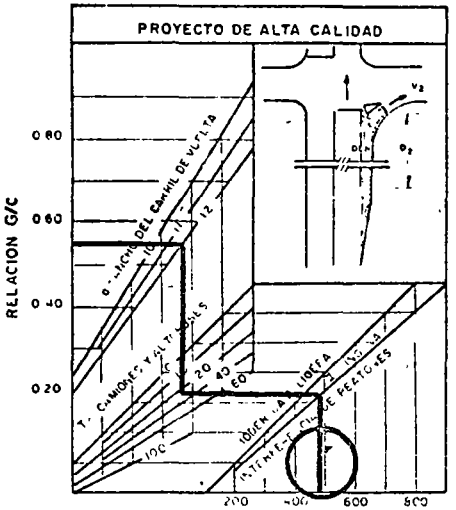
Cp 3 = CAPACIDAD NIVEL DE PROYECTO PARA VUELTAS IZQUIERDAS POR CARRIL veh/h

NOMOGRAMA B

NOMOGRAMA C

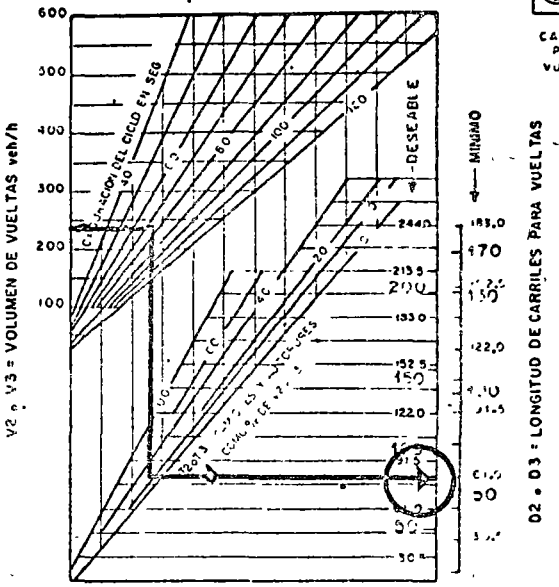


Cp 2 = CAPACIDAD DE PROYECTO PARA VUELTA DERECHA POR CARRIL veh/h



Cp2 = CAPACIDAD DE PROYECTO PARA VUELTAS DERECHAS POR CARRIL veh/h

NOMOGRAMA D



LONGITUD DE VUELTAS DERECHAS O IZQUIERDAS POR CARRIL

NOMOGRAMA E

TABLA "A"
FACTORES DE AJUSTE PARA NIVEL DE SERVICIO C, CARRILES SEPARADOS PARA VUELTA

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE AJUSTE
A	0.60
B	0.80
C	1.00
D	1.20
E y F	1.30

NOTA

1 - Los nomogramas A y B son aplicables para vías de 2 carriles únicamente, tanto en zonas urbanas como en zonas rurales

2 - Los nomogramas C y D se aplican para vueltas derechas en calles de 2 sentidos y para vueltas derechas e izq en calles de un sentido

3 - La curva II o el nomograma D generalmente no se aplica a zonas comerciales

4 - La capacidad de proyecto es igual al volúmen de servicio C Use la tabla "A" para ajustar a otros niveles de servicio

Traducción y adaptación Ing. Rómulo Vázquez Torres

CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS DE IZQUIERDA O DERECHA

NO EXISTE INDICACION DE SEMAFORO PARA VUELTAS

NOMOGRAMA 17

12

32-A

c.- Los nomogramas 17C y 17D se usan para determinar el VS a nivel C (capacidad de diseño) de un carril separado para vuelta derecha. El nomograma 17C se usa en donde existe una geometría normal urbana en donde esté presente la actividad normal de peatones. El nomograma 17D se usa para condiciones de diseño de alta calidad.

d.- El nomograma 17E se usa para determinar la longitud de carril para el almacenamiento de los vehículos en los carriles separados de vuelta izquierda o derecha.

e.- Los siguientes términos adicionales se encuentran en el nomograma 17.

D_2 - La longitud efectiva del carril de vuelta derecha en metros, para el almacenamiento de los vehículos que pretenden hacer esa vuelta, excluyendo el paso de peatones y la longitud de transición.

V_2 - El volumen de tránsito del acceso que da vuelta a la derecha, en vehículos por hora.

T_2 - Los camiones y autobuses que dan vuelta a la derecha expresado como un porcentaje del volumen total de vuelta derecha (V_2) en el acceso.

D_3 - La longitud efectiva del carril de vuelta izquierda en metros, para el almacenamiento de vehículos que pretenden hacer esa vuelta, excluyendo el paso de peatones y la longitud de transición.

V_3 - El volumen de tránsito del acceso que da vuelta a la izquierda, en vehículos por hora.

T_3 - Los camiones y autobuses que dan -- vuelta a la izquierda, expresado como un porcentaje del volumen total de vuelta izquierda (V_3) en el acceso.

V_o - El volumen de tránsito en el sentido - opuesto que está en conflicto directo durante el mismo período de tiempo, con - el movimiento de vuelta izquierda en el acceso en consideración, expresado en - vehículos por hora.

T_o - Camiones y autobuses, expresado como un porcentaje del volumen total opuesto (V_o) que sigue de frente.

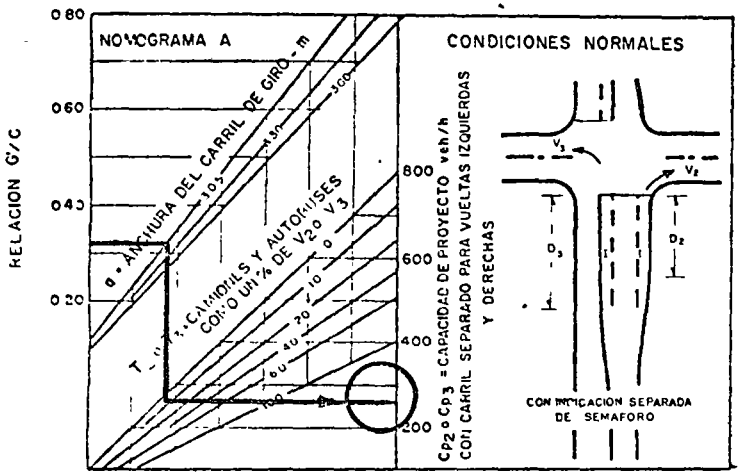
f.- La tabla A en el nomograma 17 proporciona fac-- tores para la relación aproximada entre el VS a nivel C (capacidad de diseño) y otros niveles de servicio.

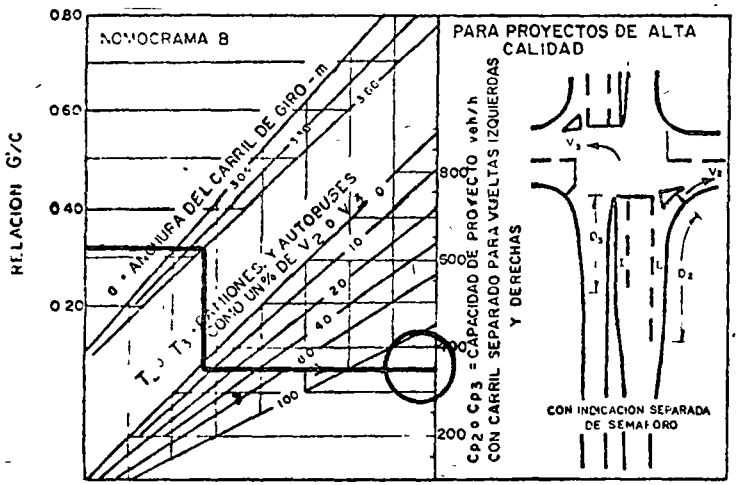
3.- Carriles separados para vuelta izquierda y derecha con - indicación de semáforo por separado (nomograma 18).

a.- Los nomogramas 18A y 18B se usan para determinar el VS a nivel C (capacidad de diseño) de un carril de vuelta izquierda o vuelta derecha.

b.- La tabla A en el nomograma 18 proporciona factores para la relación aproximada entre el VS a nivel C (capacidad de diseño) y - otros niveles de servicio.

c.- El nomograma 18C es usado para determinar la- longitud del carril para el almacenamiento de vehículos de los carriles separados de vuelta izquierda o derecha.





NOTA

a.- Los nomogramas A y B se aplican para calles de una o dos semidcs

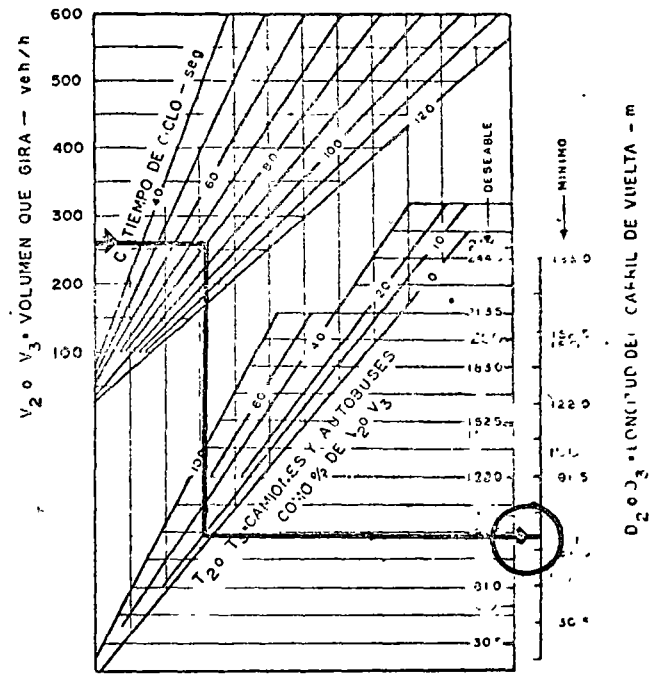
b.- El nomograma B generalmente no se aplica a zonas centrales comerciales

c.- La capacidad de proyecto es igual al volumen en el nivel de servicio C. La tabla A se usará para ajustes a otros niveles de servicio

TABLA 1.

FACTORES DE AJUSTE PARA NIVELES DE SERVICIO, CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE AJUSTE
A	0.90
B	0.95
C	1.00
D	1.20
E y E'	1.50



LONGITUD DEL CARRIL DE VUELTA DERECHA O IZQUIERDA

NOMOGRAMA C

Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber

CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS IZQUIERDAS Y DERECHAS CON INDICACION SEPARADA DE SEMAFORO PARA MOVIMIENTOS DE GIRO

NOMOGRAMA 18

d.- El único término adicional que se presenta en el nomograma 18 es:

a.- Ancho de carril de vuelta izquierda o derecha, en metros.

4.- Carril de vuelta izquierda con indicación de semáforo adelantada (nomograma 21).

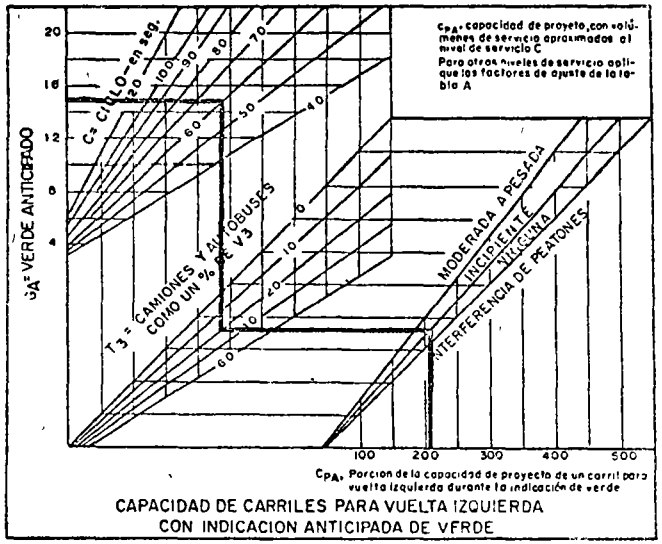
a.- Uso del nomograma. Los movimientos de vuelta izquierda en los caminos de dos sentidos que no se pueden realizar completamente en vista del volumen de tránsito que existe en el sentido contrario requieren fases especiales y/o indicaciones de semáforo por separado. En algunos casos, una indicación de verde adelantada es utilizada para satisfacer los requisitos de capacidad de un movimiento de vuelta izquierda. La indicación de verde adelantada normalmente toma la forma de una flecha verde separada que aparece al principio de la indicación circular de verde de un acceso, mientras que el acceso opuesto está detenido por una indicación de rojo.

b.- Procedimiento. El procedimiento para determinar el número de vehículos que pueden realizar la vuelta izquierda es el siguiente:

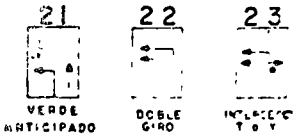
(1).- Se usa el nomograma 21 para determinar el número de vehículos por hora que pueden realizar el movimiento de vuelta izquierda a nivel de servicio C (capacidad de diseño) durante el período de la indicación verde adelantada.

TABLA "A"
FACTORES DE AJUSTE PARA NIVELES DE SERVICIO, CARRIL SEPARADO PARA GIRAR

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE AJUSTE
A	0.90
B	0.90
C	1.00
D	1.20
E y E'	1.30



NOMOGRAMA 21



PROCEDIMIENTO CORRESPONDIENTE AL NOMOGRAMA Nº 23

a.- Determine el VS en el nomograma 3-15 para los accesos de la intersección, usando AA, T, VD (y VI = 0 % cuando VI es predominante) o VI (y VD = 0 % cuando VD es predominante), tamaño de la población y C/C

b.- Determine CP capacidad de proyecto para accesos en "T" ó "Y" "(Interceptado), usando Δ y As

c.- CP es el VS en el nivel C para zonas urbanas (nomogramas 3-14, y nivel B para zonas rurales (nomograma 15). Para otros niveles de servicio aplique el Factor de Ajuste apropiado (*) para el nivel de Servicio obtenido de los nomogramas del 3 al 15

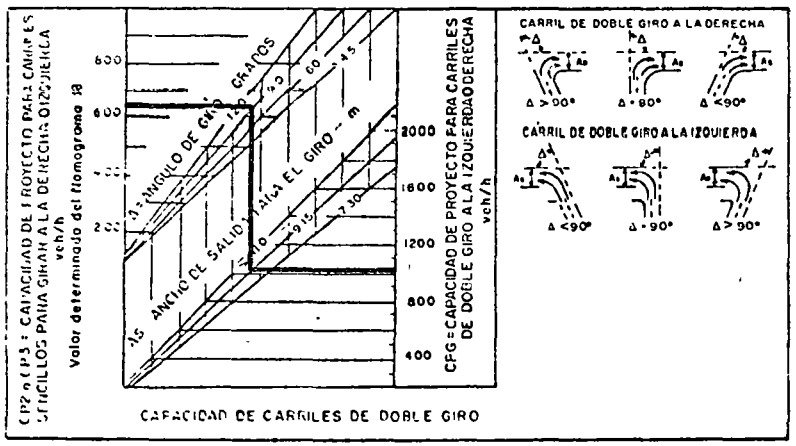
d.- Este procedimiento es aplicado a proyectos apropiados de carriles, como los ilustrados. Carriles exclusivos adicionales pueden aumentarse a los antes indicados, usando los nomogramas 17C y 17D, ó 18A y 18B

PROCEDIMIENTO CORRESPONDIENTE AL NOMOGRAMA Nº 22

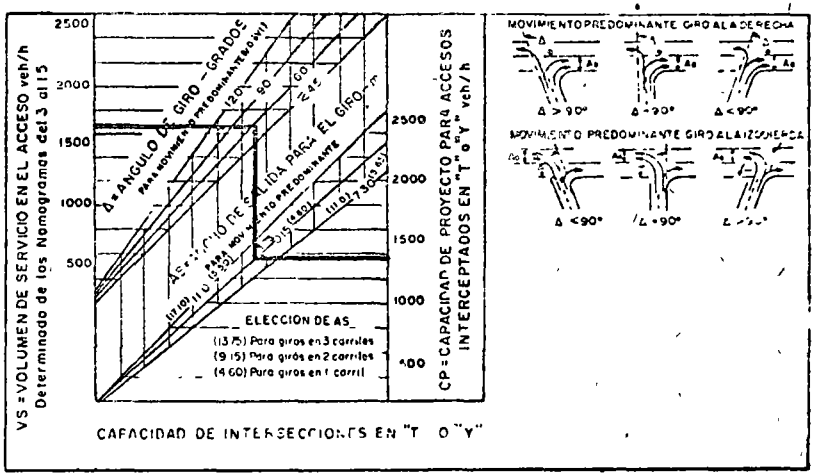
a.- Determine el valor CP2 o CP3 del nomograma 18B (Proyectos de alto nivel) o nomograma 18A (Proyectos restringidos) para un carril sencillo usando G, C, e y T2 o T3

b.- Determine CPD, capacidad de proyecto para carriles de doble giro en el nomograma 22, junto usando como datos Δ y As

c.- CPC capacidad de proyecto, volumen de servicio aproximado al nivel de servicio C. Para otros niveles de servicio utilice los factores de ajuste proporcionados en la tabla A



NOMOGRAMA 22



NOMOGRAMA 23

Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber

(14)

354

CONDICIONES ESPECIALES DE GIRO
NOMOGRAMAS 21, 22, 23

(2).- Se usan los nomogramas 17A y 17B, en donde la relación G/C no debe tomar en cuenta el período de indicación de verde adelantada, para determinar el número de vehículos por hora que pueden realizar el movimiento de vuelta izquierda a nivel de servicio C (capacidad de diseño) durante el período remanente de verde.

(3).- La suma de los valores obtenidos de los incisos (2) y (3) proporciona el número total de vehículos por hora que pueden realizar el movimiento de vuelta izquierda a nivel de servicio C (capacidad de diseño).

(4).- La tabla A del nomograma 21 proporciona factores para la relación aproximada entre el VS a nivel C (capacidad de diseño) y otros niveles de servicio.

5.- Carriles dobles de vuelta (nomograma 22).

a.- Uso del nomograma. Cuando la capacidad de un solo carril de vuelta izquierda o de vuelta derecha es insuficiente para dar servicio al volumen de demanda, el uso de carriles dobles de vuelta deberá ser considerado. Dos factores primarios los cuales afectan la maniobra de vuelta de dos en fondo son: El ángulo de vuelta y el ancho de entrada (espacio lateral disponible para completar la maniobra de vuelta). Estos factores están incorporados en el nomograma Núm. 22.

b.- Procedimiento. El procedimiento para determinar el número de vehículos que pueden realizar la vuelta en carriles dobles es el siguiente:

(1).- Del nomograma 18 se encuentra la capacidad de diseño (C_{P2} o C_{P3}) de un sólo carril de vuelta derecha o izquierda. Se usa el nomograma 18B para diseño de alta calidad o el nomograma 18A para condiciones de diseño restringidos.

(2).- Se entra en el nomograma 22 con un valor de volumen de servicio (capacidad de diseño) (C_{P2} o C_{P3}) obtenido del nomograma 18; se gira en las líneas apropiadas correspondientes al ángulo de giro y al ancho del acceso o la porción del mismo, en donde termina el movimiento de vuelta; y se lee (CPG) el VS a nivel C (capacidad de diseño) de un carril doble de vuelta.

(3).- El volumen de servicio obtenido (capacidad de diseño), CPG, aproxima el VS a nivel C. Para otros niveles de servicio se aplican los factores de ajuste de la tabla A del nomograma 22.

6.- Intersecciones en "T" o "Y" (nomograma 23).

a.- Uso del nomograma. El volumen de servicio (capacidad de diseño) del acceso de una calle interceptada en intersecciones en "T" y "Y", puede ser determinado mediante el uso del nomograma 23 en combinación con los nomogramas Núms. 3 al 15. La capacidad de un acceso interceptado es afectado por el grado de ángulo de vuelta; el ancho del acceso o la porción del mismo, en donde termina el movimiento de vuelta y el volumen de vuelta derecha o izquierda cuando este es el movimiento predominante.

b.- Procedimiento. El procedimiento para determinar el número de vehículos que pueden realizar el movimiento de vuelta en el -- acceso interceptado de intersecciones en "T" o "Y" es:

(1).- De los nomogramas 3 al 15 se encuentra el volumen de servicio para el acceso interceptado. Cuando VI es el flujo - predominante se usa VI=0% y VD = al porcentaje efectivo del flujo total. Cuando VD es predominante se usa VD=0% y VI= al porcentaje efectivo del flujo total.

(2).- Se entra en el nomograma 23 con el -- volumen de servicio (VS) determinado de los nomogramas 3 al 15; se gira en -- las líneas de giro apropiadas correspondientes al ángulo de vuelta (para el movimiento predominante) y el ancho del acceso, o la porción del mismo en donde -- termina el movimiento de vuelta (para el movimiento predominante); y se lee el VC a nivel C (capacidad de diseño) (CPG) del acceso interceptado.

(3).- El volumen de servicio obtenido (capacidad de diseño), (CPG), aproxima el VS a nivel C para intersecciones urbanas - (nomogramas 3 al 14) y nivel B para intersecciones rurales (nomograma 15). Para otros niveles de servicio se aplica el factor de ajuste (f) apropiado para -- otros niveles de servicio obtenido de los nomogramas 3 al 15.

(4).- Si un carril exclusivo o separado es -- proporcionado para el movimiento menor (ya sea derecha o izquierda), el volumen de servicio (capacidad de diseño) de dicho carril deberá calcularse por separado utilizando los nomogramas 17C y 17D ó 18 A y 18B, en su caso, y sumando este valor al obtenido del nomograma 23.

7.- Tratamiento especial de los movimientos de vuelta (nomogramas 3 al 6 y 14).

a.- En una intersección en donde el acceso de un camino de doble sentido de circulación tiene una trayectoria de vuelta derecha razonablemente directa y la interferencia de peatones es mínima, el movimiento de vuelta derecha puede ser considerado como parte del movimiento total; en tal caso VD=0% debería ser utilizado en la solución del nomograma.

b.- En una intersección en donde el acceso de un camino de un solo sentido de circulación tiene las condiciones de movimiento iguales a las arriba descritas, ya sea el movimiento de vuelta izquierda o el movimiento de vuelta derecha o ambas, pueden ser considerados como parte del movimiento total. Tales condiciones tienen la probabilidad de ocurrir en intersecciones con canalizaciones de alta calidad.

c.- En un acceso que no cuenta con un carril exclusivo, de vuelta izquierda, sin embargo las fases de semáforos son tales que los movimientos de vuelta izquierda no quedan restringidos por el tránsito de frente en el sentido opuesto, los siguientes procedimientos posibles de computación se recomiendan.

(1).- Ya que la diferencia entre los efectos de las vueltas izquierdas y derechas es causado principalmente por el tránsito opuesto, las vueltas izquierdas tendrán aproximadamente los mismos efectos como las vueltas derechas si el tránsito opuesto es eliminado.

3

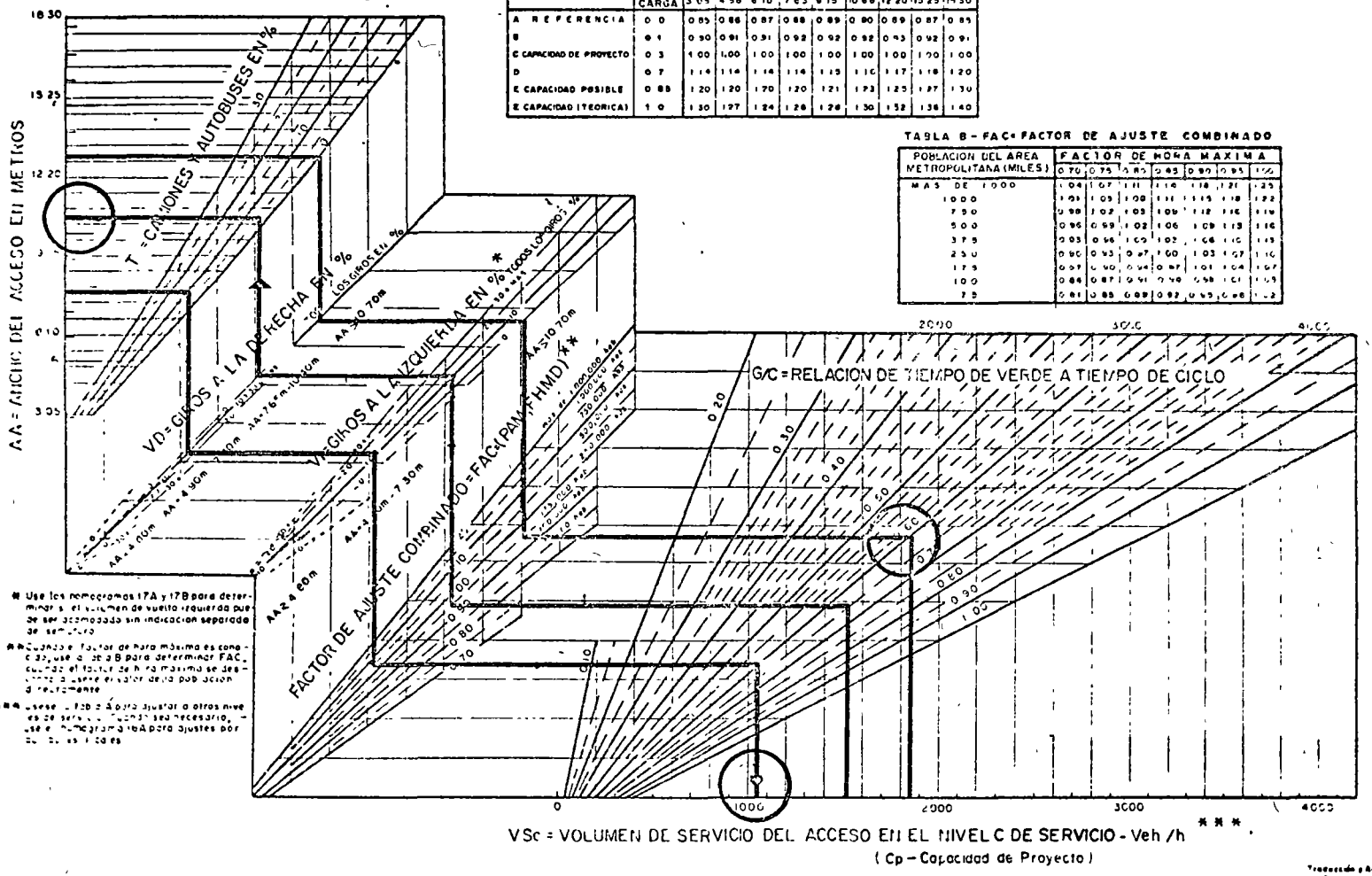
ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

TABLA A.- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA — ANCHO DEL ACCESO m								
		3.05	4.55	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.26	1.30	1.32	1.36	1.40

TABLA B - FAC= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.04	1.07	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25
1000	1.01	1.05	1.08	1.11	1.15	1.18	1.22
750	0.98	1.02	1.05	1.09	1.12	1.16	1.19
500	0.95	0.99	1.02	1.06	1.09	1.13	1.16
375	0.93	0.96	1.00	1.03	1.06	1.10	1.13
250	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10
175	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.05
75	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar el volumen de vuelta izquierda que se ser acomodado sin indicación separada de semáforo

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar FAC. Cuando el factor de hora máxima se desconoce, asuma el valor de la población directamente

*** Usese la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio cuando sea necesario, use el nomograma 18A para ajustes por condiciones locales

Traducción y Adaptación Ing Ramón Vázquez Barber

39-A

(15)

CALLE DE DOS SENTIDOS — SIN ESTACIONAMIENTO — ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

NOMOGRAMA 3

En la mayoría del rango de anchu-- ras y porcentajes de vueltas, el castigo para el movimiento de vuelta izquierda es de dos veces el castigo para la vuelta derecha. Por lo tanto, un factor de -- ajuste razonable para la vuelta izquierda puede obtenerse usando VI'=1/2 VI - (efectivo) cuando se entra en el nomograma apropiado de calles de doble sentido.

(2).- Bajo condiciones en donde las canalizaciones de intersecciones son de alta calidad, uno de los siguientes procedimientos podrá ser considerado.

(a).- Ya que no hay movimientos - opuestos, el acceso puede considerarse como una calle de un solo sentido y se - usa el nomograma apropiado, o

(b).- Si únicamente hay poca interferencia de peatones o bien no existe ninguna interferencia de peatones con los - movimientos de vuelta izquierda y además, si la trayectoria de los vehículos -- dando vuelta a la izquierda es tal que el movimiento puede realizarse a velocidades aproximándose a los del movimiento de frente, se puede entrar en el nomograma apropiado de calles de dos sentidos con el valor de VI = 0.

8.- Capacidad controlada por la salida de una intersección -- (nomogramas 3 al 15). Normalmente la capacidad de los accesos controla la -- intersección. No obstante, en algunas ubicaciones en donde todos los accesos - de la intersección no tienen la misma anchura, la capacidad de la intersección - puede depender de los carriles de salida. La capacidad del pavimento de salida

puede determinarse como sigue:

a.- Con estacionamiento en la salida: se entra en el nomograma con el AA igual al ancho del pavimento de salida (incluyendo el ancho de estacionamiento); se procede a través del nomograma en la manera normal, pero se usa el factor T = al porcentaje de camiones únicamente del movimiento que sigue de frente, VD = 0%, VI = 0% y la relación G/C equivalente al valor usado en el acceso.

b.- Sin estacionamiento en la salida: se entra en el nomograma con el AA igual a la anchura del pavimento de salida; se procede a través del nomograma en la manera normal, pero se usa el valor T = al porcentaje de camiones únicamente del movimiento que sigue de frente, VD = 0%, VI = 0%, y la relación G/C equivalente al valor usado en el acceso.

c.- Se ajusta para paradas de autobuses locales únicamente si existen éstas en el lado lejano de la intersección, empleando VD + VI = 0%.

9.- Accesos de intersecciones que han sido ampliadas. Las capacidades de intersecciones pueden ser aumentadas significativamente mediante la ampliación de los rodamientos a través de la intersección. Lo anterior se puede realizar mediante los siguientes métodos:

a.- Aplicación de rodamiento a través de una intersección. Si el rodamiento es ampliado a una distancia suficiente, antes y después de la intersección, se entra en los nomogramas apropiados (3 al 15) con el

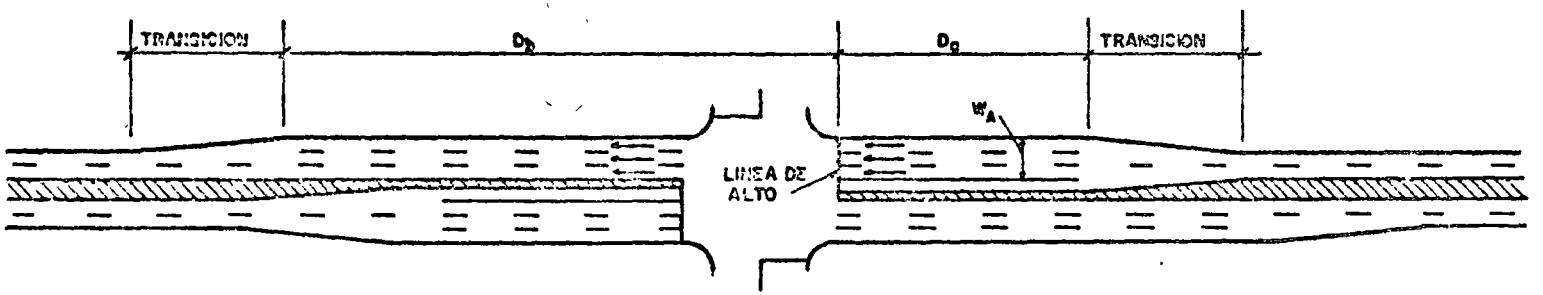
AA igual al ancho total de acceso incluyendo la ampliación; entonces se usa el nomograma de la manera normal. Las longitudes mínimas de ampliación se presentan en la siguiente figura. (Anexo hoja 42a).

b.- Eliminación del estacionamiento en los accesos y salidas de una intersección. Si el estacionamiento es eliminado a una distancia suficiente, antes y después de la intersección, se usan los nomogramas apropiados (3 al 4 ó 7 a 9) para condiciones de no estacionamiento. Las distancias mínimas son:

(1).- Antes de la intersección, una distancia en metros igual a 2.4 veces el intervalo de verde en segundos (2.4 G), pero no menos de 75 metros; y

(2).- Después de la intersección, una distancia en metros igual a 4 veces el intervalo de verde en segundos (4 G) pero no menos de 105 metros.

10.- Intersecciones complejas. El análisis de cualquier forma de una intersección con semáforos, a pesar del número de accesos, carriles separados, o fases de semáforos especiales, puede realizarse mediante el uso de los procedimientos de los nomogramas. En tales situaciones, cada acceso se analiza por separado para determinar los accesos críticos de la intersección. Además, el análisis de cada acceso puede ser dividido para tomar en cuenta los movimientos en los carriles por separado y/o las fases separadas de semáforos. En el proyecto preliminar de intersecciones complejas, los procedimientos del análisis de capacidad deberán ser usados para probar las alternativas de diseños



LONGITUD DE AMPLIACION DESPUES DE LA INTERSECCION

LONGITUD REQUERIDA PARA :*			TRANSICION
ACELERACION		ENTRECRUZAMIENTO	metros
VELOCIDAD DE DISEÑO kph	Db metros		
65	60	Db = 3.6 x G	60
80	160	(G = intervalo de verde en seg.)	75
95	275		90

* USESE EL VALOR QUE RESULTE SER EL MAYOR DE LOS DOS SIENDO EL VALOR MINIMO DE 90 METROS

LONGITUD DE AMPLIACION ANTES DE LA INTERSECCION

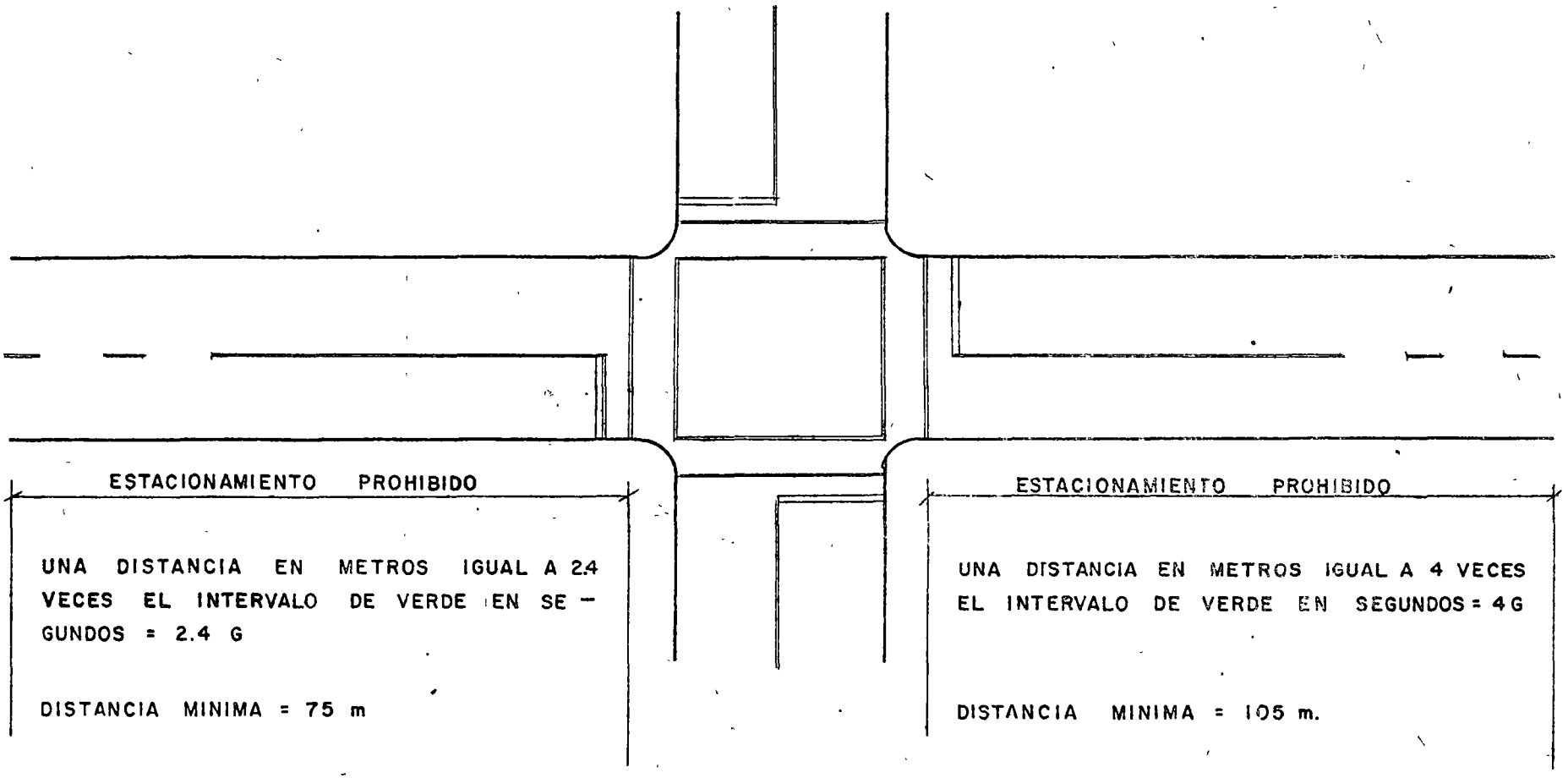
LONGITUD REQUERIDA PARA :*			TRANSICION
DECELERACION		ALMACENAMIENTO	metros
VELOCIDAD DE DISEÑO kph	Db metros	DIVIDASE EL VOLUMEN DEL ACCESO POR EL NUMERO DE CARRILES EN W_A	
65	45	USESE EL VOLUMEN POR CARRIL EN EL MONOGRAMA 18C, ENCONTRAR $D_2 + D_0$ EN ESCALA APROPIADA (ESCALA MINIMA PARA CONDICIONES RESTRINGIDAS)	55
80	60		70
95	75		85

* USESE EL VALOR QUE RESULTE SER EL MAYOR DE LOS DOS SIENDO EL VALOR MINIMO DE 90 METROS

FIGURA I

AMPLIACION DE ACCESOS — LONGITUDES REQUERIDAS

ELIMINACION DEL ESTACIONAMIENTO EN LOS ACCESOS Y SALIDAS DE UNA INTERSECCION



42-B

geométricos en combinación con las alternativas de los tiempos y fases de semáforos para determinar cual de ellas presenta la mejor eficiencia o flexibilidad operacional. Debe verificarse cuidadosamente las longitudes y anchos requeridos así como las longitudes de transiciones de carriles de almacenamiento en relación con los tiempos y fases de semáforo escogidos.

V.- EJEMPLOS

A.- Ejemplo Núm. 1

Se desea analizar uno de los accesos de una intersección semaforizada con calles de doble sentido de circulación en una zona residencial. La intersección queda dentro de una ciudad cuya población es de 75,000 habitantes. Un factor horario de máxima demanda de 0.85 se considera apropiado. Las siguientes características son pertienentes para el acceso por analizar.

Ancho de calle = 18 m

Sin estacionamiento

Vehículos pesados = 10%

Vueltas derecha = 25%

Vueltas izquierda = 12%

Parada de autobús en lado cercano con 5 autobuses /h

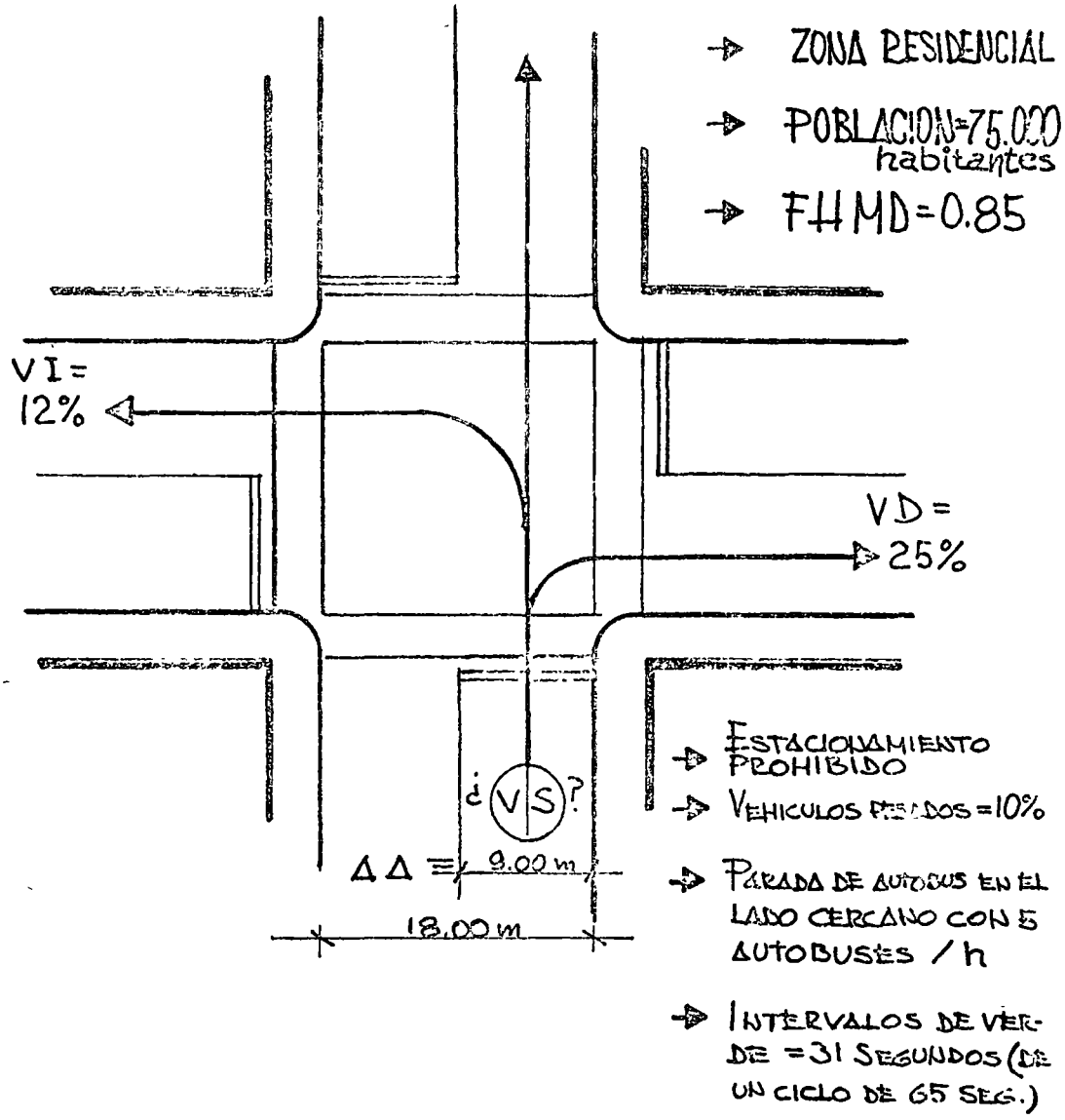
Intervalo de verde = 31 segundos (de un ciclo de 65 seg)

Encontrar:

El volumen de servicio para ambos niveles de servicio C y E.

EJEMPLO No. 1

13 A



ENCONTRAR: El volumen de servicio (VS) para ambos niveles de servicio C y I

EJEMPLO Núm. 1

AA = 9 m VD = 25 % FAC = 0.92 (tabla B : Pc = 75,000 ; FHMD = 0.85)

T = 10 % VI = 12 % G/C = 0.46 (= 31 seg. / 65 seg)

DE NOMOGRAMA : VS_{NSC} = 1100 vph

TABLA A- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

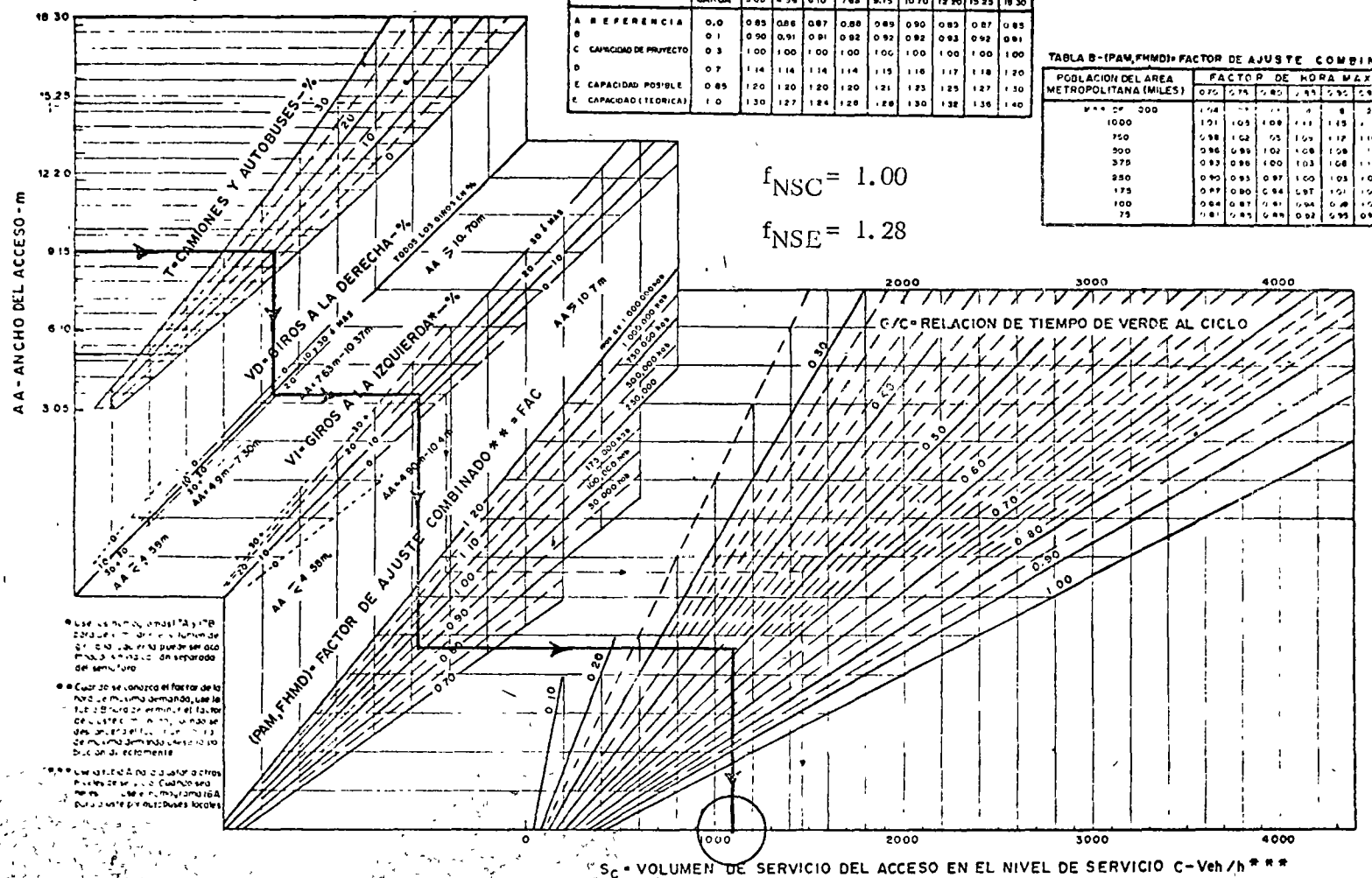
NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
F CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.20	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40

TABLA B-(PAM,FHMD)= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.0
MAS DE 200	1.14	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
1000	1.01	1.05	1.08	1.11	1.15	[illegible]	1.22
750	0.98	1.02	1.05	1.09	1.12	1.16	1.19
500	0.96	0.99	1.02	1.06	1.09	1.13	1.16
375	0.93	0.96	1.00	1.03	1.06	1.10	1.13
250	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10
175	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.04
75	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02

f_{NSC} = 1.00

f_{NSE} = 1.28



CALLES DE DOBLE SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - ZCFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

NOMOGRAMA 4

4

ZPC
ZCFC
RES

Traducido y Adaptado por Ing Ramón Vázquez Barber

138

(18)

EJEMPLO Núm. 1

Sin estacionamiento

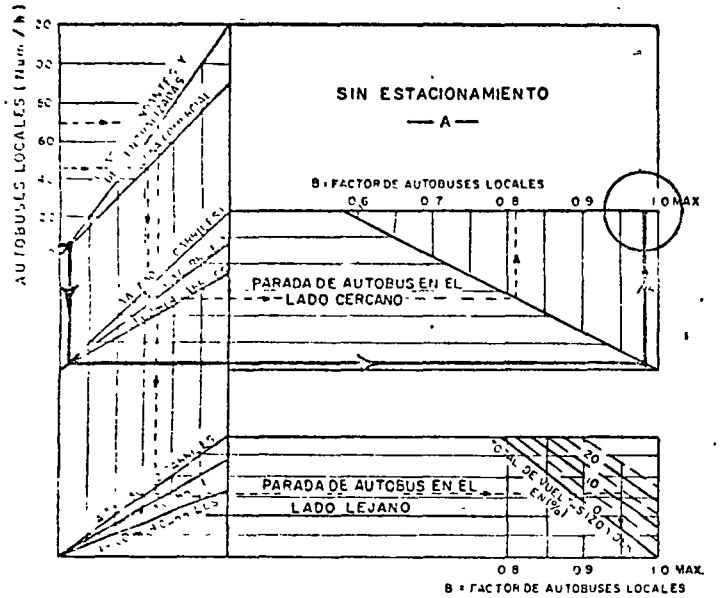
5 autobuses / h

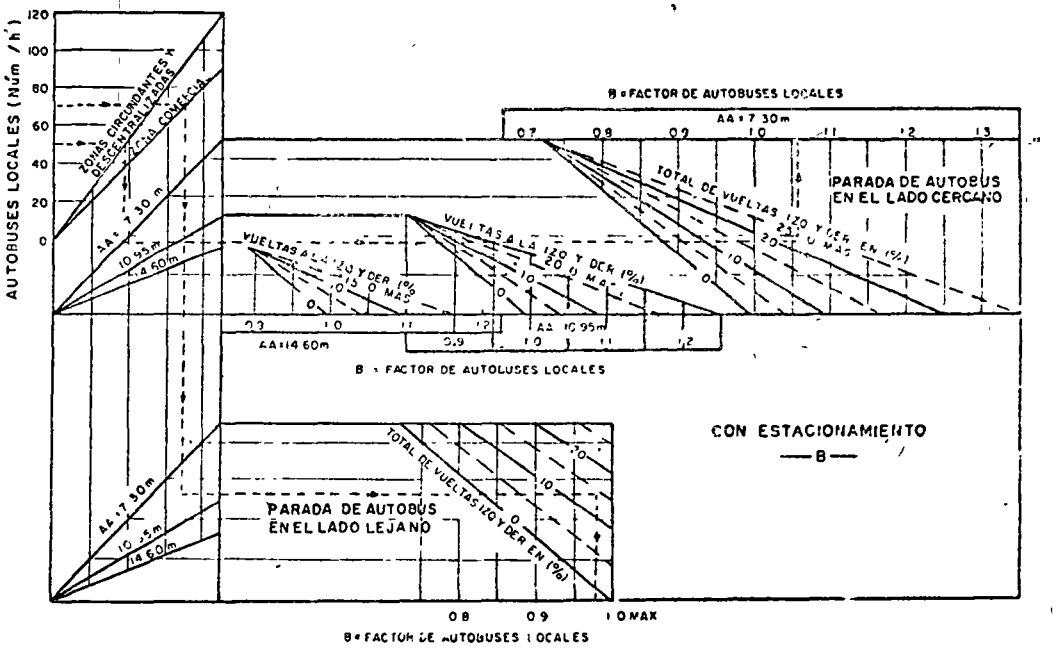
Zona residencial

AA = 9.00 m

Parada de autobús en lado cercano

DE NOMOGRAMA : B = 0.98 (factor X)





FACTOR DE AUTOBUSES LOCALES

PARA USARSE CONJUNTAMENTE CON LOS NOMOGRAMAS 3 - 14

NOMOGRAMA 16

Solución:

Se usa nomograma Núm. 4 (calle de doble sentido -sin estacionamiento- zona residencial).

Puntos de giro: AA = 9 m (suponiendo 1/2 del ancho de la calle)

T = 10%

VD = 25%

VI = 12%

FAC = 0.92 (de tabla B : Pob. = 75,000 - FHMD = 0.85)

G/C = 0.48 (= 31 seg/65 seg)

El volumen de servicio del nomograma = 1100 vph

Nivel de Servicio C

Factores de ajuste:

f_B = 0.98 (X) (de nomograma 16A)

f_{NSC} = 1.00 (X) (Tabla A)

Volumen de servicio

Actual = (0.98) (1.00) (1100)

= 1075 vph

Nivel de Servicio E

Factores de ajuste:

f_B = 0.98 (X) (de nomograma 16A)

f_{NSE} = 1.28 (X) (Tabla A)

Volumen de servicio

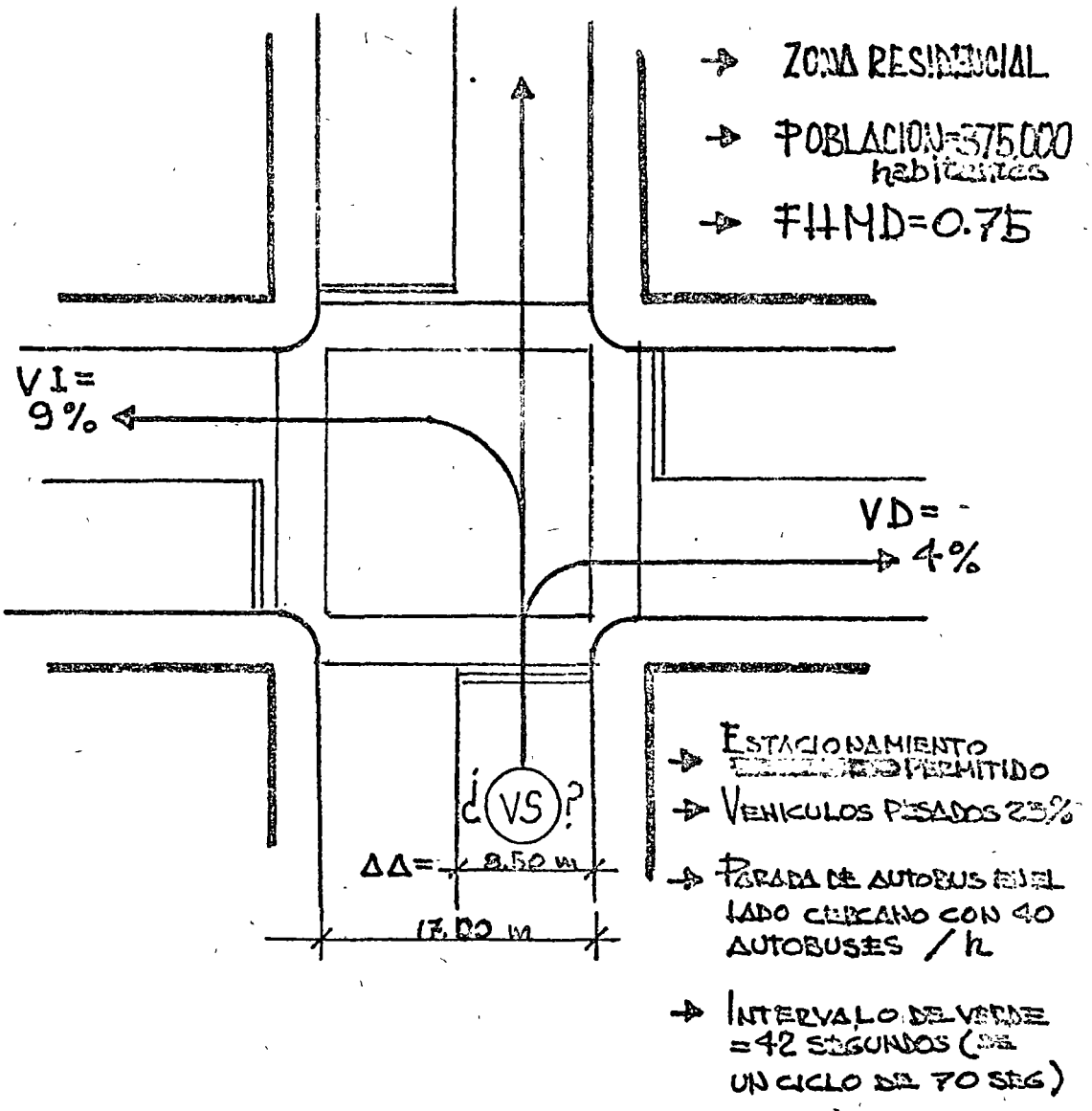
Actual = (0.98) (1.28) (1100)

= 1375 vph

B.- Ejemplo Núm. 2

Dada una intersección semaforizada ubicada dentro de la zona residencial de una ciudad con una población de 375,000 habitantes. La calle es de doble sentido y se permite el estacionamiento. Los otros datos pertinentes a la intersección son:

EJEMPLO No. 2



ENCONTRAR: Los volúmenes de servicio a niveles de servicio C y E

FHMD = 0.75

Ancho de calle = 17 m

Vehículos pesados = 23%

Vueltas a la derecha = 4%

Vueltas a la izquierda = 9%

Parada de autobús en lado cercano con 40 autobuses/ h

Intervalo de verde = 42 segundos (de un ciclo de 70 seg)

Encontrar:

Los volúmenes de servicio a niveles de servicio C y E.

Solución:

Se usa el nomograma Núm. 6 (calle de doble sentido -con estacionamiento- zona residencial).

Puntos de giro: AA = 8.5 m (suponiendo 1/2 del ancho de la calle)

T = 23%

VD = 4%

VI = 9%

FAC = 0.93 (de Tabla B: Pob. = 375,000 - FHMD = 0.75)

G/C = 0.60 (=42 seg/70 seg)

El volumen de servicio del nomograma = 850 vph

Nivel de servicio C	Nivel de servicio E
Factores de ajuste:	Factores de ajuste:
f_B = 1.00 (X) (de nomograma 16B)	f_B = 1.00 (de nomograma 16B)
f_{NSC} = 1.00 (de Tabla A)	f_{NSE} = 1.22 (de Tabla A)

EJEMPLO Núm. 2

AA = 8.50 m VD = [illegible] % FAC = 0.93 (de tab' B :; Pob. = 375,000 hab.; FHMD=0.75)

T = 23 % VI = [illegible] % G/C = 0.60 (= 42 seg/ 70 Seg)

DEL NOMOGRAMA : VS_{NSC} = 850 vph

6

Z F C
Z C F C
R E S

TABLA A – FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

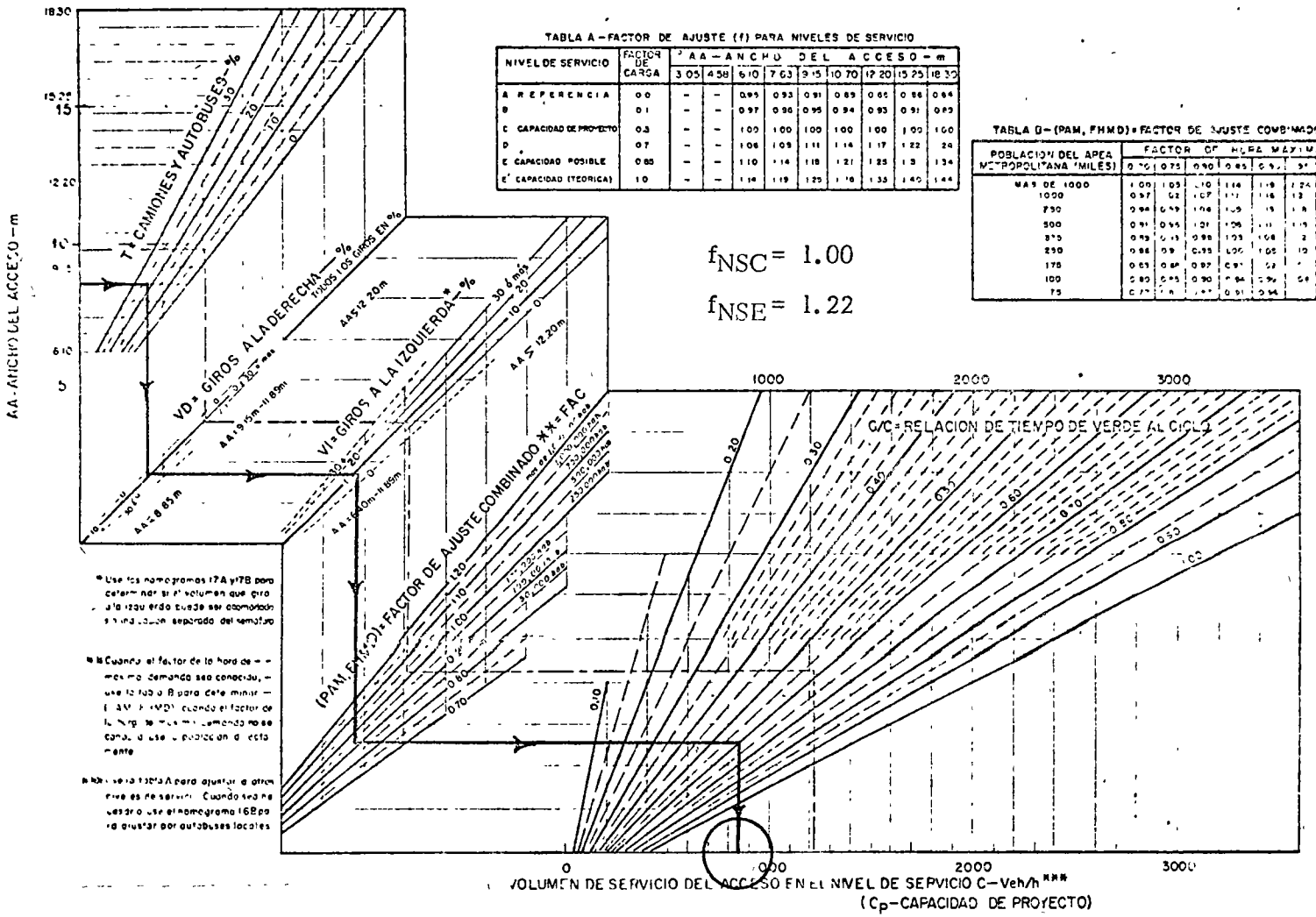
NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA – ANCHO DEL ACCESO – m							
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.95	0.93	0.91	0.89	0.86	0.86	0.84
B	0.1	–	–	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.06	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.3	1.34
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	–	–	1.14	1.19	1.25	1.18	1.33	1.40	1.44

TABLA B – (PAM, FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.9[illegible]	[illegible]	[illegible]
MAS DE 1000	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	1.24	1.30
1000	0.97	1.02	1.07	1.11	1.16	1.2	1.27
750	0.94	0.99	1.04	1.09	1.13	1.18	1.24
500	0.91	0.95	1.01	1.06	1.11	1.15	[illegible]
375	0.89	0.93	0.98	1.03	1.08	1.2	1.7
250	0.86	0.9	0.95	1.00	1.05	1.0	1.16
175	0.83	0.88	0.92	0.97	1.02	[illegible]	[illegible]
100	0.80	0.85	0.90	0.94	0.99	1.04	1.09
75	0.77	[illegible]	[illegible]	0.91	0.96		

f_{NSC} = 1.00

f_{NSE} = 1.22



CALLES DE DOBLE SENTIDO—CON ESTACIONAMIENTO—Z CFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

NOMOGRAMA 6

(12)

1-57

EJEMPLO Núm. 2

Con estacionamiento

40 autobuses /h

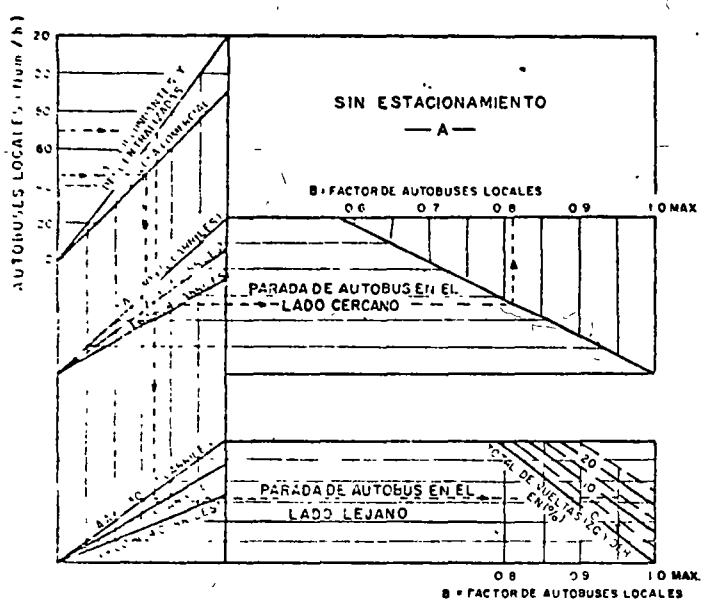
Zona residencial

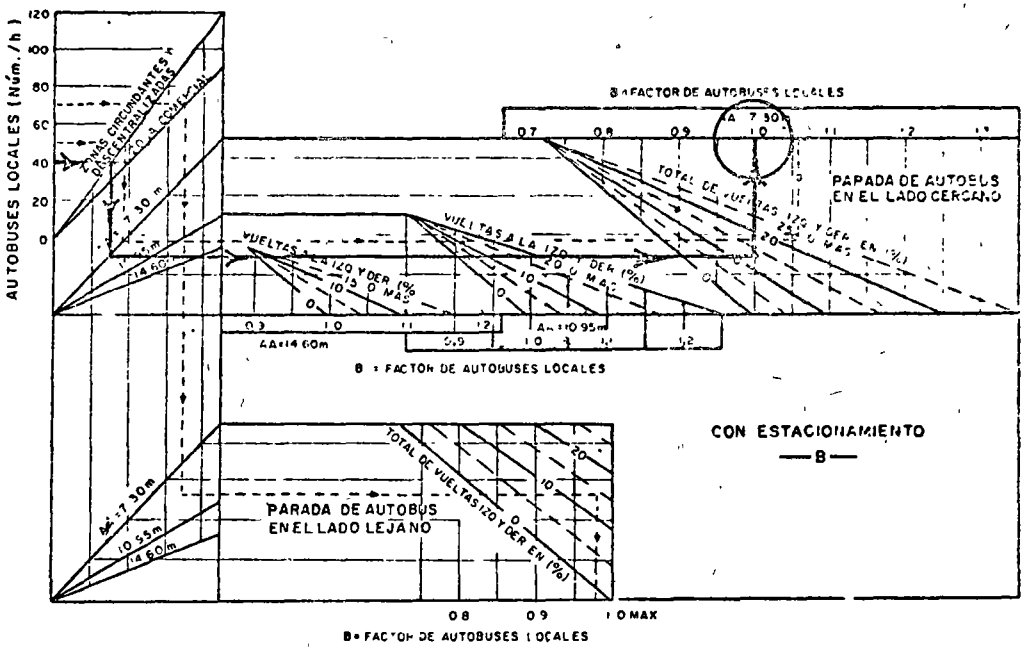
AA = 8.50 m

Parada de autobús en el lado cercano

Total de VD + VI = 4 % + 9 % = 13 %

DE NOMOGRAMA : B = 1.00





FACTOR DE AUTOBUSES LOCALES

PARA USARSE CONJUNTAMENTE CON LOS NOMOGRAMAS 3 — 14

NOMOGRAMA 16

16

22

B-5

Vólumen de servicio

actual = (1.00) (1.00) (850)

= 850 vph

Volumen de servicio

actual = (1.00) (1.22) (850)

= 1035 vph

C.- Ejemplo Núm. 3

Se desea analizar una intersección ubicada en la zona comercial del centro de una ciudad con población de 90,000 habitantes. El factor horario de máxima demanda es de 0.80. El semáforo que opera en dos fases, tiene una longitud de ciclo de 60 segundos con intervalos de despeje (tiempo de ámbar) de 3 segundos. No existen paradas de autobuses. Los demás datos pertinentes a la intersección son:

Calle	Acceso	G + A	Volumen De frente	VD	VI	Estacionamiento	Ancho de calle	T%
1a.	N	21	455	33	Prohibido	No	11.6	12
	S	21	322	43	"	No	11.6	12
2a.	E	39	490	17	"	Si	17.0	16
	W	39	501	89	"	Si	17.0	16

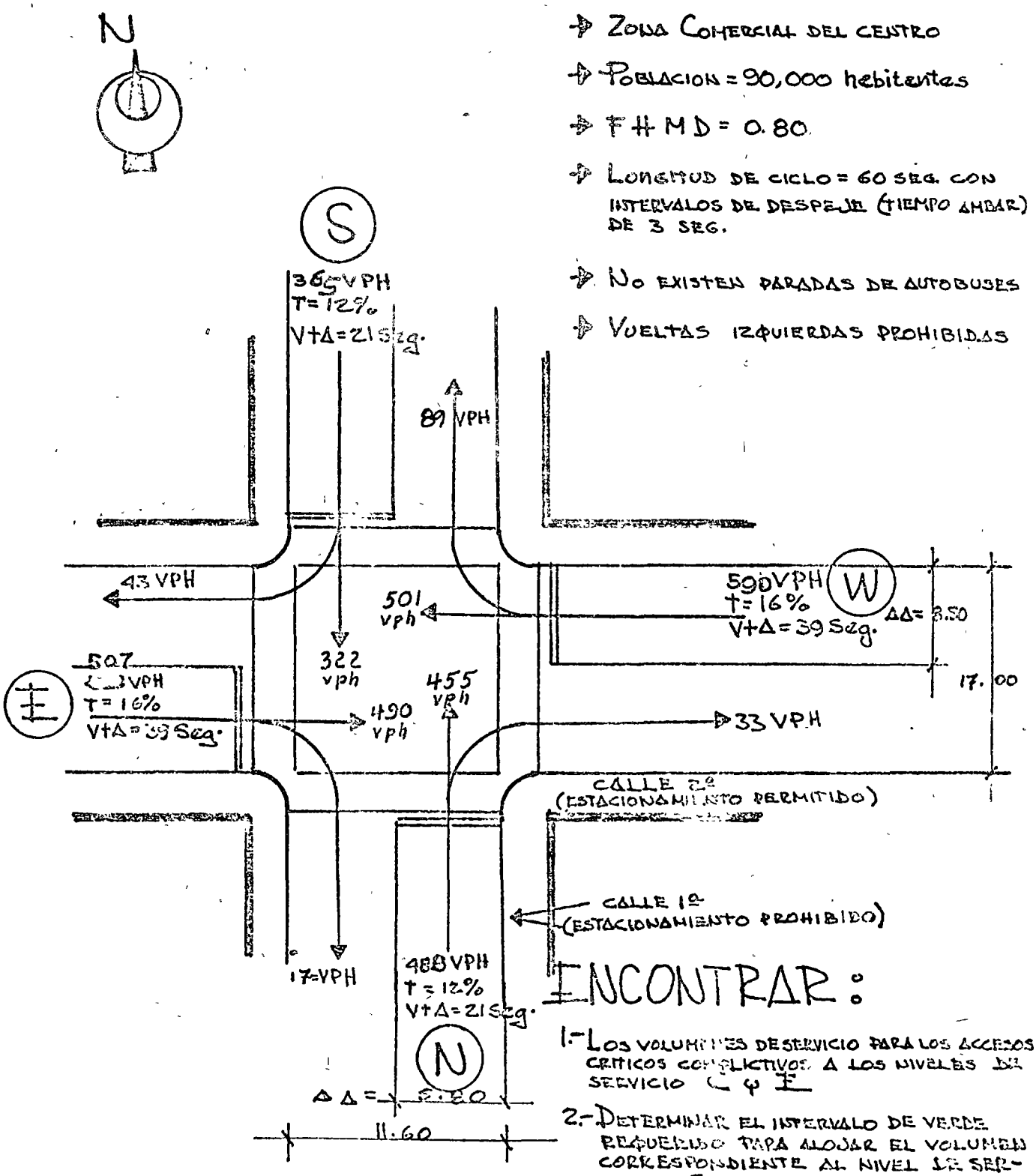
Encontrar:

1.- Los volúmenes de servicio para los accesos críticos conflictivos a los niveles de servicio C y E.

2.- Determinar el intervalo de verde requerido para alojar el volumen correspondiente al nivel de servicio C en la calle 1a.

EJEMPLO No. 3

46-A



- ZONA COMERCIAL DEL CENTRO
- POBLACION = 90,000 habitantes
- FHMD = 0.80
- LONGITUD DE CICLO = 60 SEG. CON INTERVALOS DE DESPEJE (TIEMPO AMBAR) DE 3 SEG.
- NO EXISTEN PARADAS DE AUTOBUSES
- VUELTAS IZQUIERDAS PROHIBIDAS

ENCONTRAR:

1.- LOS VOLUMENES DE SERVICIO PARA LOS ACCESOS CRITICOS CONFLICTIVOS A LOS NIVELES DE SERVICIO C y E

2.- DETERMINAR EL INTERVALO DE VERDE REQUERIDO PARA ALOJAR EL VOLUMEN CORRESPONDIENTE AL NIVEL DE SERVICIO C EN LA CALLE 1ª.

Solución:

1a.- El acceso N de la calle 1a. es el crítico por tener el mayor volumen.

Se usa el nomograma Núm. 3 (calle de dos sentidos -sin estacionamiento- zona comercial en el centro).

Puntos de giro: AA = 5.8 m (suponiendo 1/2 del ancho de la calle)

T = 12%

VD = 7% (= 33 veh/488 veh)

VI = 0%

FAC = 0.90 (de Tabla B: Pob. = 90,000 hab. - FHMD=0.80)

G/C = 0.30 (= 18 seg/60 seg)

Volumen de servicio del nomograma = 380 vph

Nivel de servicio C

Factores de ajuste:

f_{NSC} = 1.00 (x) (de Tabla A)

Volumen de servicio actual

= (1.00) (380) = 380 vph

Nivel de servicio E

Factores de ajuste:

f_{NSE} = 1.25 (X) (de Tabla A)

Volumen de servicio actual

= (1.25) (380) = 475 vph

1b.- El acceso W de la calle 2a. es el crítico por tener el mayor volumen. Se usa el nomograma Núm. 5 (calle de doble sentido -con estacionamiento- zona comercial en el centro).

EJEMPLO Núm. 3 : Calle la. - Acceso crítico = (N)

AA = 5.80 m VD = 7 % (53 vph/ 488 vph) FAC = 0.90 (de tabla B: Pob. = 90,000 hab; FHMD=0.80)

T = 12 % VI = 0 % (prohibido) G/C = 0.30 [= (21 Seg. - 3 Seg)/60 Seg.]

DE NOMOGRAMA : VS_{NSC} = 380 vhp

3

ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

TABLA A.- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

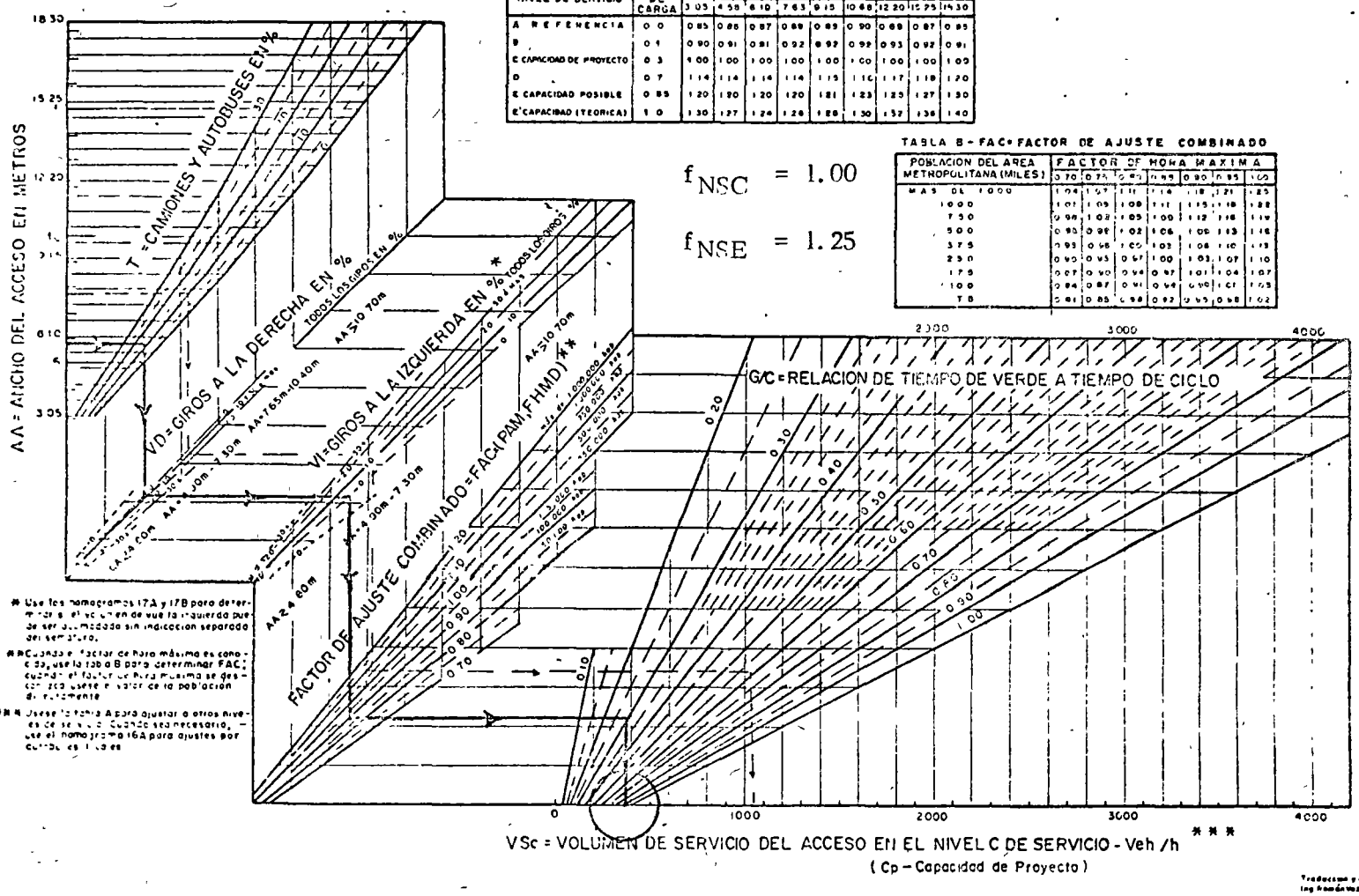
NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	13.75	14.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.89	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40

TABLA B - FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.04	1.07	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25
1000	1.01	1.05	1.08	1.11	1.15	1.18	1.22
750	0.98	1.02	1.05	1.08	1.12	1.16	1.19
500	0.95	0.98	1.02	1.06	1.09	1.13	1.16
375	0.93	0.96	1.00	1.03	1.06	1.10	1.13
250	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10
175	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.05
75	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02

f_{NSC} = 1.00

f_{NSE} = 1.25



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar el volumen de vuelta izquierda que se ha de ajustar sin indicación separada del semáforo.

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar FAC; cuando el factor de hora máxima se desconozca, usese el valor de la población directamente.

*** Usese la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, — use el nomograma 16A para ajustes por camiones y autobuses.

Traducción y Adaptación Ing. Fernando Vázquez Barquero

CALLE DE DOS SENTIDOS – SIN ESTACIONAMIENTO – ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

NOMOGRAMA 7

(25)

47-A

EJEMPLO Núm. 3: Calle 2a. - Acceso [illegible] ante = (W)

AA = 8.50 m VD = 15 % (= 89 ve[illegible]/590 veh) FAC = 0.8[illegible] (de tabla B : Pob. = 90,000 hab.; FHMD=0.80

T = 16 % VI = 0 % (prohibido) G/C = 0.[illegible] [= (39 Seg - 3 Seg)/60 Seg)]

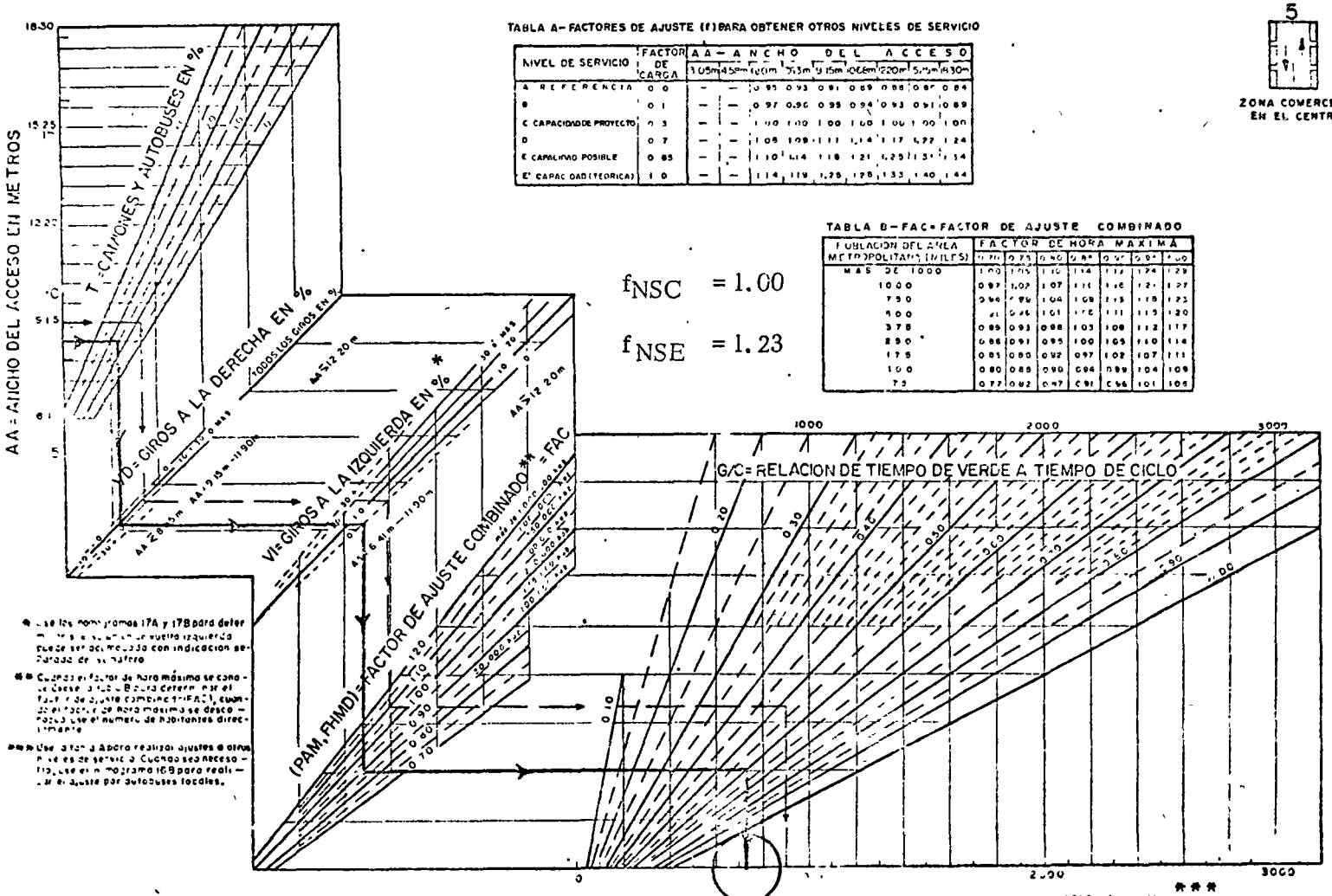
DE NOMOGRAMA : VS_{NSC} = 725 vph

TABLA A- FACTORES DE AJUSTE (f) PARA OBTENER OTROS NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO							
		3.05m	4.50m	6.00m	7.63m	9.15m	10.68m	12.20m	15.25m
A REFERENCIA	0.0	—	—	0.95	0.93	0.91	0.89	0.88	0.84
B	0.1	—	—	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	—	—	1.05	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	—	—	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	—	—	1.14	1.19	1.25	1.28	1.33	1.40	1.44

TABLA B- FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	1.24	1.29
1000	0.97	1.02	1.07	1.11	1.16	1.21	1.27
750	0.96	0.99	1.04	1.08	1.13	1.18	1.23
500	[illegible]	0.96	1.01	1.06	1.11	1.15	1.20
375	0.89	0.93	0.98	1.03	1.08	1.12	1.17
250	0.86	0.91	0.95	1.00	1.05	1.10	1.14
175	0.83	0.88	0.92	0.97	1.02	1.07	1.11
100	0.80	0.85	0.90	0.94	0.99	1.04	1.09
75	0.77	0.82	0.87	0.91	0.96	1.01	1.05



CALLE DE DOBLE SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO - ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

Traducido y adaptado Ing. Ramón Vázquez Barbar

4-7-8

(27)

Puntos de giro: AA = 8.5 m (suponiendo 1/2 del ancho de calle)

T = 16%

VD = 15% (= 89 veh/590 veh)

VI = 0%.

FAC = 0.89 (de Tabla B: Pob. = 90,000 FHMD= 0.80)

G/C = 0.60 (= 36 seg/60 seg)

Volumen de servicio del nomograma = 725 vph

Nivel de servicio C	Nivel de servicio E
Factores de ajuste:	Factores de ajuste:
f_{NSC} = 1.00 (X) (de Tabla A)	f_{NSE} = 1.23 (X) (de Tabla A)
Volumen de servicio actual	Volumen de servicio actual
= (1.00) (725) = 725 vph	= (1.23) (725) = 890 vph

2a.- Para el acceso N de la calle 1a., determinar G/C requerido para alojar el volumen correspondiente al nivel de servicio C.

El volumen de servicio requerido = 488

Factores de ajuste: f_{NSC} = 1.00 ($\frac{1}{\cdot}$) (de Tabla A)

El volumen de servicio aplicado al nomograma Núm. 3 = 488 vph.

Puntos de giro: AA = 5.8 m

T = 12%

VD = 7% (= 33 veh/488 veh)

VI = 0%

FAC = 0.90 (de Tabla B ; Pob. = 90,000 hab. - FHMD =0.

G/C = 0.40 (del nomograma)

G = 0.40 (60) = 24 segundos

EJEMPLO Núm. 3, 2a. Parte : Calle la., Acceso (N) -- Determinar G/C requerido a nivel C

AA = 5.80 m VD = [illegible] % (= 33 veh/488 veh) FAC= 0.[illegible] (de tabla B: Pob. = 90,000; FHMD = 0.80)

T = 12 % VI = [illegible] % (prohibida) VS_{NSC} 488 vph

DE NOMOGRAMA : G/C = 0.40

3

ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

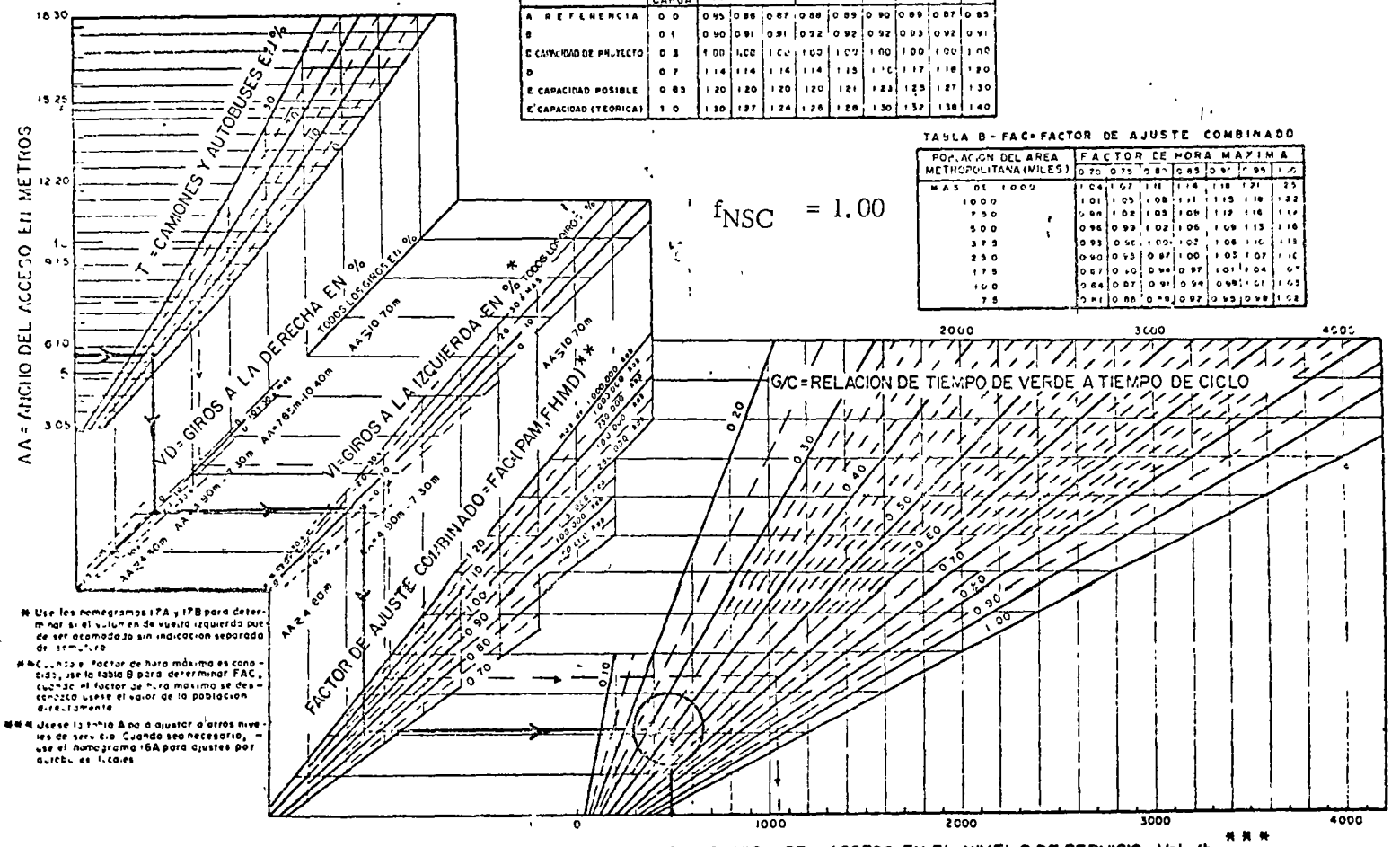
TABLA A.- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA — ANCHO DEL ACCESO m								
		3.05	4.59	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	13.75	15.30
A REFERENCIA	0.0	0.95	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.38	1.40

TABLA B - FAC= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.04	1.07	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25
1000	1.01	1.05	1.08	1.11	1.15	1.18	1.22
750	0.98	1.02	1.05	1.09	1.12	1.16	1.19
500	0.96	0.99	1.02	1.06	1.09	1.13	1.16
375	0.93	0.96	1.00	1.03	1.06	1.10	1.13
250	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10
175	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.03
75	0.81	0.84	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02

f_{NSC} = 1.00



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen de vuelta izquierda puede ser acomodado sin indicación separada de semáforo

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar FAC. Cuando el factor de hora máxima se desconozca usese el valor de la población directamente

*** Usese la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16A para ajustes por anchos locales

Traducción y Adaptación Ing. Ramón Vazquez Barquero

CALLE DE DOS SENTIDOS — SIN ESTACIONAMIENTO — ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

NOMOGRAMA 3

D-8

EJEMPLO Núm 3, 2a. Parte: Calle 2a, Acceso (W)

AA = 8.50 m — VD 15 % (= 89 veh/590 veh)

T = 16 % — VI 0 % (prohibida)

Determinar si el nuevo G/C es aceptable.

FAC = 0.89 (de tabla B: Pob. = 90,000 hab.; FHMD=0.8

Nuevo G/C = 100 - 40 - 10 = 0.50

DE NOMOGRAMA: V_{NSC} = 610 vph > 590 vph actuales OK

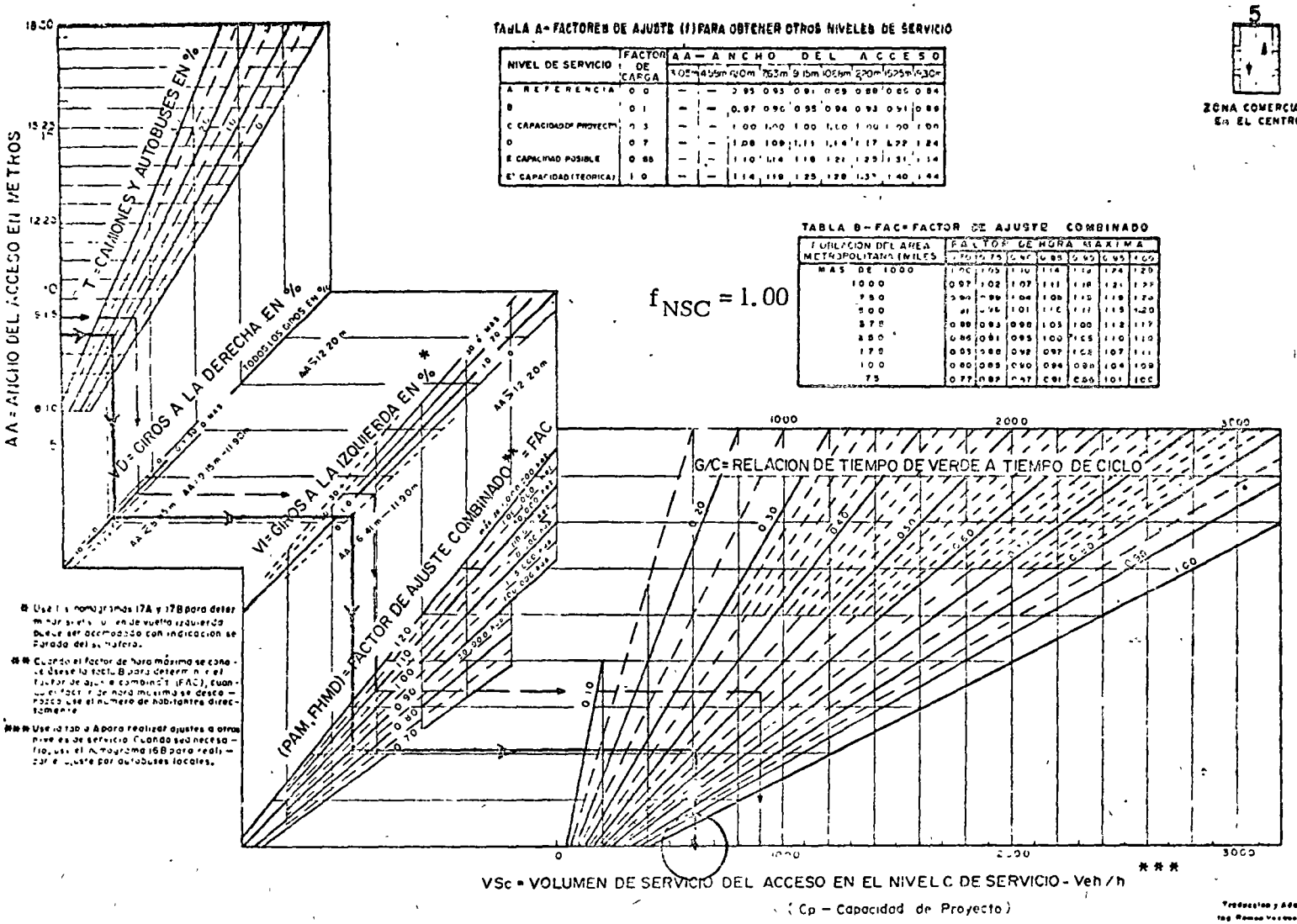
TABLA A- FACTORES DE AJUSTE (f) PARA OBTENER OTROS NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA — ANCHO DEL ACCESO								
		3.05m	4.55m	6.10m	7.65m	9.15m	10.65m	12.20m	15.25m	18.30m
A REFERENCIA	0.0	—	—	0.95	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.84
B	0.1	—	—	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	—	—	1.08	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	—	—	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	—	—	1.14	1.19	1.25	1.29	1.35	1.40	1.44

TABLA B- FAC= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.00	1.05	1.10	1.14	1.18	1.24	1.29
1000	0.97	1.02	1.07	1.11	1.16	1.21	1.27
750	0.94	0.99	1.04	1.08	1.13	1.18	1.24
500	[illegible]	0.96	1.01	1.06	1.11	1.15	1.20
375	0.89	0.93	0.98	1.03	1.08	1.12	1.17
250	0.86	0.91	0.95	1.00	1.05	1.10	1.14
175	0.83	0.88	0.92	0.97	1.02	1.07	1.11
100	0.80	0.85	0.90	0.94	0.99	1.04	1.09
75	0.77	0.82	0.87	0.91	0.96	1.01	1.06

$f_{NSC} = 1.00$



ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

CALLE DE DOBLE SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO - ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

2b.- En vista de lo anterior el G/C del acceso W de la calle 2a. tendrá que modificarse y determinar si es aceptable.

Se usa el nomograma Núm. 5

Puntos de giro: AA = 8.5 m

T = 16%

VD = 15% (= 89 veh/590 veh)

VI = 0%

FAC = 0.89 (de Tabla B: Pob. = 90,000 hab. - FHMD = 0.90)

G/C = 0.50 (= 100 - 40 - 10)

El volumen de servicio del nomograma = 610 vph

Nivel de servicio C

Factores de ajuste

f_{NSC} = 1.00 (÷) (de Tabla A)

Volumen de servicio requerido = $\frac{(610)}{(1.00)}$ = 610 vph

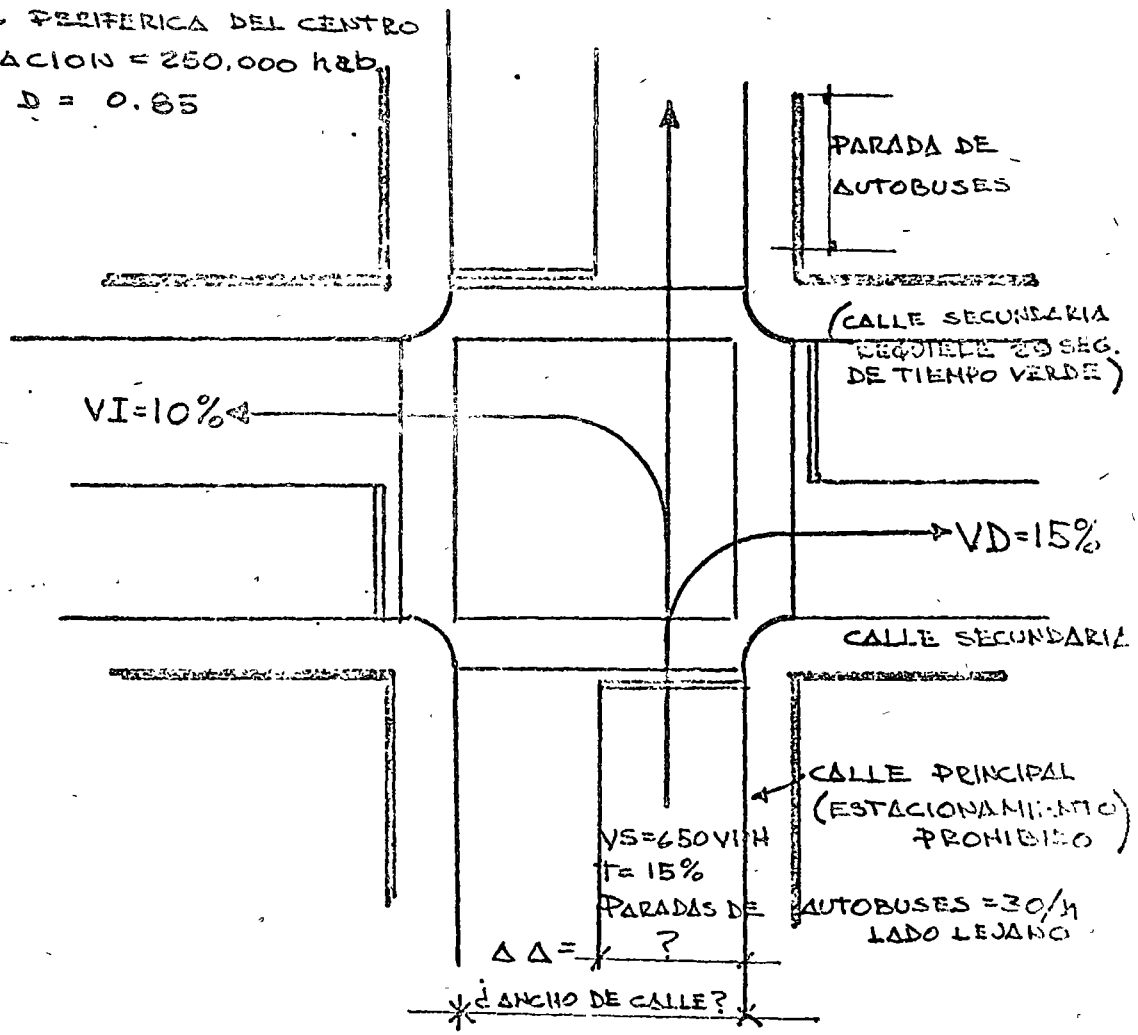
Volumen actual = 590 vph < 610 vph OK

D.- Ejemplo Núm. 4

Se desea analizar una intersección semaforizada con dos fases; longitud de ciclo de 65 segundos; 3 segundos de despeje (tiempo de ámbar); ubicada en la zona periférica del centro de una ciudad con población de 250,000 habitantes; y un factor horario de máxima demanda de 0.85. La calle secundaria requiere 29 segundos de tiempo verde. Los estudios de la calle principal indican lo siguiente:

EJEMPLO No. 4 29-A

LONGITUD DE CICLO = 65 SEG.
TIEMPO DE DESPEJE (AMBAR) = 3 SEG.
ZONA PERIFERICA DEL CENTRO
POBLACION = 250,000 hab.
FHMD = 0.85



ENCONTRAR: EL ANCHO DE LA CALLE PRINCIPAL PARA OPERAR A NIVEL DE SERVICIO "C"

Volumen durante la hora de máxima demanda = 650 vehículos

Vueltas derechas = 15%

Vueltas izquierdas = 10%

Vehículos pesados = 15%

Paradas de autobuses = 30/h (lado lejano)

Estacionamiento prohibido.

Encontrar:

El ancho de la calle principal necesario para operar a nivel de servicio C.

Solución:

Se usa el nomograma Núm. 4 (calle de doble sentido -sin estaciona--- miento- zona periférica al centro).

Se considera el volumen actual de 650 vph igual al volumen de servicio requerido a nivel de servicio C .

Factores de ajuste:

f_B = 1.00 (÷) (de nomograma 16A)

f_{NSC} = 1.00 (÷) (de Tabla A)

El volumen de servicio que deberá ser aplicado al nomograma Núm. 4 es de -- 650 vph.

Puntos de giro: G/C = 0.46 = $(100 - \frac{29}{65} - \frac{6}{65})$

FAC = 1.00 (de Tabla B: Pob. = 250,000 hab. - FHMD =0.85)

VI = 10%

VD = 15%

T = 15%

EJEMPLO N .. 4

.Sin estacionamiento

30 autobuses/h

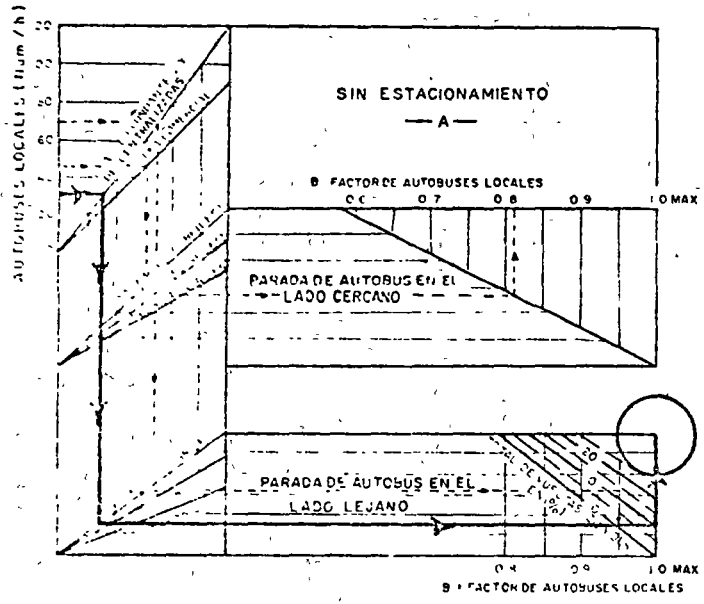
Zona periférica del centro

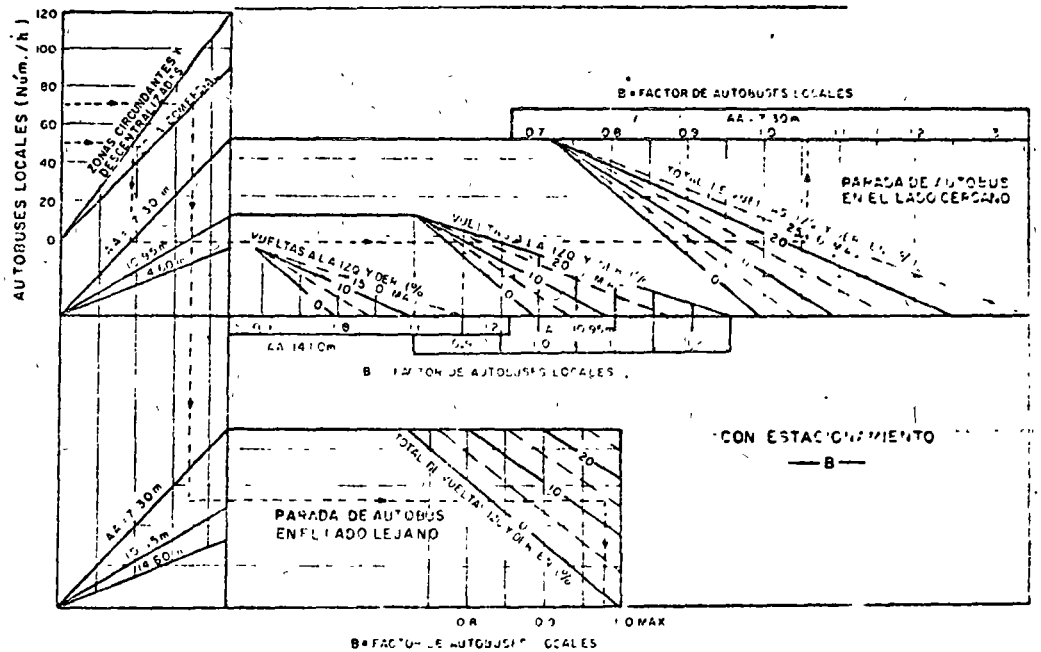
AA = Ancho mas desfavorable ya que este valor aún no se ha determinado.

Parada de autobús en el lado lejano

Total de VD + VI = 15 % + 10 % = 25 %

DE NOMOGRAMA : B = 1.00





FACTOR DE AUTOBUSES LOCALES

PARA USARSE CONJUNTAMENTE CON LOS NOMOGRAMAS 3 Y 4

NOMOGRAMA 16

EJEMPLO Núm. 4

VS_{NSC} = 650 vph

G/C = 0.46 (= 100 - $\frac{29}{65}$ - $\frac{6}{65}$)

FAC = 1.00 (de tabla B: Cb. = 250,000; FHMD=0.85)

VI = 10 %

VD=15 %

T=15 %

DEL NOMOGRAMA : AA = 5.50 m.

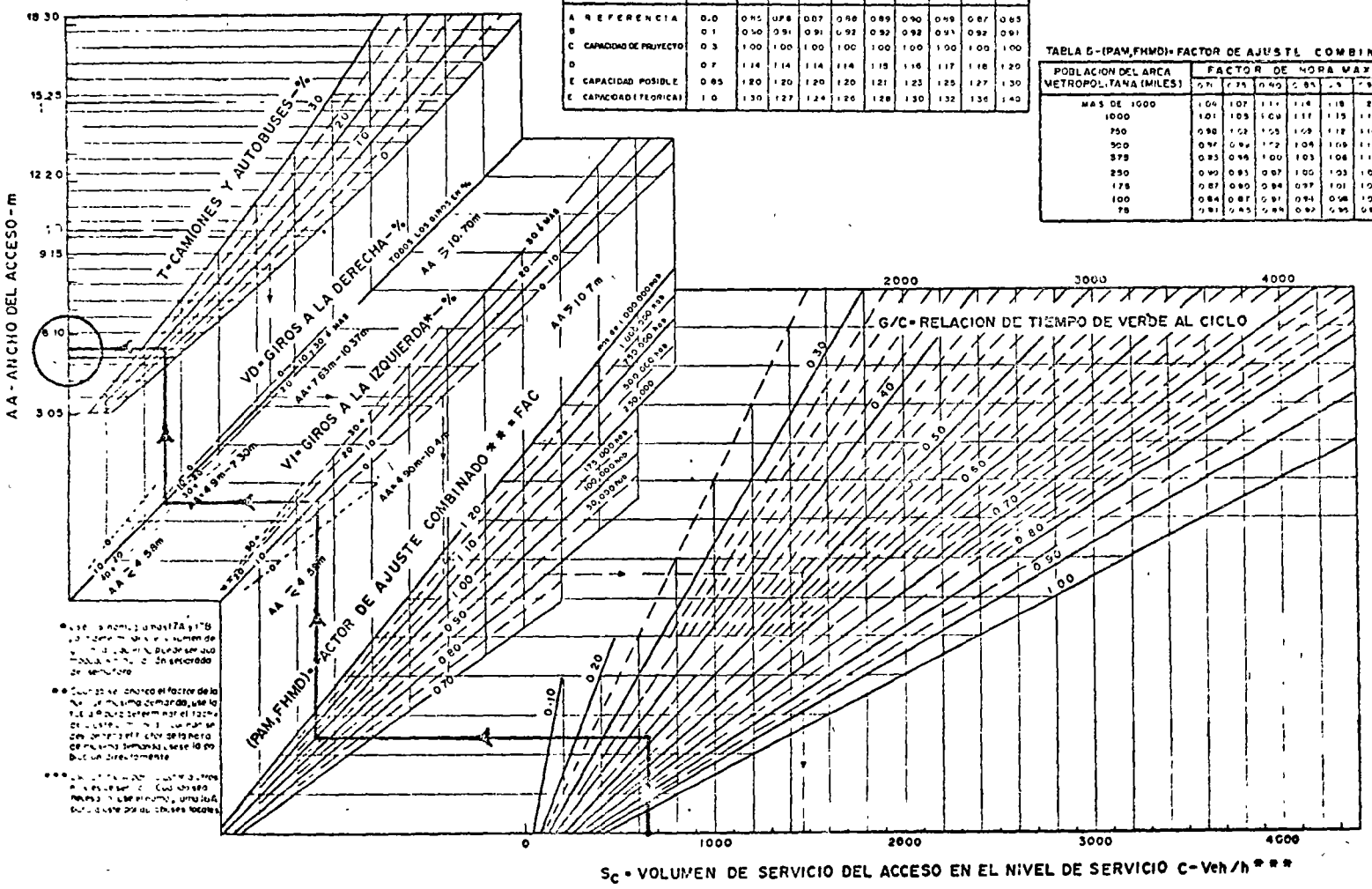
∴ Ancho de calle = (2) (5.50) = 11.00 m.

TABLA A- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.59	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.78	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.91	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40

TABLA B-(PAM,FHMD)= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.04	1.07	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25
1000	1.01	1.05	1.09	1.11	1.15	1.18	1.22
750	0.98	1.02	1.05	1.09	1.12	1.16	1.19
500	0.97	0.99	1.02	1.04	1.06	1.13	1.17
375	0.95	0.98	1.00	1.03	1.06	1.10	1.13
250	0.90	0.95	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10
175	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.05
75	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02



CALLES DE DOBLE SENTIDO-SIN ESTACIONAMIENTO-ZCFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

NOMOGRAMA 4

4

ZPC
ZCFC
RES

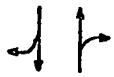
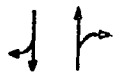
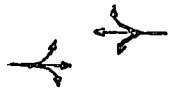
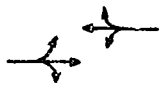
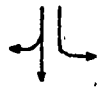
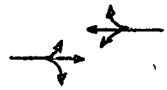
50-B

32

Del nomograma, AA = 5.5 m; por lo tanto, el ancho total de la calle = 11.0 m

E.- Ejemplo Núm. 5

En una intersección semaforizada, se considera 3 alternativas de secuencia de fases que son las siguientes:

	ALTERNATIVA A	ALTERNATIVA B	ALTERNATIVA C
FASE 1			
FASE 2			
FASE 3			
FASE 4	—	—	

Area: Zona residencial dentro de una ciudad con población de 500,000 habitantes: factor horario de máxima demanda de 0.90.

Estacionamiento: Prohibido en todos los accesos.

Ancho de accesos: 9.8 m

Vehículos pesados: 15% en todos los accesos

Paradas de autobuses: ningunas

Volúmenes durante la hora de máxima demanda:

	Hacia el Norte	Hacia el Sur	Hacia el Este	Hacia el Oeste
De frente	750	700	300	350
Izquierda	200	180	60	70
Derecha	100	50	80	90
Total	1050	930	440	510

Encontrar:

La alternativa de secuencia de fases más eficiente.

Solución:

Alternativa A:

Usar nomograma Núm. 4 (calle de doble sentido -sin estacionamiento- zona residencial)

FASE 1: Volumen hacia el Norte

Volumen de servicio actual = 1050 vph

Factores de ajuste: ningunos

∴ Volumen de servicio aplicado al nomograma = - - 1050 vph

Puntos de giro:

AA = 9.8 m

T = 15%

VD = 10% (= 100/1050)

VI = 10% (= 200/1050 ÷ 2)

FAC = 1.09 (de Tabla B)

FASE 2: Volumen hacia el Sur

Volumen de servicio actual = 930 vph

Factores de ajuste: ningunos

∴ Volumen de servicio aplicado al nomograma= - - 930 vph

Puntos de giro:

AA = 9.8 m

T = 15%

VD = 5% (= 50/930)

VI = 10% (= 180/930 ÷ 2)

FAC = 1.09 (de Tabla B)

FASE 1: Acceso hacia el Norte
AA = 9.80 m. VD=10 % FAC=1.09
T = 15 % VI = 10 % VS 1050 vph

DE NOMOGRAMA : G/C = 0.38

FASE 2: Acceso hacia el Sur
AA = 9.80 m. VD = 5 % FAC = 1.09
T = 15 % VI = 10 % VS = 930 vph

DE NOMOGRAMA: G/C = 0.33

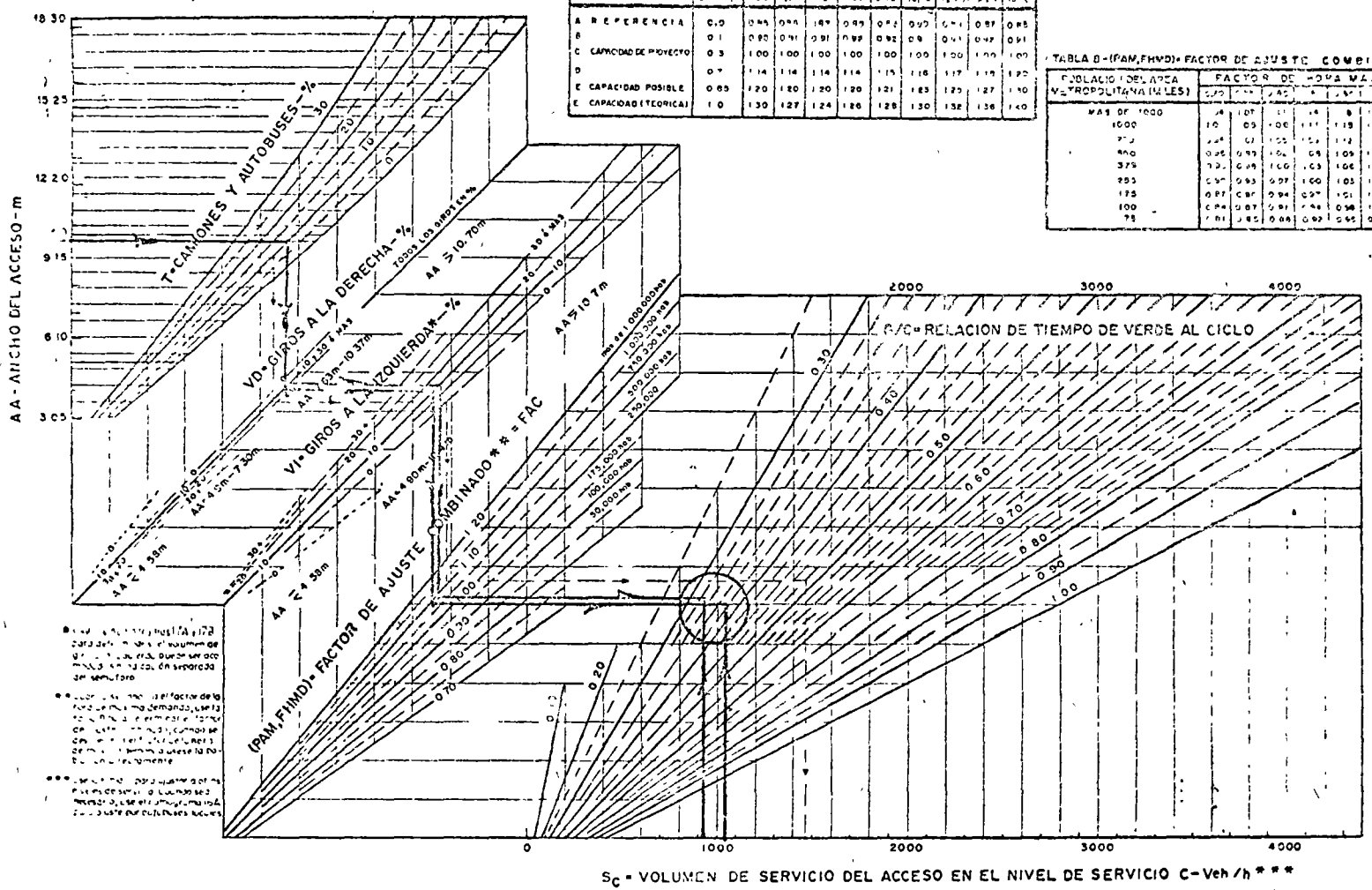
Total G/C requerido para las fases 1 y 2 en la alternativa A = 38 % + 33 % = 71 %

TABLA A- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.58	5.10	7.65	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.89	0.92	0.95	0.94	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.9	0.91	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.19	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40

TABLA B-(PAM,FHMD)= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	.4	1.07	1.1	.4	1.8	1.21	1.35
1000	1.0	0.9	1.00	1.11	1.19	1.26	1.33
750	[illegible]	0.7	1.55	1.5	1.12	1.4	1.6
500	0.96	0.97	1.04	0.9	1.09	1.3	1.7
375	0.91	0.99	1.00	1.03	1.06	1.15	1.14
250	0.97	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.12
175	0.87	0.87	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.05
75	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.99	1.0



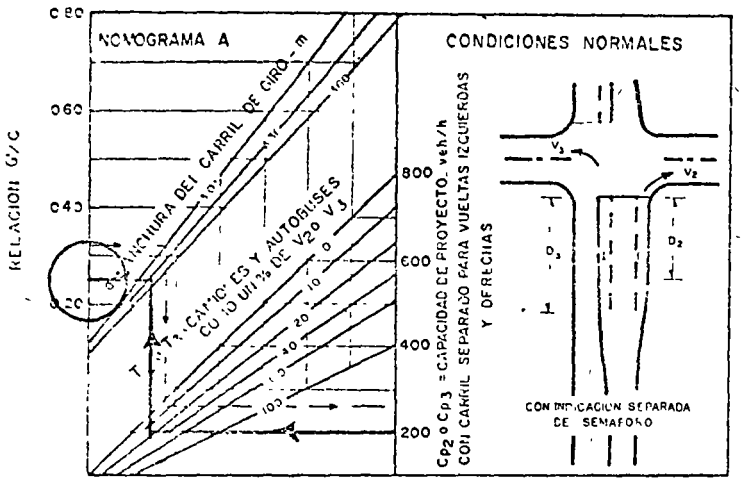
NOMOGRAMA 4 CALLES DE DOBLE SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - ZCFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

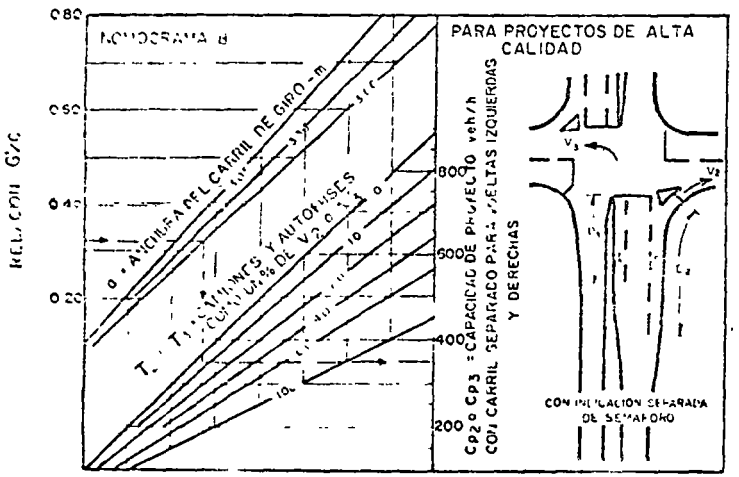
EJEMPLO Núm. 5, Alternativa B, FASE I : vueltas izquierdas exclusivas

VS = 200 vph (= C_{p3}) AA = .40 m

T_3 = 15 %

DE NOMOGRAMA : G/C = 0.25





NOTA

a. Los nomogramas A y B se aplican para calles de una o dos sentidos

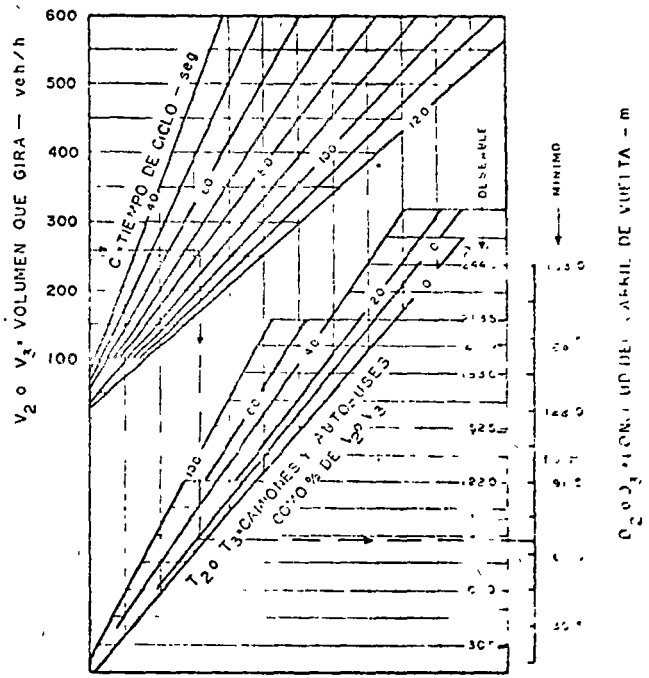
b.- El nomograma B generalmente no se aplica a zonas centrales comerciales

c.- La capacidad de proyecto es igual al volumen en el nivel de servicio C. La tabla A se usará para ajustes a otros niveles de servicio

TABLA A

FACTORES DE AJUSTE PARA NIVELES DE SERVICIO, CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE AJUSTE
A	0.45
B	0.70
C	1.00
D	1.20
E y E'	1.50



LONGITUD DEL CARRIL DE VUELTA DERECHA O IZQUIERDA

NOMOGRAMA C

18

52-B

CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS IZQUIERDAS Y DERECHAS CON INDICACION SEPARADA DE SEMAFORO PARA MOVIMIENTOS DE GIRO

NOMOGRAMA 18

35

EJEMPLO Núm. 5 , Alternativa B, FASE 2: Movimientos de frente Norte , Sur + vueltas derechas

AA = 6.40 m (= 9.80 - 3.40) VD = 2 % FAC = 1.09 (de tabla B)

T = 15 % VI = 0 % VS = 850 vph

DE NOMOGRAMA : G/C = 0.43

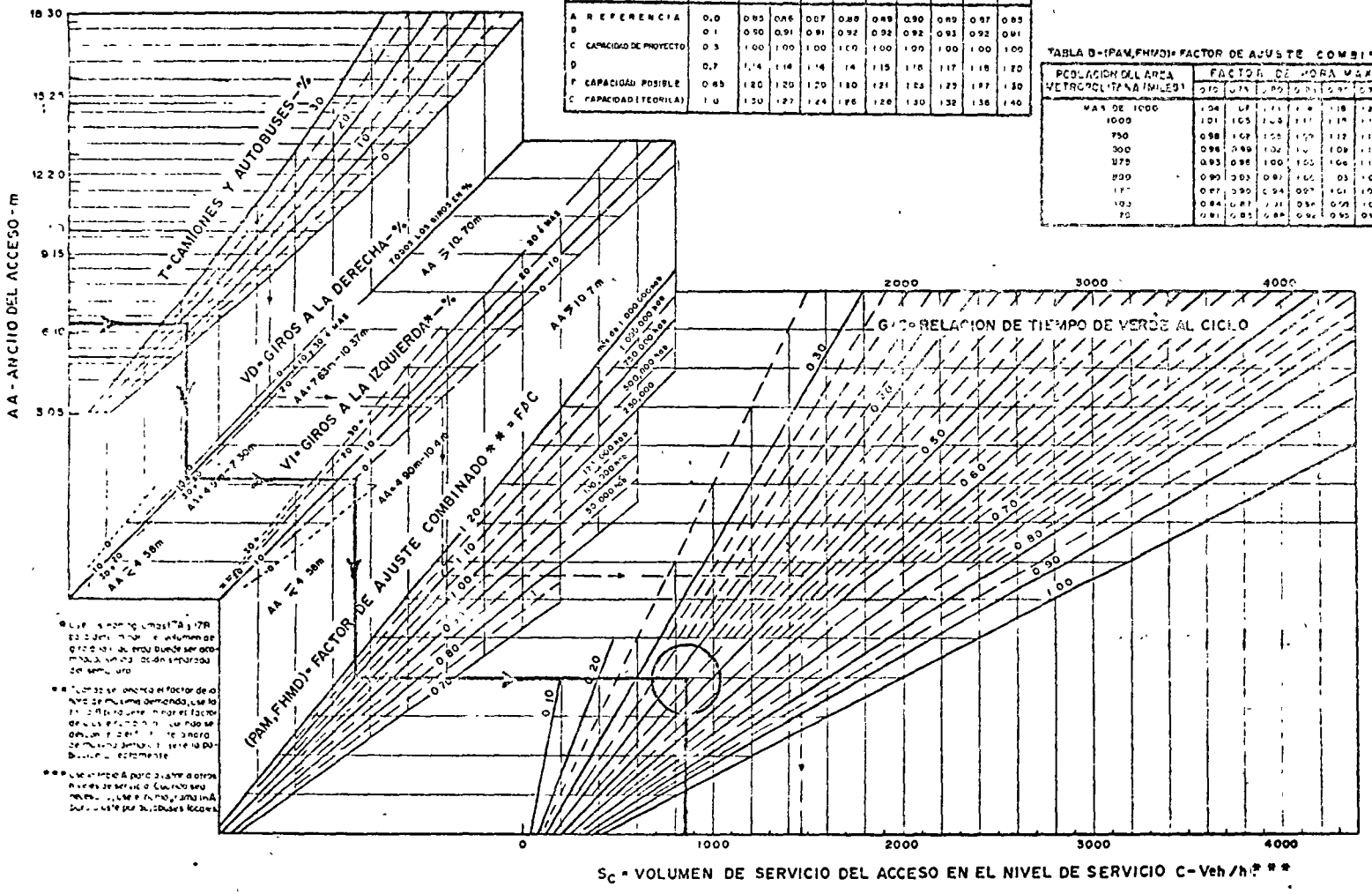
Total G/C requerido para las fases 1 y 2 en Alternativa B = 25 % + 43 % = 68 %

TABLA A- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.03	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.25	1.29	1.37	1.50
F CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40

TABLA B-(PAM,FHMD)= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.04	1.07	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25
1000	1.01	1.05	1.08	1.11	1.14	1.18	1.22
750	0.98	1.02	1.05	1.09	1.12	1.16	1.19
500	0.96	0.99	1.02	1.06	1.09	1.13	1.16
375	0.93	0.96	1.00	1.03	1.06	1.10	1.13
250	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10
175	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.04
50	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02



4

ZPC
ZCFC
RES

CALLES DE DOBLE SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - ZCFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

NOMOGRAMA 4

52-6

36

Del nomograma: G/C = 0.38

Del nomograma: G/C = 0.33

Total G/C requerido para las fases 1 y 2 en la alternativa A = 38% + 33% = 71%

Alternativa B:

FASE 1: Vol. hacia el Nte - VI

Se usa el nomograma Núm. 18A

Volumen de servicio: 200 vph

Puntos de giro:

T = 15%

AA = 3.4 m

De nomograma: G/C = 0.25

FASE 2: Vol. hacia el Nte. - VD y de frente

Se usa el nomograma Núm. 4

Volumen de servicio actual = 850 vph

Factores de ajuste: ningunos

∴ Volumen de servicio aplicado al nomograma = 850 vph

Puntos de giro:

AA = 6.4 m (= 9.8 - 3.4)

T = 15%

VD = 12% (= 100/850)

VI = 0%

FAC = 1.09 (de Tabla B)

De nomograma: G/C = 0.43

Total G/C requerido para las fases 1 y 2 en la alternativa B = 25% + 43% = 68%

Alternativa C:

FASE 1: Vol. hacia el Nte. - VD, VI y de frente

El G/C mínimo requerido para vuelta izquierda es 0.25 el cual fue determinado en el análisis de la alternativa B.

FASE 3: Vol. hacia el Sur - VD, VI y de frente

El G/C mínimo será determinado por los requisitos de vuelta izquierda.

Se usa el nomograma Núm. 18A.

El volumen de servicio = 180 vph

Puntos de giro:

T = 15%

AA= 3.4 m

Del nomograma: G/C = 0.22

FASE 2: Vol. hacia el Nte. - VD y de frente

El G/C requerido es el mismo que fue determinado en la alternativa B = 0.43 ya que 0.25 queda incluida - en la fase 1, únicamente 0.18 es -- necesario para la fase 2.

FASE 2: Vol. hacia el sur - VD y de frente

El G/C requerido para los volúmenes que - siguen de frente y los que dan vuelta a la -- derecha se determina como sigue:

Se usa el nomograma Núm. 4.

El volumen actual = 750 vph

Factores de ajuste: ningunos

∴ Volumen de servicio aplicado al nomogra-- ma Núm. 4 = 750 vph

Puntos de giro:

AA = 6.4 (= 9.8 - 3.4)

T = 15%

VD = 7% (= 50/750)

VI = 0%

FAC = 1.09 (de Tabla B)

De nomograma: G/C = 0.38

Ya que 0.22 queda incluida en la fase 3, - únicamente 0.16 es requerida para la fa-- se 2.

El G/C = 0.18 controla para la fase 2 y el porcentaje total de tiempo requerido - para las fases 1, 2, 3 en la alternativa C = 25% + 18% + 22% = 65%

Resumen de los requerimientos del G/C

	ALTERNATIVA A	ALTERNATIVA B	ALTERNATIVA C
FASE 1	0.38	0.25	0.25
FASE 2	0.33	0.43	0.18
FASE 3	C	C	0.22
FASE 4	—	—	C
AMBAR 5	A	A	A
TOTAL	0.71 + C + A	0.68 + C + A	0.65 + C + A

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

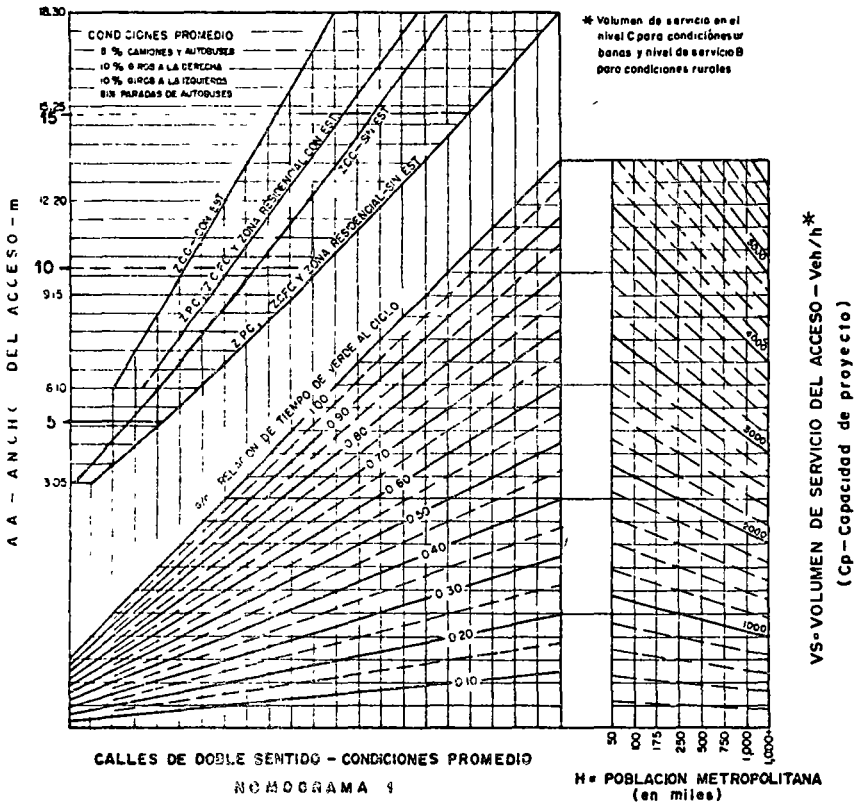
TEMA: "ANALISIS DE CAPACIDAD"
NOMOGRAMAS
(METODO GRAFICO)

ING. CRISTINO MONTOYA

MAYO DE 1977.

TABLA A(1) FACTOR DE AJUSTE (f) PARA DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO EN CALLES DE DOBLE SENTIDO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA – ANCHO DEL ACCESO								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
CALLE DE DOS SENTIDOS SIN ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.9	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40
CALLE DE DOS SENTIDOS CON ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.95	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.84
B	0.1	–	–	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.06	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.00			1.14	1.19	1.25	1.28	1.33	1.40	1.44
CARRETERA RURAL										
A REFERENCIA	0.0	0.92	0.95	0.98	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96
B CAPACIDAD DE PROYECTO	0.1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	0.3	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
D	0.7	1.21	1.21	1.22	1.23	1.25	1.27	1.29	1.31	1.33
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.28	1.28	1.28	1.30	1.32	1.35	1.38	1.41	1.44
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	1.32	1.32	1.32	1.34	1.37	1.41	1.45	1.50	1.55

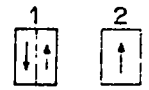


CALLES DE DOBLE SENTIDO – CONDICIONES PROMEDIO

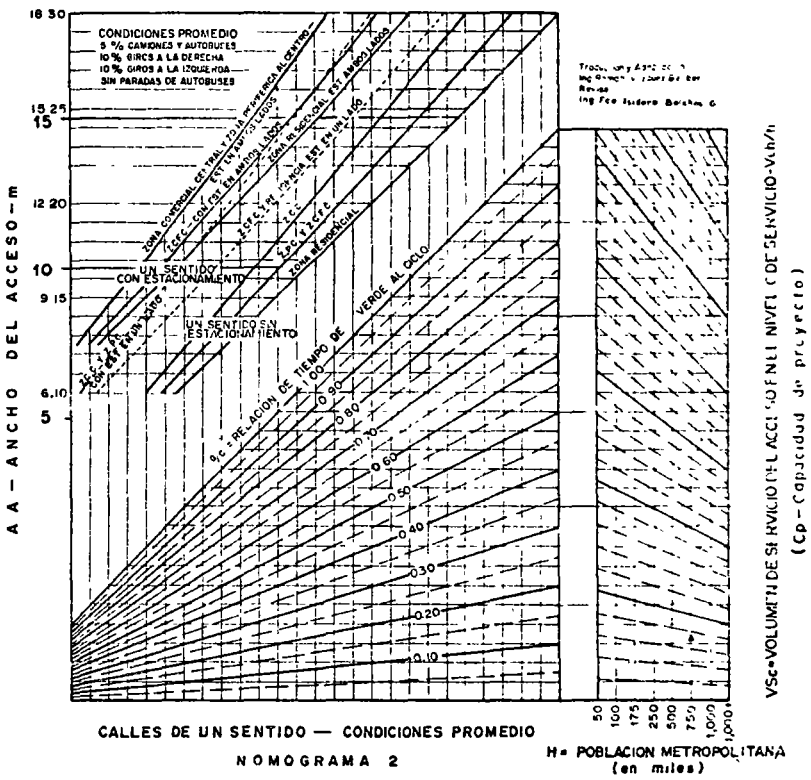
NOMOGRAMA 1

TABLA A(2) FACTOR DE AJUSTE (f) PARA DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO EN CALLES DE UN SENTIDO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA – ANCHO DEL ACCESO								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
CALLE DE UN SENTIDO SIN ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.95	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93
B	0.1	–	–	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.12	1.09	1.07	1.07	1.08	1.11	1.13
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.15	1.13	1.12	1.12	1.13	1.15	1.17
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	–	–	1.18	1.16	1.15	1.15	1.17	1.20	1.24
CALLE DE UN SENTIDO CON ESTACIONAMIENTO										
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.90	0.89	0.89	0.89	0.88	0.87	0.86
B	0.1			0.93	0.93	0.93	0.93	0.92	0.91	0.93
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.07	1.08	1.10	1.12	1.14	1.18	1.22
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.10	1.13	1.18	1.18	1.20	1.25	1.30
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.00	–	–	1.13	1.18	1.21	1.24	1.26	1.32	1.40
CALLE DE UN SENTIDO CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS										
A REFERENCIA	0.0	–	–	–	0.88	0.85	0.84	0.83	0.83	0.82
B	0.1	–	–	–	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.88
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7									
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85									
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.00				1.34	1.34	1.34	[illegible]	1.42	1.46



CONDICIONES PROMEDIO



CALLES DE UN SENTIDO — CONDICIONES PROMEDIO

NOMOGRAMA 2

3

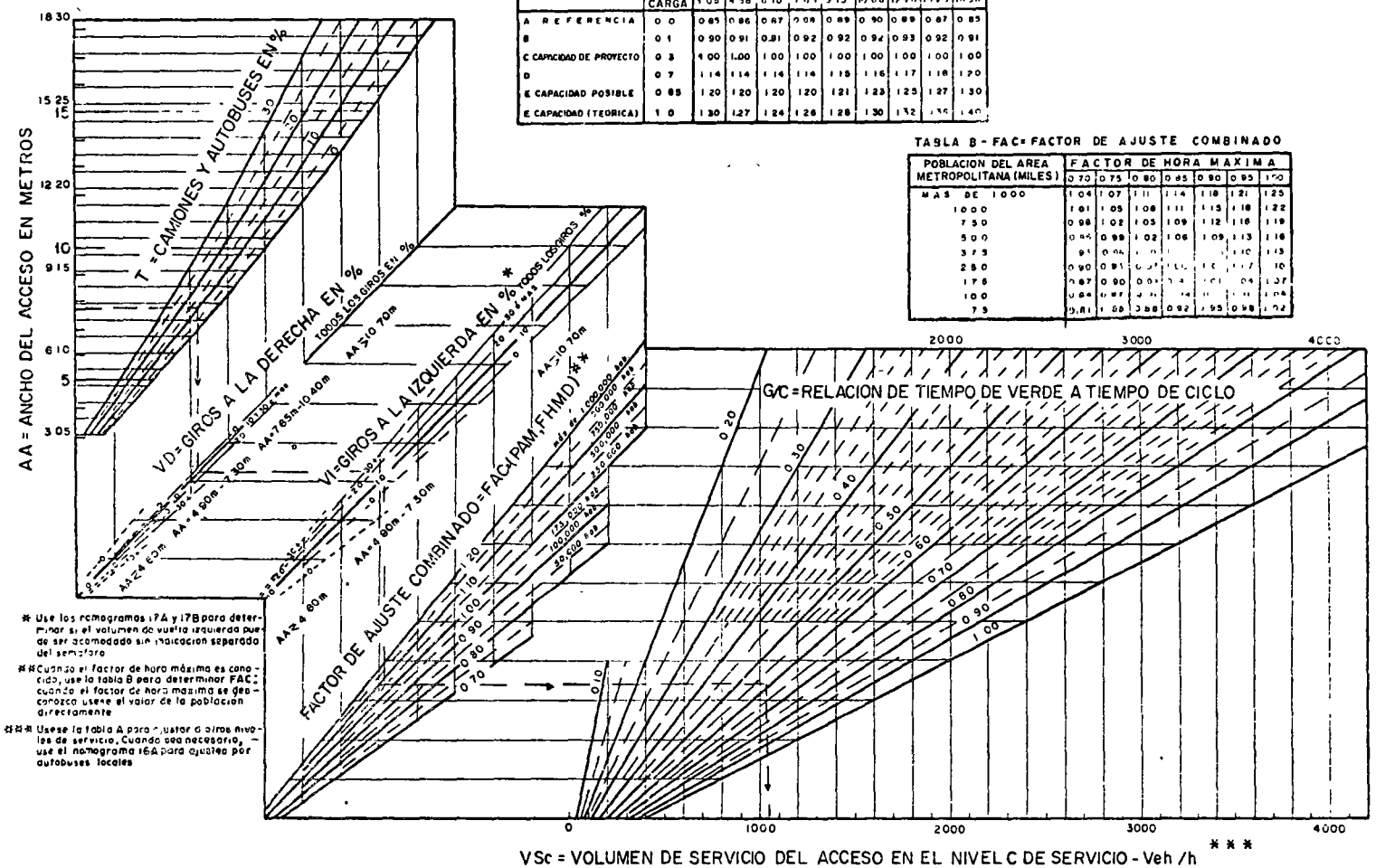
ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO m								
		1.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	13.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.35	1.40

TABLA B - FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.04	1.07	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25
1000	1.01	1.05	1.08	1.11	1.15	1.18	1.22
7.50	0.98	1.02	1.05	1.09	1.12	1.16	1.19
5.00	0.95	0.99	1.02	1.06	1.09	1.13	1.16
3.75	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.10	1.13
2.50	0.90	0.91	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.10
1.75	0.87	0.90	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.07
1.00	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
7.5	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen de vuelta izquierda puede ser acomodado sin indicación separada del semáforo

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar FAC; cuando el factor de hora máxima se desconozca usese el valor de la población directamente

*** Usese la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16A para ajuste por autobuses locales

Traducción y Adaptación
Ing Román Vazquez Barbar
Revisa
Ing Fco Isidoro Beazhos G.

CALLE DE DOS SENTIDOS — SIN ESTACIONAMIENTO — ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

NOMOGRAMA 3

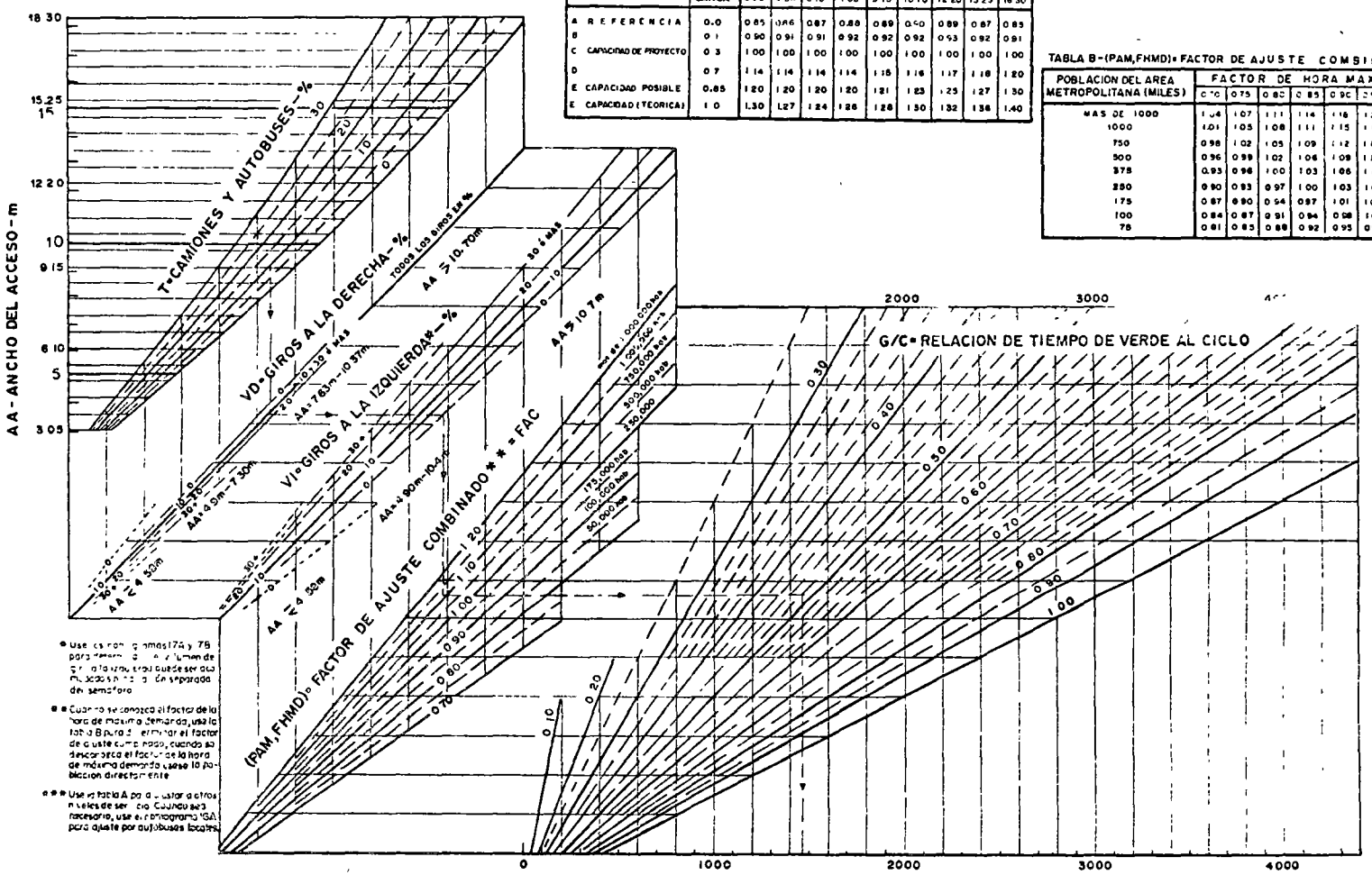
ZPC
ZCFC
RES

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.89	0.87	0.85
B	0.1	0.90	0.91	0.91	0.92	0.92	0.92	0.93	0.92	0.91
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.20
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.25	1.27	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.30	1.27	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.36	1.40

TABLA B - (PAM, FHMD)* FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.04	1.07	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25
1000	1.01	1.05	1.08	1.11	1.15	1.18	1.22
750	0.98	1.02	1.05	1.09	1.12	1.16	1.19
500	0.96	0.99	1.02	1.06	1.09	1.13	1.16
375	0.93	0.96	1.00	1.03	1.06	1.10	1.13
250	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10
175	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.04	1.07
100	0.84	0.87	0.91	0.94	0.98	1.01	1.05
75	0.81	0.85	0.88	0.92	0.95	0.98	1.02



* Use las nomogramas 1, 2 y 3 para determinar el volumen de giros a la izquierda, el cual puede ser calculado si no es dirigido separado del semáforo

** Cuando se conozca el factor de la hora de máxima demanda, use la tabla B para eliminar el factor de ajuste combinado, cuando se desconozca el factor de la hora de máxima demanda, úsese la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 1GA para ajuste por autobuses locales.

CALLES DE DOBLE SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - ZCFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

Traducción y Adaptación
Ing. Román Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Quintero G.

NOMOGRAMA 4

5

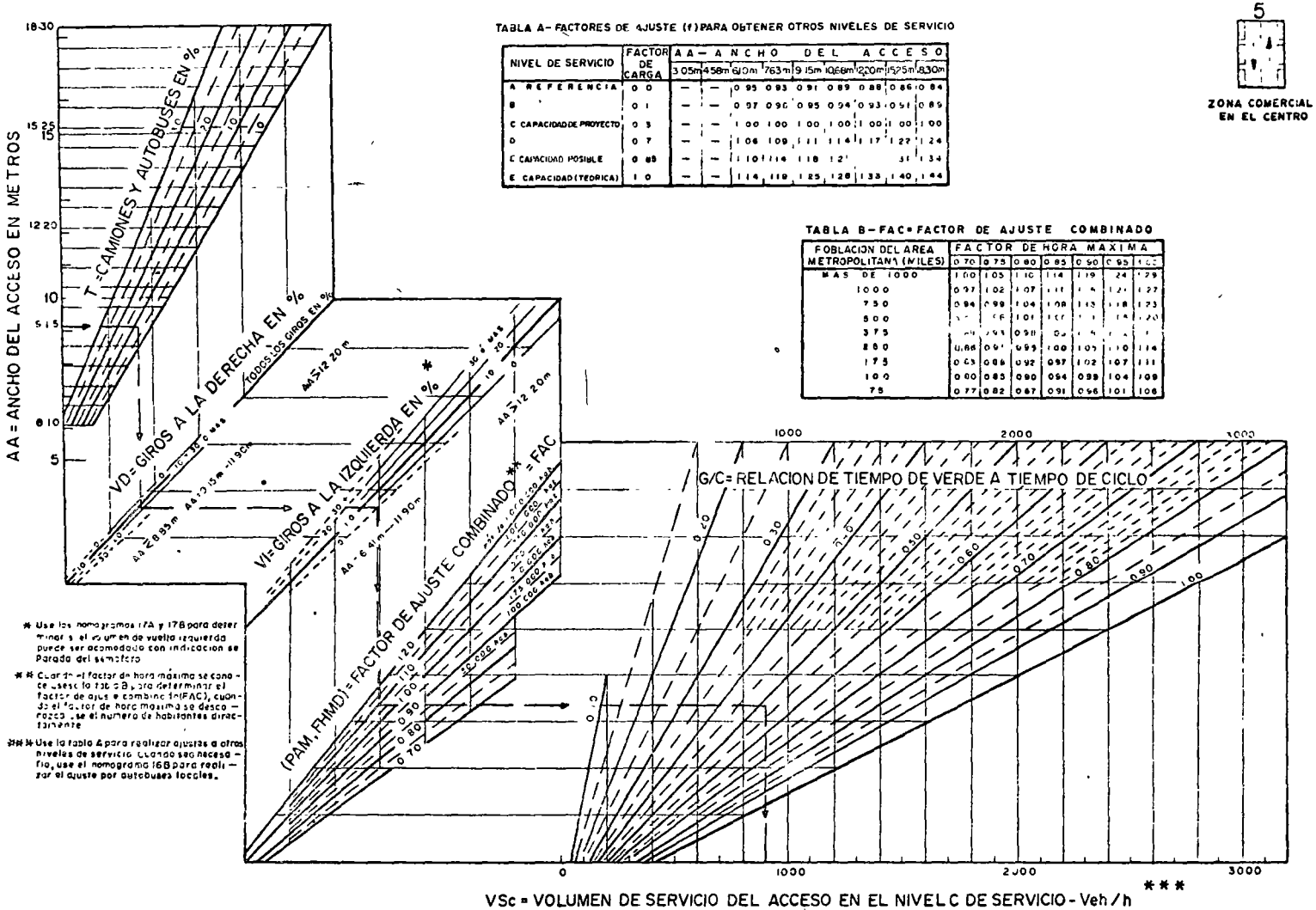
ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

TABLA A- FACTORES DE AJUSTE (f) PARA OBTENER OTROS NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA — ANCHO DEL ACCESO								
		3.05m	4.58m	6.10m	7.63m	9.15m	10.68m	12.20m	15.25m	18.30m
A REFERENCIA	0.0	—	—	0.95	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.84
B	0.1	—	—	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	—	—	1.06	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.88	—	—	1.10	1.14	1.18	1.21		31	1.34
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	—	—	1.14	1.19	1.25	1.28	1.33	1.40	1.44

TABLA B- FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	24	1.29
1000	0.97	1.02	1.07	1.11	1.16	1.21	1.27
750	0.94	0.99	1.04	1.08	1.13	1.18	1.23
500	[illegible]	[illegible]	1.01	1.05	[illegible]	[illegible]	1.20
375	[illegible]	[illegible]	0.98	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
250	0.86	0.91	0.95	1.00	1.05	1.10	1.14
175	0.83	0.88	0.92	0.97	1.02	1.07	1.11
100	0.80	0.85	0.90	0.94	0.99	1.04	1.09
75	0.77	0.82	0.87	0.91	0.96	1.01	1.06



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen de vuelta izquierda puede ser acomodado con indicación de Parada del semáforo

** Cuando el factor de hora máxima se conoce, use la tabla B para determinar el factor de ajuste combinado (FAC), cuando el factor de hora máxima se desconozca, use el número de habitantes directamente

*** Use la tabla A para realizar ajustes a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16B para realizar el ajuste por autobuses locales.

Traducción y Adaptación
Ing Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing Fco Isidoro Batres G

CALLE DE DOBLE SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO - ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

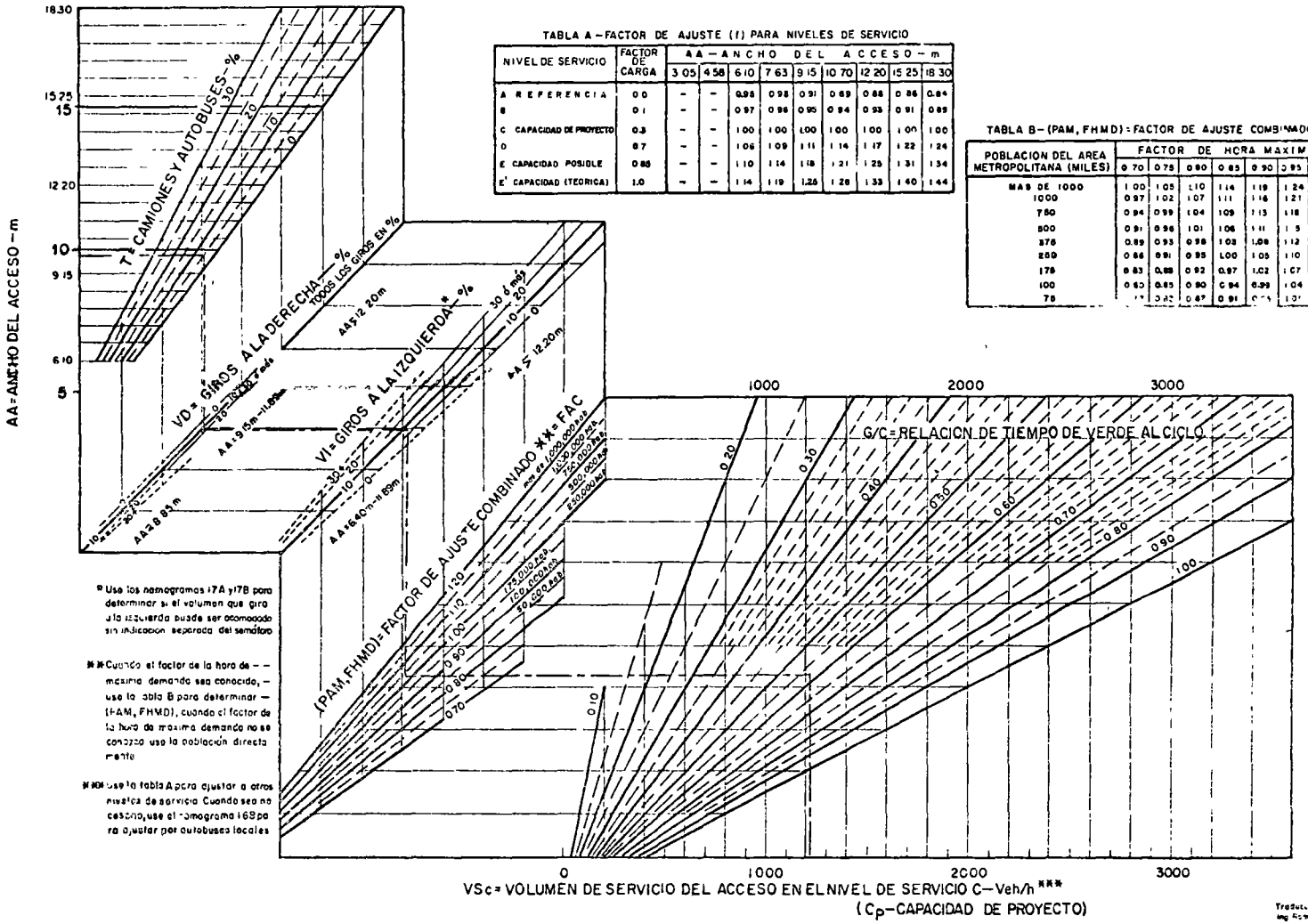
NOMOGRAMA 5

TABLA A – FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA – ANCHO DEL ACCESO – m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	–	–	0.98	0.98	0.91	0.89	0.88	0.86	0.84
B	0.1	–	–	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	1.06	1.09	1.11	1.14	1.17	1.22	1.24
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	–	–	1.14	1.19	1.25	1.28	1.33	1.40	1.44

TABLA B – (PAM, FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	1.24	1.29
1000	0.97	1.02	1.07	1.11	1.16	1.21	1.27
750	0.94	0.99	1.04	1.09	1.13	1.18	1.23
500	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.15	1.20
375	0.89	0.93	0.98	1.03	1.08	1.12	1.17
250	0.86	0.91	0.95	1.00	1.05	1.10	1.14
175	0.83	0.88	0.92	0.97	1.02	1.07	1.11
100	0.80	0.85	0.90	0.94	0.99	1.04	1.08
75	[illegible]	0.82	0.87	0.91	[illegible]	1.01	1.06



* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen que gira a la izquierda puede ser acomodado sin indicación separada del semáforo

** Cuando el factor de la hora de máxima demanda sea conocido, use la tabla B para determinar (PAM, FHMD), cuando el factor de la hora de máxima demanda no se conozca use la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16B para ajustar por autobuses locales

Traducción y Adaptación
Ing. Rafael Vázquez Barker
Revisó
Ing. Fco. Isidro Bachas G.

CALLES DE DOBLE SENTIDO – CON ESTACIONAMIENTO – Z CFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

NOMOGRAMA 6

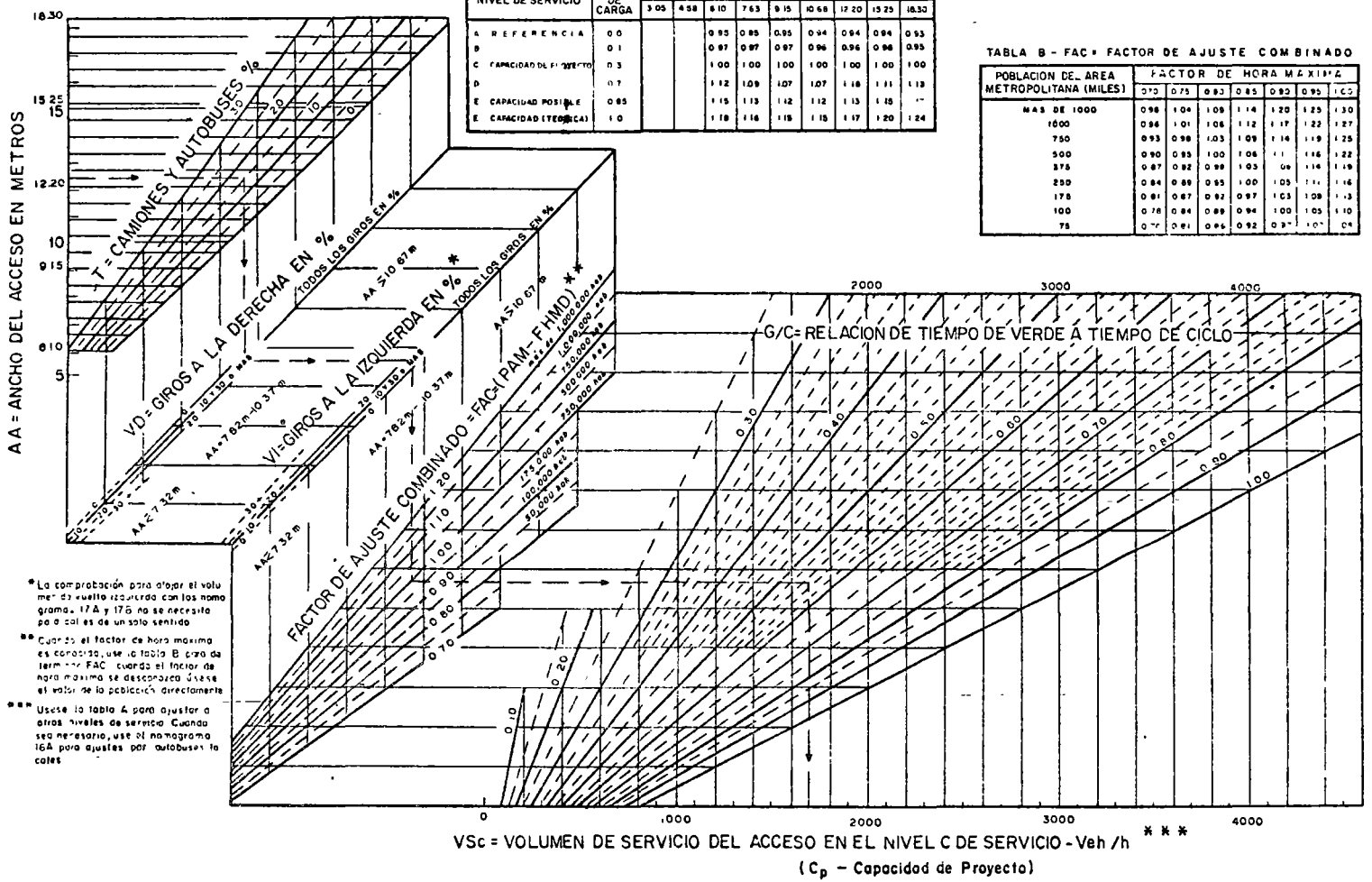
CENTRO COMERCIAL

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) POR NIVEL DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0			0.95	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93
B	0.1			0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7			1.12	1.09	1.07	1.07	1.06	1.11	1.13
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85			1.15	1.13	1.12	1.12	1.13	1.15	[illegible]
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0			1.18	1.16	1.15	1.15	1.17	1.20	1.24

TABLA B - FAC* FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	0.98	1.04	1.09	1.14	1.20	1.25	1.30
1000	0.96	1.01	1.06	1.12	1.17	1.22	1.27
750	0.93	0.98	1.03	1.09	1.14	1.19	1.25
500	0.90	0.95	1.00	1.06	1.11	1.16	1.22
375	0.87	0.92	0.98	1.03	1.08	1.14	1.19
250	0.84	0.89	0.95	1.00	1.05	1.11	1.16
175	0.81	0.87	0.92	0.97	1.03	1.08	1.13
100	0.78	0.84	0.89	0.94	1.00	1.05	1.10
75	0.75	0.81	0.86	0.92	0.97	1.03	1.08



* La comprobación para elegir el volumen de vuelta izquierda con los nomogramas 17A y 17B no se necesita porque el es de un solo sentido

** Cuando el factor de hora maxima es conocido, use la tabla B para determinar FAC cuando el factor de hora maxima se desconozca úsese el valor de la población directamente

*** Usese la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16A para ajustes por autobuses lo cales

Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Batallas G.

CALLE DE UN SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - CENTRO COMERCIAL

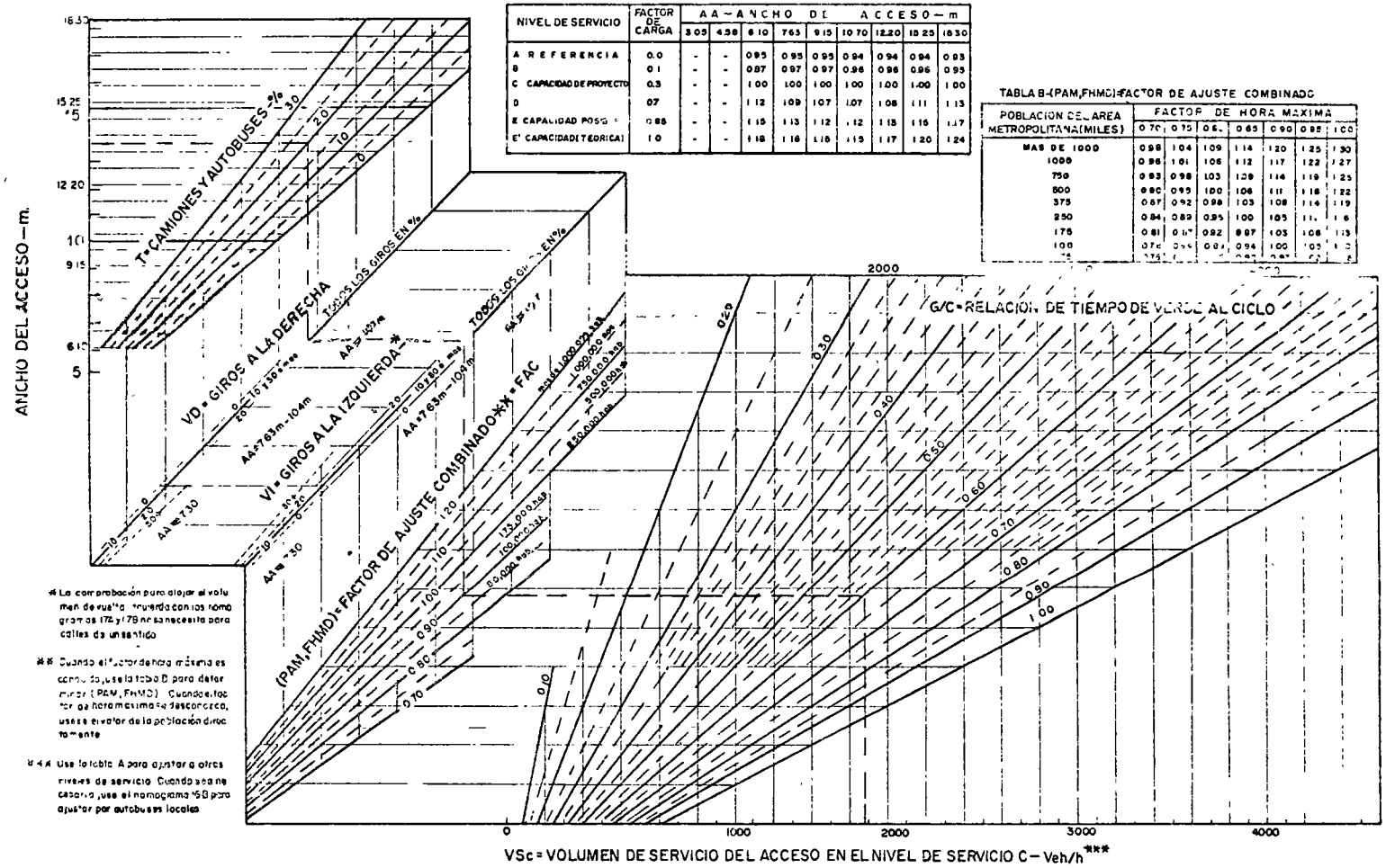
NOMOGRAMA 7

TABLA A – FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA – ANCHO DE ACCESO – m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	-	-	0.95	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93
B	0.1	-	-	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	-	-	1.12	1.09	1.07	1.07	1.06	1.11	1.13
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	-	-	1.15	1.13	1.12	1.12	1.15	1.16	1.17
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	-	-	1.18	1.16	1.16	1.15	1.17	1.20	1.24

TABLA B-(PAM,FHMD)=FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	0.98	1.04	1.09	1.14	1.20	1.25	1.30
1000	0.96	1.01	1.06	1.12	1.17	1.22	1.27
750	0.93	0.98	1.03	1.09	1.14	1.19	1.25
500	0.90	0.95	1.00	1.06	1.11	1.16	1.22
375	0.87	0.92	0.98	1.03	1.08	1.14	1.19
250	0.84	0.89	0.95	1.00	1.05	1.11	1.16
175	0.81	0.87	0.92	0.97	1.03	1.08	1.13
100	0.76	0.84	0.89	0.94	1.00	1.05	1.12
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]



* La comprobación para alojar el volumen de vuelta izquierda con los nomogramas 17A y 17B no se necesita para calles de un sentido

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar (PAM, FHMD). Cuando el factor de hora máxima se desconozca, use el valor de la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 15B para ajustar por autobuses locales

Traducción y Adaptación
Ing Ramón Vázquez Barbar
Revisó
Ing Fco Isidoro [illegible]

CALLES DE UN SENTIDO — SIN ESTACIONAMIENTO — ZONA PERIFERICA AL CENTRO Y ZCFC.

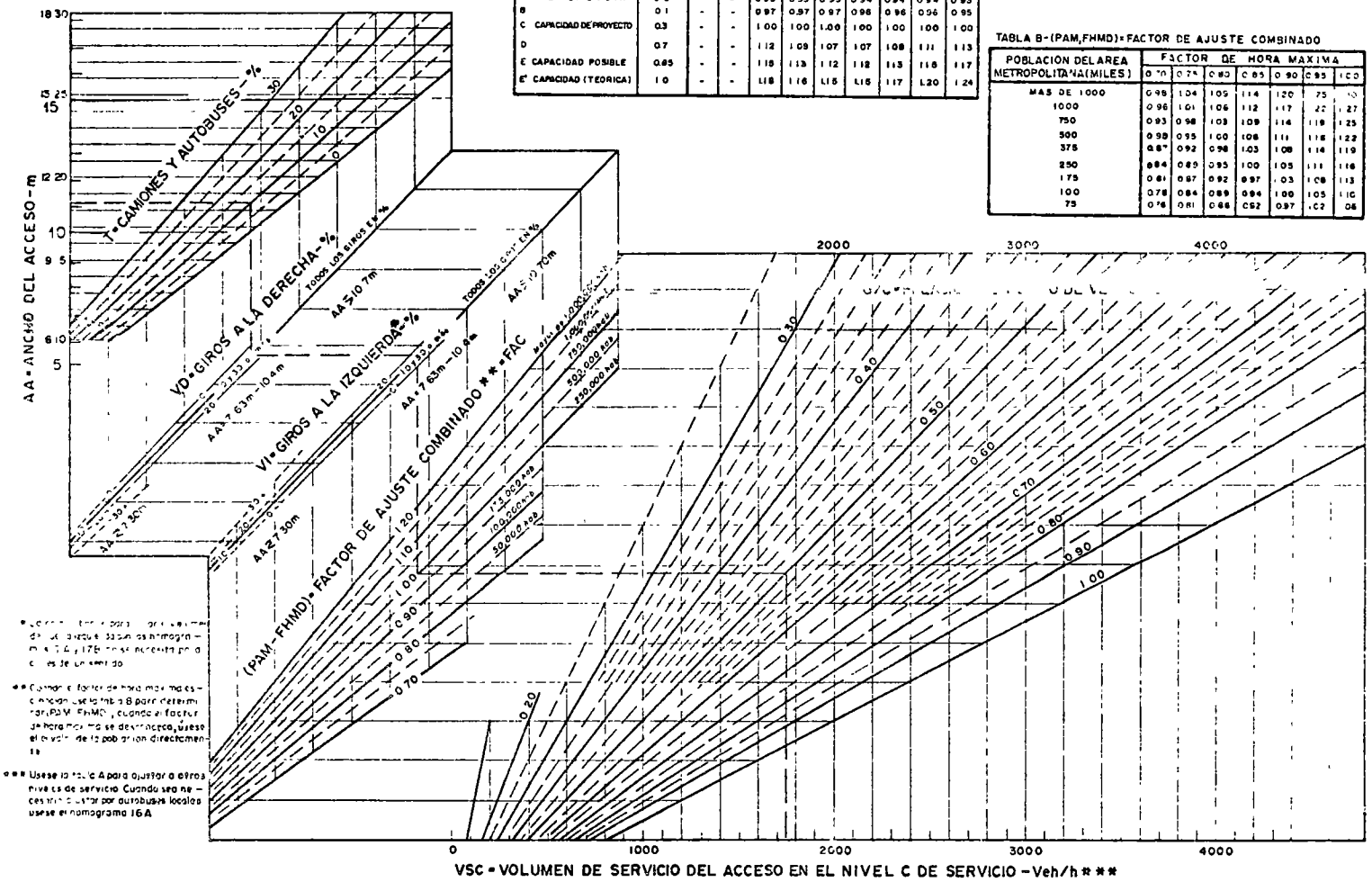
NOMOGRAMA 8

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	-	-	0.95	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93
B	0.1	-	-	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	-	-	1.12	1.09	1.07	1.07	1.08	1.11	1.13
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	-	-	1.15	1.13	1.12	1.12	1.13	1.16	1.17
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	-	-	1.18	1.16	1.15	1.15	1.17	1.20	1.24

TABLA B - (PAM, FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	0.98	1.04	1.09	1.14	1.20	1.25	1.30
1000	0.96	1.01	1.06	1.12	1.17	1.22	1.27
750	0.93	0.98	1.03	1.09	1.14	1.19	1.25
500	0.90	0.95	1.00	1.06	1.11	1.16	1.22
375	0.87	0.92	0.98	1.03	1.08	1.14	1.19
250	0.84	0.89	0.95	1.00	1.05	1.11	1.16
175	0.81	0.87	0.92	0.97	1.03	1.08	1.13
100	0.78	0.84	0.89	0.94	1.00	1.05	1.10
75	0.76	0.81	0.86	0.92	0.97	1.02	1.08



* [illegible] para [illegible] del [illegible] se [illegible] en el nomograma [illegible] 17B [illegible] se representa por [illegible] de un semicírculo

** Cuando el factor de hora máxima es [illegible] usese la tabla B para determinar (PAM, FHMD), cuando el factor de hora máxima se desconozca, úsese el tamaño de la población directamente

*** Usese la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario ajustar por autobuses locales úsese el nomograma 16A

Traducción y Adaptación
Ing. Román Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Bolaños G.

CALLE DE UN SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - ZONA RESIDENCIAL

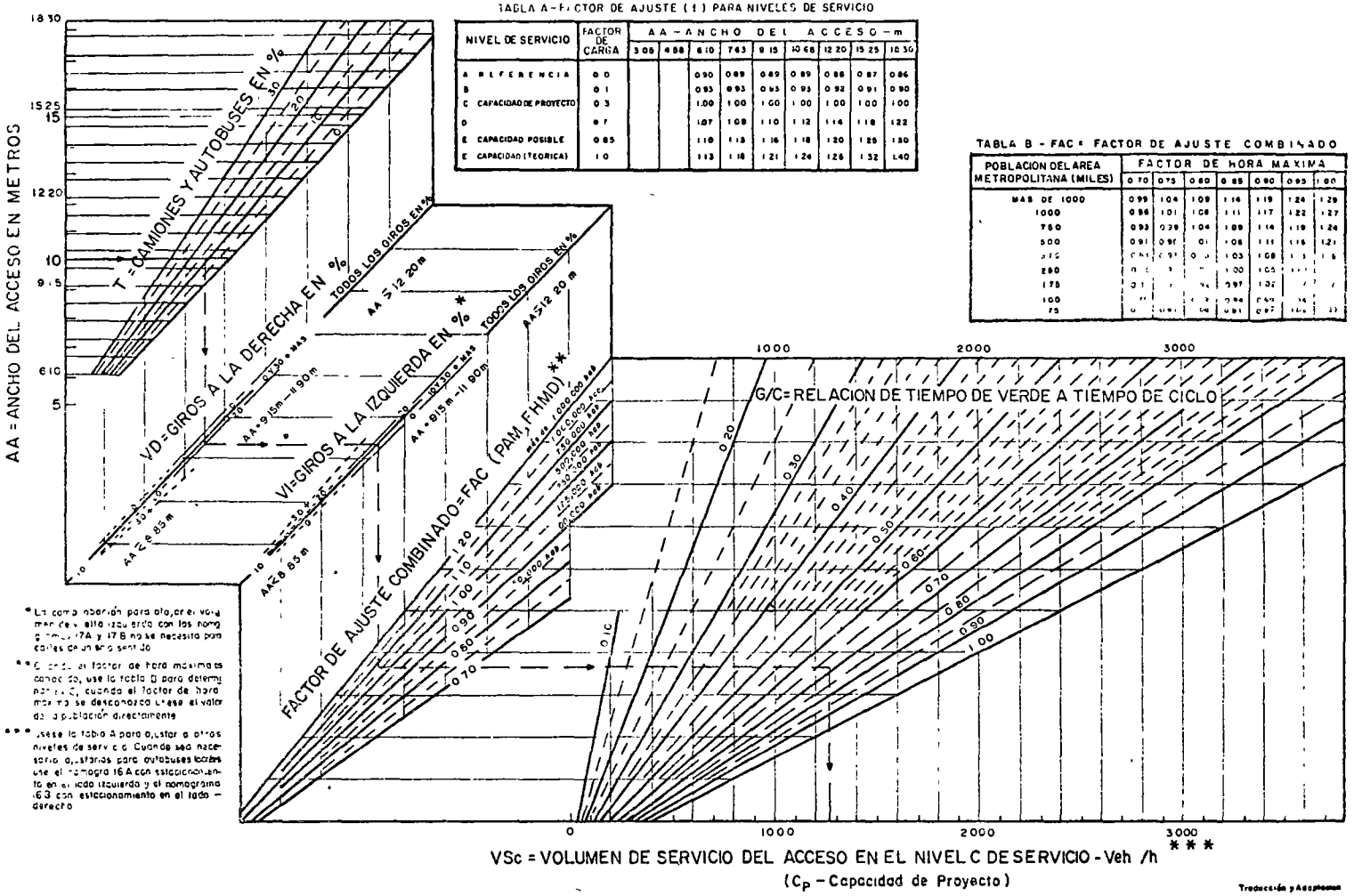
NOMOGRAMA 9

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.88	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0			0.90	0.89	0.89	0.89	0.88	0.87	0.86
B	0.1			0.93	0.93	0.95	0.93	0.92	0.91	0.90
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7			1.07	1.08	1.10	1.12	1.14	1.18	1.22
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85			1.10	1.13	1.16	1.18	1.20	1.25	1.30
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0			1.13	1.18	1.21	1.24	1.26	1.32	1.40

TABLA B - FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24	1.29
1000	0.96	1.01	1.06	1.11	1.17	1.22	1.27
750	0.93	0.98	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24
500	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.16	1.21
375	[illegible]	0.91	[illegible]	1.03	1.08	[illegible]	[illegible]
250	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	1.05	[illegible]	[illegible]
175	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.97	1.02	[illegible]	[illegible]
100	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.94	0.99	[illegible]	[illegible]
75	[illegible]	[illegible]	0.86	0.91	0.97	[illegible]	[illegible]



* La combinación para obtener el volumen de vueltas izquierda con los nomogramas 17A y 17B no se necesita para calles de un sentido

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar FAC, cuando el factor de hora máxima se desconozca utilice el valor de la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario ajustarlos para autobuses locales use el nomograma 16A con estacionamiento en el lado izquierdo y el nomograma 16B con estacionamiento en el lado derecho

Traducción y Adaptación
Ing. Román Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Batalla G.

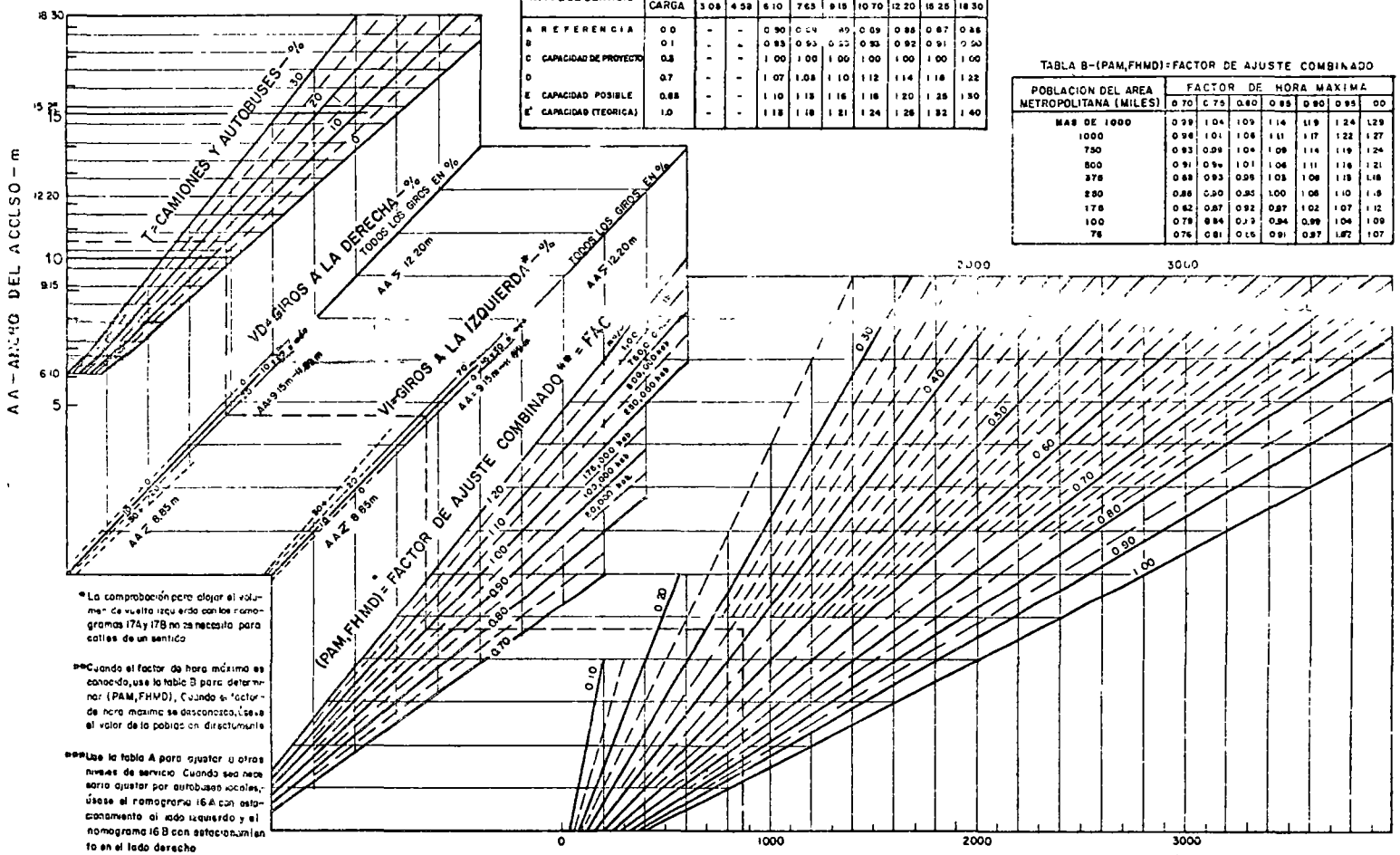
CALLE DE UN SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO A UN LADO
CENTRO COMERCIAL Y ZONA PERIFERICA AL CENTRO
NOMOGRAMA 10

TABLA A-FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA-ANCHO DEL ACCESO-m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	-	-	0.90	0.94	0.9	0.09	0.88	0.87	0.86
B	0.1	-	-	0.93	0.93	0.93	0.93	0.92	0.91	0.90
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	-	-	1.07	1.08	1.10	1.12	1.14	1.18	1.22
E CAPACIDAD POSIBLE	0.88	-	-	1.10	1.13	1.16	1.18	1.20	1.25	1.30
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	-	-	1.18	1.18	1.21	1.24	1.26	1.32	1.40

TABLA B-(PAM,FHMD)=FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24	1.29
1000	0.96	1.01	1.06	1.11	1.17	1.22	1.27
750	0.93	0.98	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24
500	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.16	1.21
375	0.88	0.93	0.98	1.03	1.08	1.13	1.18
250	0.86	0.90	0.95	1.00	1.06	1.10	1.15
175	0.82	0.87	0.92	0.97	1.02	1.07	1.12
100	0.78	0.84	0.89	0.94	0.99	1.04	1.09
75	0.76	0.81	0.86	0.91	0.97	1.02	1.07



*La comprobación para elegir el volumen de vuelta izquierda con los nomogramas 17A y 17B no se necesita para calles de un sentido

**Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar (PAM,FHMD). Cuando el factor de hora máxima se desconozca, úsese el valor de la población directamente

***Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario ajustar por autobuses locales, úsese el nomograma 16A con estacionamiento al lado izquierdo y el nomograma 16B con estacionamiento en el lado derecho

VS_C* VOLUMEN DE SERVICIO DEL ACCESO EN EL NIVEL C DE SERVICIO—Veh./h.***

(C_p—Capacidad de Proyecto)

Traducción y Adaptación
Ing Ramón Vázquez Barbot
Revisó
Ing Fco. Isidoro Batalla G

CALLES DE UN SENTIDO—ESTACIONAMIENTO EN UN LADO
ZCFC y ZONA RESIDENCIAL

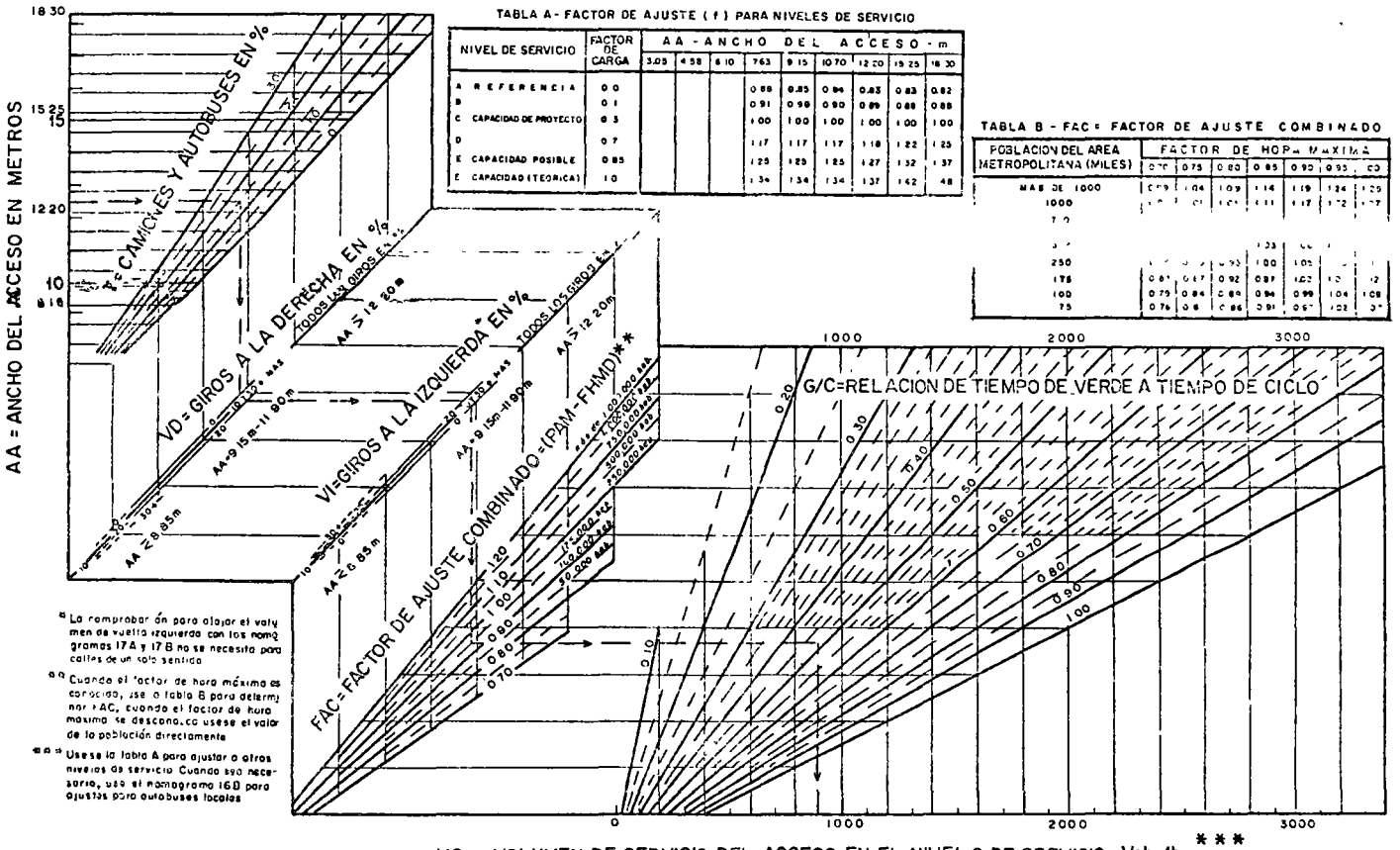
NOMOGRAMA 11

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0				0.88	0.85	0.84	0.83	0.83	0.82
B	0.1				0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.88
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7				1.17	1.17	1.17	1.18	1.22	1.25
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85				1.25	1.25	1.25	1.27	1.32	1.37
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0				1.34	1.34	1.34	1.37	1.42	1.48

TABLA B - FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.0
MAS DE 1000	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24	1.29
1000	[illegible]	[illegible]	1.01	1.11	1.17	1.22	1.27
750				1.03	[illegible]		
250	[illegible]	[illegible]	0.93	1.00	1.05	[illegible]	[illegible]
175	0.87	0.87	0.92	0.97	1.02	1.0[illegible]	1.2[illegible]
100	0.79	0.84	0.89	0.94	0.99	1.04	1.08
75	0.76	0.8[illegible]	0.86	0.91	0.97	1.02	1.0[illegible]



* La comprobación para alojar el volumen de vuelta izquierda con los nomogramas 17A y 17B no se necesita para calles de un solo sentido

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use a tabla B para determinar FAC, cuando el factor de hora máxima se desconozca, usese el valor de la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16D para ajustes para autobuses locales

Traducción y Adaptación
Ing Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing Fco Isidoro Batalla G.

CALLE DE UN SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO A AMBOS LADOS

CENTRO COMERCIAL Y ZONA PERIFERICA AL CENTRO

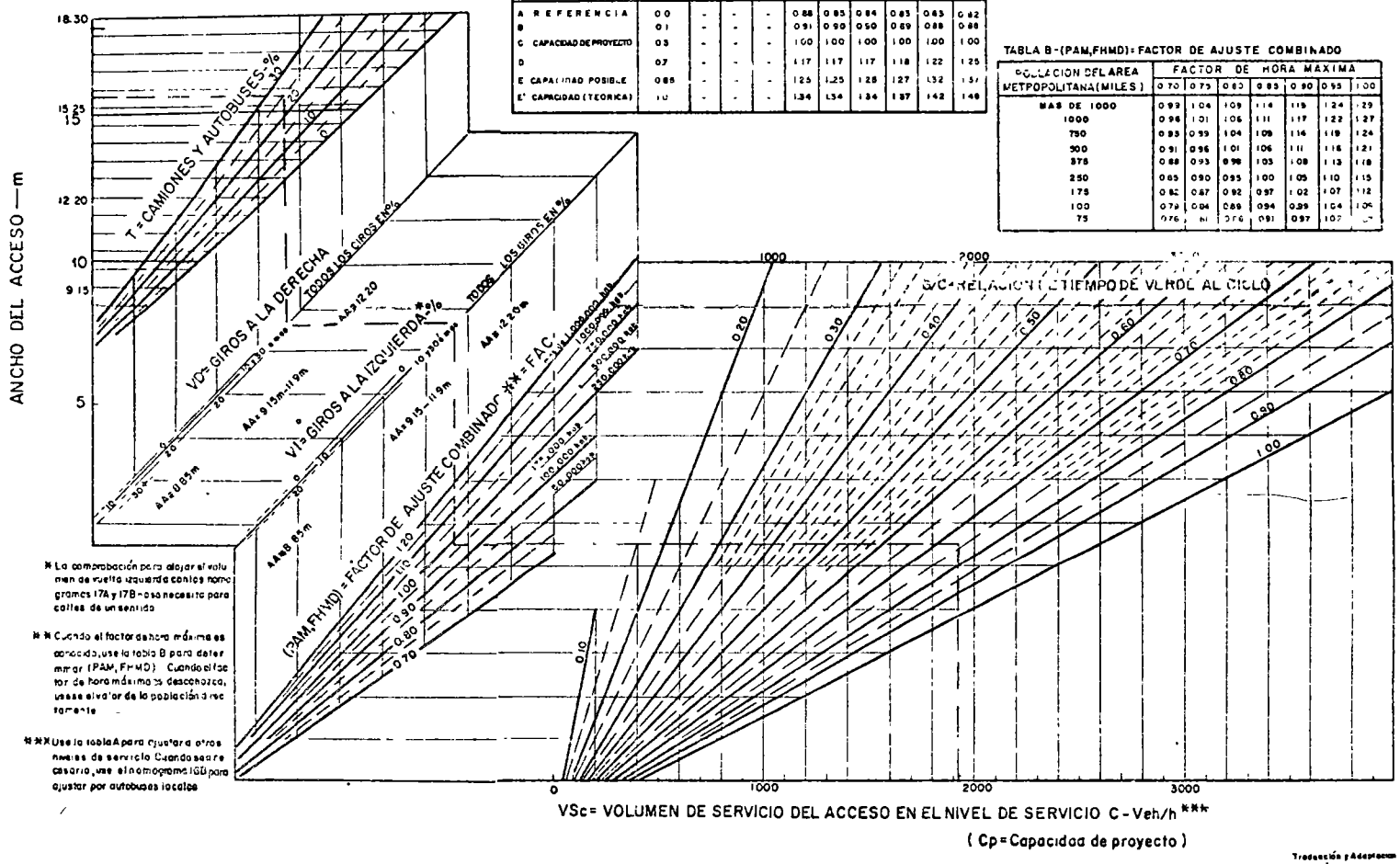
NOMOGRAMA 12

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	6.30
A REFERENCIA	0.0	-	-	-	0.88	0.85	0.84	0.83	0.83	0.82
B	0.1	-	-	-	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.88
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	-	-	-	1.17	1.17	1.17	1.18	1.22	1.25
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	-	-	-	1.25	1.25	1.28	1.27	1.32	1.37
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	-	-	-	1.34	1.34	1.34	1.37	1.42	1.48

TABLA B - (PAM,FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	0.93	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24	1.29
1000	0.96	1.01	1.06	1.11	1.17	1.22	1.27
750	0.93	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24
500	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.16	1.21
375	0.88	0.93	0.98	1.03	1.08	1.13	1.18
250	0.85	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15
175	0.82	0.87	0.92	0.97	1.02	1.07	1.12
100	0.79	0.84	0.89	0.94	0.99	1.04	1.06
75	0.76	[illegible]	0.86	0.91	0.97	1.07	[illegible]



* La comprobación para alojar el volumen de vuelta izquierda contiene nomogramas 17A y 17B - esa necesita para calles de un sentido

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar (PAM, FHMD). Cuando el factor de hora máxima es desconocido, usese el valor de la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 18B para ajustar por autobuses locales

Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vazquez Barber
Revisa
Ing. Fco. Isidoro Gallegos G.

CALLES DE UN SENTIDO — CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS - Z.C.F.C.

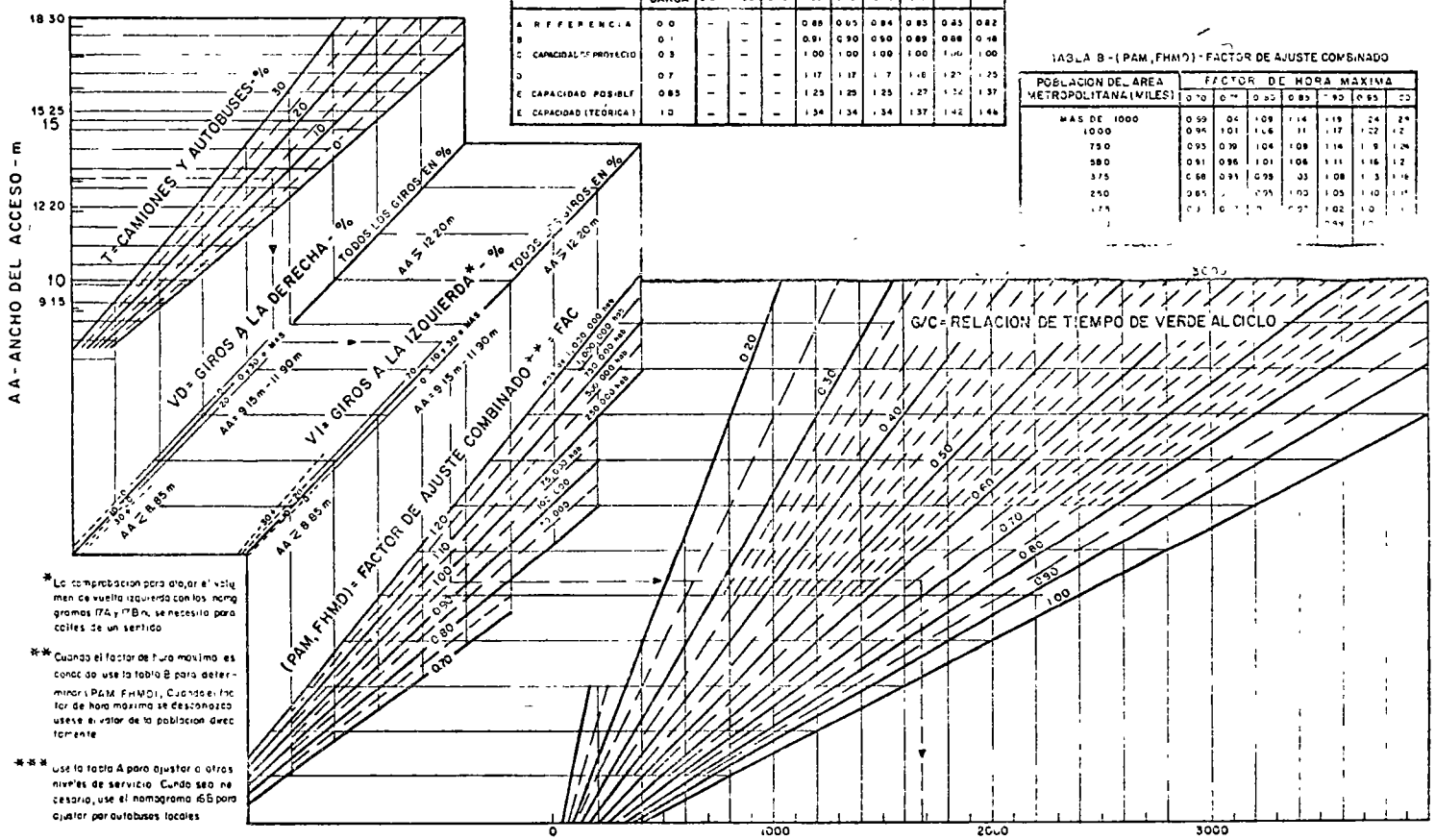
NOMOGRAMA 13

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVELES DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA - ANCHO DEL ACCESO - m								
		3.05	4.58	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	–	–	–	0.88	0.95	0.94	0.93	0.85	0.82
B	0.1	–	–	–	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.18
C CAPACIDAD DE PROYECTO	0.3	–	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
D	0.7	–	–	–	1.17	1.17	1.17	1.16	1.25	1.25
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	–	–	–	1.25	1.25	1.25	1.27	1.32	1.37
E CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	–	–	–	1.34	1.34	1.34	1.37	1.42	1.46

TABLA B - (PAM, FHMD) - FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES)	FACTOR DE HORA MAXIMA						
	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
MAS DE 1000	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24	1.29
1000	0.98	1.01	1.06	1.11	1.17	1.22	1.2
750	0.95	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24
500	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.16	1.2
375	0.88	0.93	0.98	1.03	1.08	1.13	1.18
250	0.85	[illegible]	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15
175	0.3	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.02	1.0	[illegible]
[illegible]					1.00	1.0	



VS_c = VOLUMEN DE SERVICIO DEL ACCESO EN NIVEL C DE SERVICIO - Veh/h ***

(Cp = Capacidad de proyecto)

* La comprobación para calcular el volumen de vuelta izquierda con los nomogramas 17A y 17B, se necesita para calles de un sentido

** Cuando el factor de hora máxima es conocido use la tabla B para determinar (PAM, FHMD). Cuando el factor de hora máxima se desconozca úsese el valor de la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16B para ajustar por autobuses locales

Traducción y Adaptación
Ing. Román Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Gaona G.

CALLES DE UN SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS - ZONA RESIDENCIAL

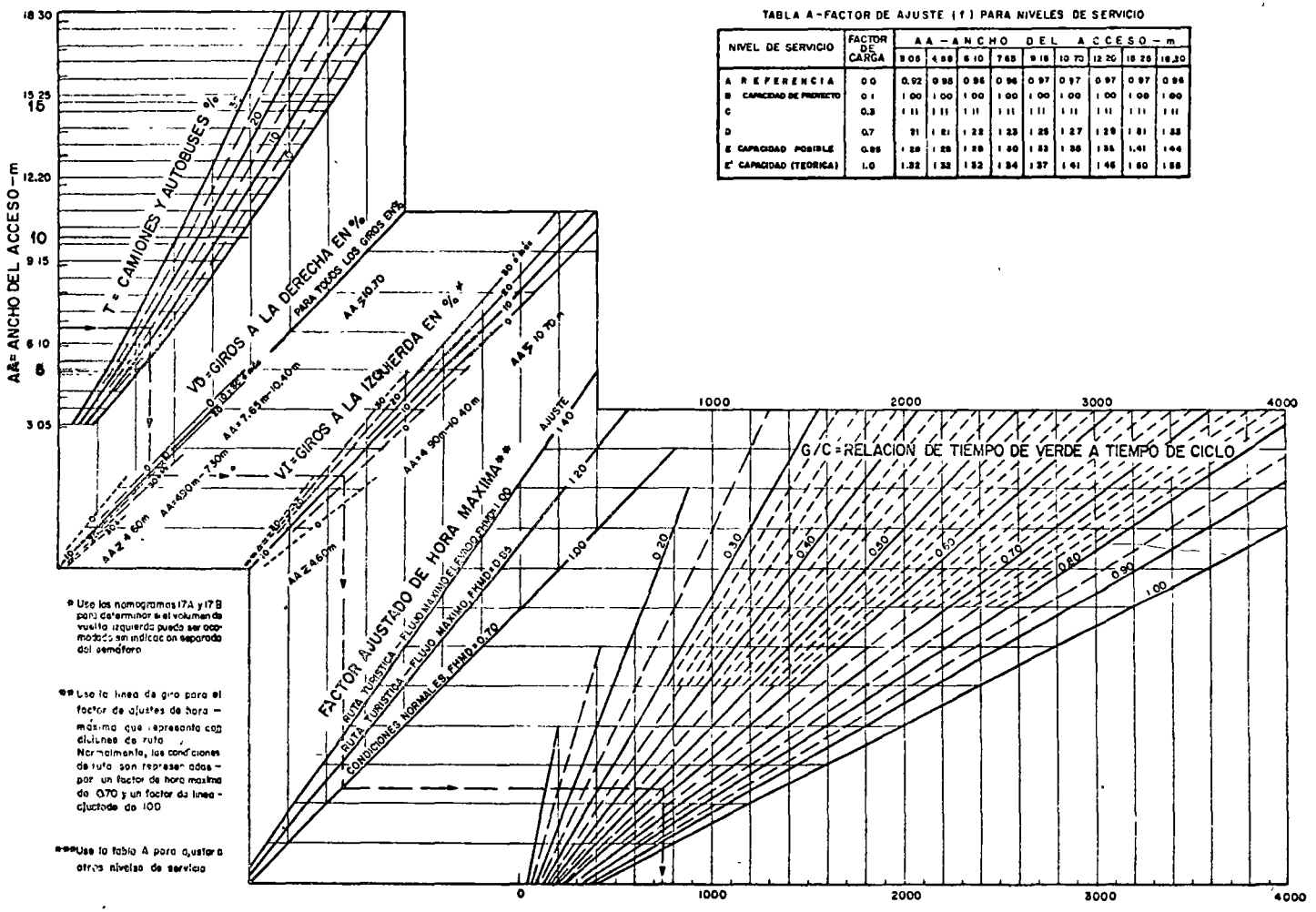
NOMOGRAMA 14

15

RURAL

TABLA A-FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE CARGA	AA-ANCHO DEL ACCESO-m								
		3.05	4.88	6.10	7.63	9.15	10.70	12.20	15.25	18.30
A REFERENCIA	0.0	0.92	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98
B CAPACIDAD DE PROYECTO	0.1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	0.3	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
D	0.7	1.21	1.21	1.22	1.23	1.25	1.27	1.29	1.31	1.33
E CAPACIDAD POSIBLE	0.85	1.28	1.28	1.28	1.30	1.33	1.36	1.38	1.41	1.44
E' CAPACIDAD (TEORICA)	1.0	1.32	1.32	1.32	1.34	1.37	1.41	1.46	1.50	1.55



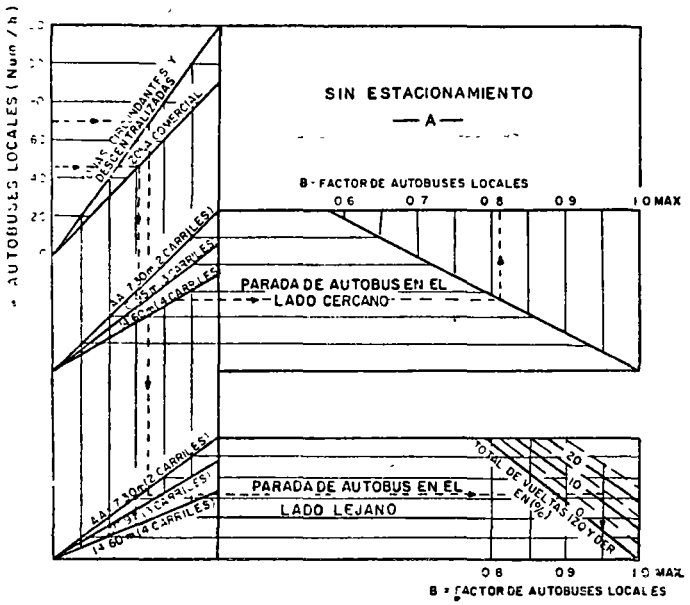
* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen de vuelta izquierda puede ser acomodado sin indicación separada del semáforo

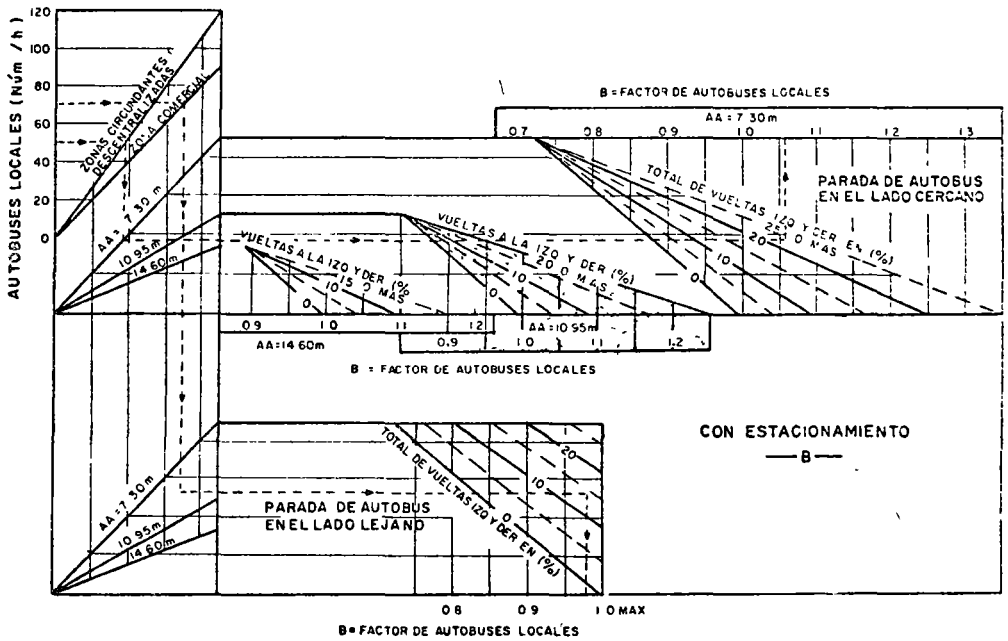
** Use la línea de giro para el factor de ajustes de hora máxima que representa condiciones de ruta. Normalmente, las condiciones de ruta son representadas por un factor de hora máxima de 0.70 y un factor de línea ajustado de 1.00

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio

Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Batiñas G.

CARRETERA DE DOS CARRILES — SIN VEHICULOS ESTACIONADOS
NOMOGRAMA No. 15



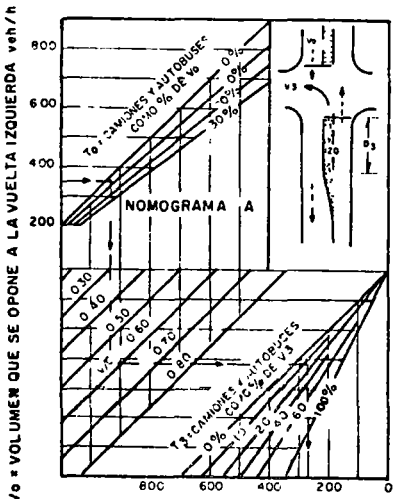


Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Beltrán G.

FACTOR DE AUTOBUSES LOCALES

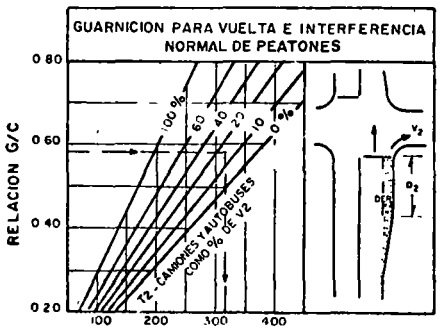
PARA USARSE CONJUNTAMENTE CON LOS NOMOGRAMAS 3 — 14

NOMOGRAMA 16

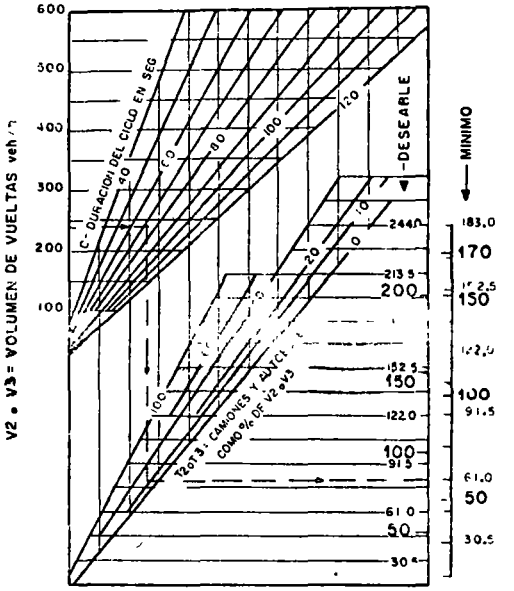


Cp 3 = CAPACIDAD DE PROYECTO PARA VUELTAS IZQUIERDAS POR CARRIL - veh/h

NOMOGRAMA C

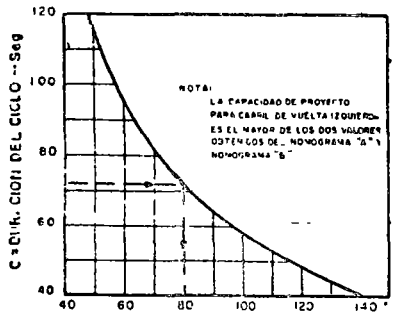


Cp 2 = CAPACIDAD DE PROYECTO PARA VUELTA DERECHA POR CARRIL veh/h



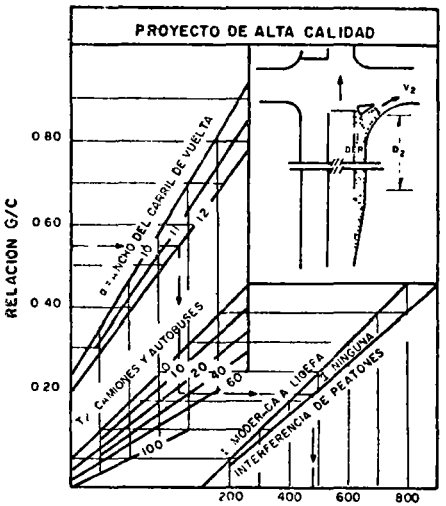
LONGITUD DE VUELTAS DERECHAS O IZQUIERDAS POR CARRIL

NOMOGRAMA E



Cp 3 = CAPACIDAD MINIMA DE PROYECTO PARA VUELTAS IZQUIERDAS POR CARRIL - veh/h

NOMOGRAMA B



Cp2 = CAPACIDAD DE PROYECTO PARA VUELTAS DERECHAS POR CARRIL veh/h

NOMOGRAMA D

TABLA "A"
FACTORES DE AJUSTE PARA NIVEL DE SERVICIO, CARRILES SEPARADOS PARA VUELTA

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE AJUSTE
A	0.80
B	0.90
C	1.00
D	1.20
E y E'	1.30

NOTA

1.- Los nomogramas A y B son aplicables para vías de 2 carriles unicamente, tanto en zonas urbanas como en zonas rurales

2.- Los nomogramas C y D se aplican para vueltas derechas en calles de 2 sentidos y para vueltas derechas e izq en calles de un sentido

3.- La curva II o el nomograma D generalmente no se aplica a zonas comerciales

4.- La capacidad de proyecto es igual al volúmen de servicio C. Use la tabla "A" para ajustar a otros niveles de servicio

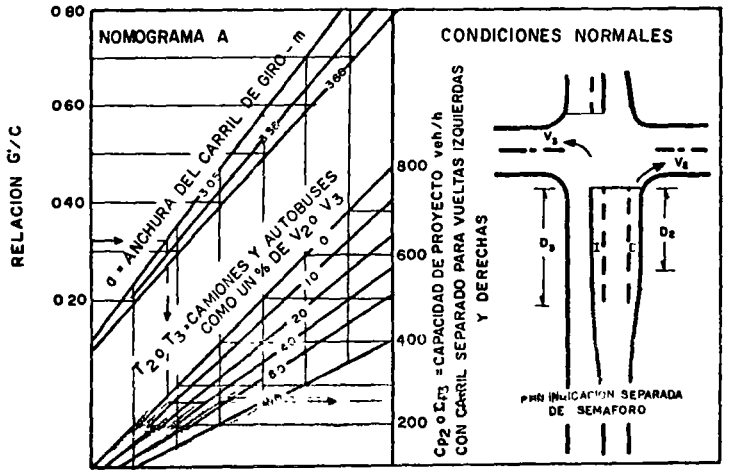
Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Batalla G.

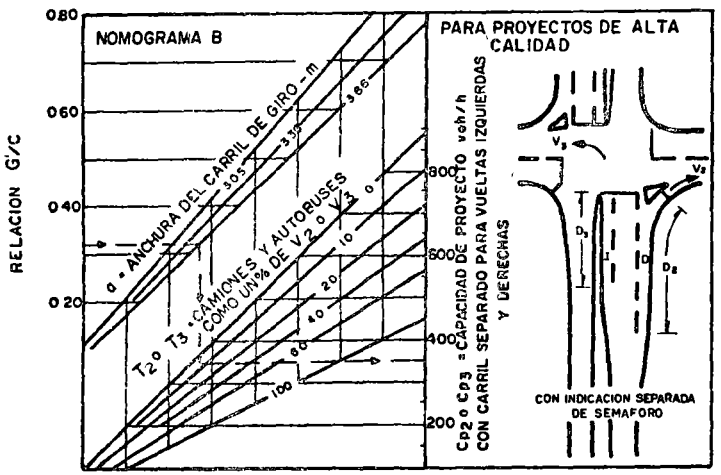
CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS DE IZQUIERDA O DERECHA

NO EXISTE INDICACION DE SEMAFORO PARA VUELTAS

NOMOGRAMA 17

CARRILES PARA VUELTAS IZQ o DER





NOTA

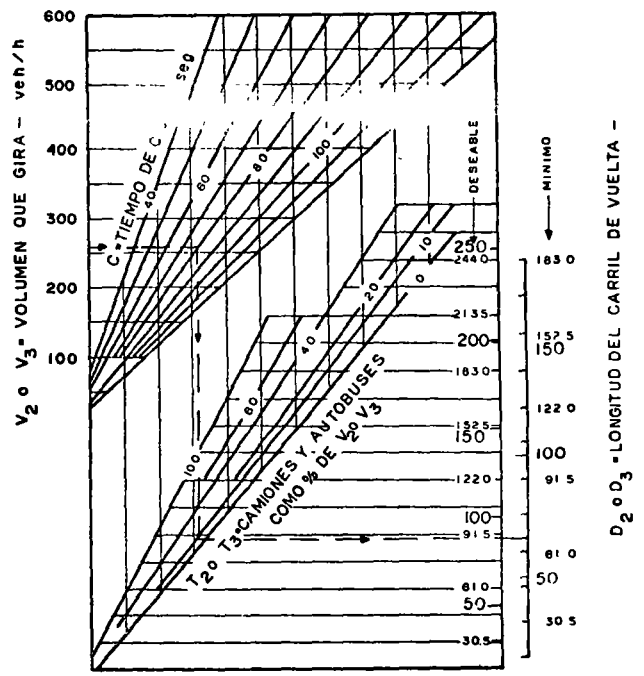
a.- Los nomogramas A y B se aplican para calles de uno o dos sentidos

b.- El nomograma B generalmente no se aplica a zonas centrales comerciales

c.- La capacidad de proyecto es igual al volumen en el nivel de servicio C. La tabla A se usará para ajustes a otros niveles de servicio

TABLA "A"
FACTORES DE AJUSTE PARA NIVELES DE SERVICIO, CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE AJUSTE
A	0.90
B	0.90
C	1.00
D	1.20
E y E'	1.30



LONGITUD DEL CARRIL DE VUELTA DERECHA O IZQUIERDA
NOMOGRAMA C

Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Batalla G.

CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS IZQUIERDAS Y DERECHAS CON INDICACION SEPARADA DE SEMAFORO PARA MOVIMIENTOS DE GIRO

NOMOGRAMA 18

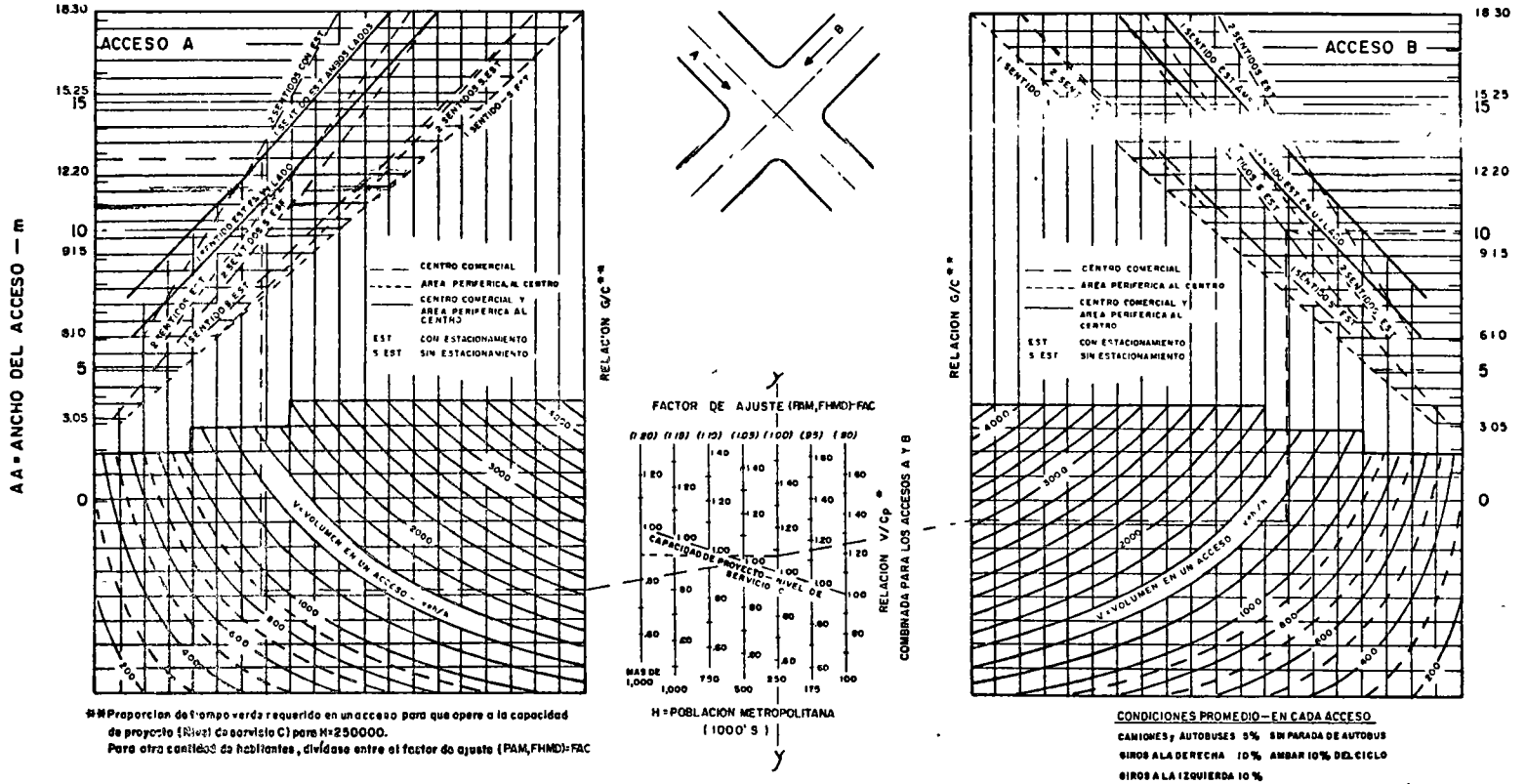
CENTRO COMERCIAL Y ZPC

TABLA A - RELACION DE CAPACIDAD POSIBLE (NIVEL E) A CAPACIDAD DE PROYECTO (NIVEL C)

TIPO DE CALLE	CONDICIONES DE ESTACIONAMIENTO	Factor f_s cuando AA (en m) es.- 3.05	4.88	6.10	7.63	9.15	10.68	12.20	15.25	18.30
DOS SENTIDOS	SIN ESTACIONAMIENTO	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.26	1.27	1.30
	CON ESTACIONAMIENTO	-	-	1.10	1.14	1.18	1.21	1.26	1.31	1.34
UN SENTIDO	SIN ESTACIONAMIENTO	-	-	1.16	1.13	1.12	1.12	1.13	1.15	1.17
	ESTACIONAMIENTO EN UN LADO	-	-	1.10	1.13	1.16	1.16	1.20	1.25	1.30
	ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS	-	-	-	1.26	1.29	1.28	1.27	1.32	1.37

NOTA

Los soluciones en la escala V/Cp que caen bajo la linea del "nivel de Servicio C" (relación 1.00) indican que estan con capacidad de reserva. Aquellas que esten por arriba de la linea indican una deficiencia en la capacidad de proyecto. Puede operarse a la capacidad posible (Nivel E) cuando la relación V/Cp es igual al valor promedio de f para los dos accesos en la tabla A



**Proporcion de tiempo verde requerido en un acceso para que opere a la capacidad de proyecto (Nivel de servicio C) para H=250000.
Para otra cantidad de habitantes, dividase entre el factor de ajuste (PAM, FHMD) = FAC

CONDICIONES PROMEDIO — EN CADA ACCESO

CAMIONES y AUTOBUSES 5% SIN PARADA DE AUTOBUS

GIROS A LA DERECHA 10% AMBAR 10% DEL CICLO

GIROS A LA IZQUIERDA 10%

Traducción y Adaptación
Ing. Ramon Vazquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Batalla G.

CAPACIDAD PARA TODO TIPO DE INTERSECCIONES — CONDICIONES URBANAS PROMEDIO

CENTRO COMERCIAL Y ZONA PERIFERICA AL CENTRO

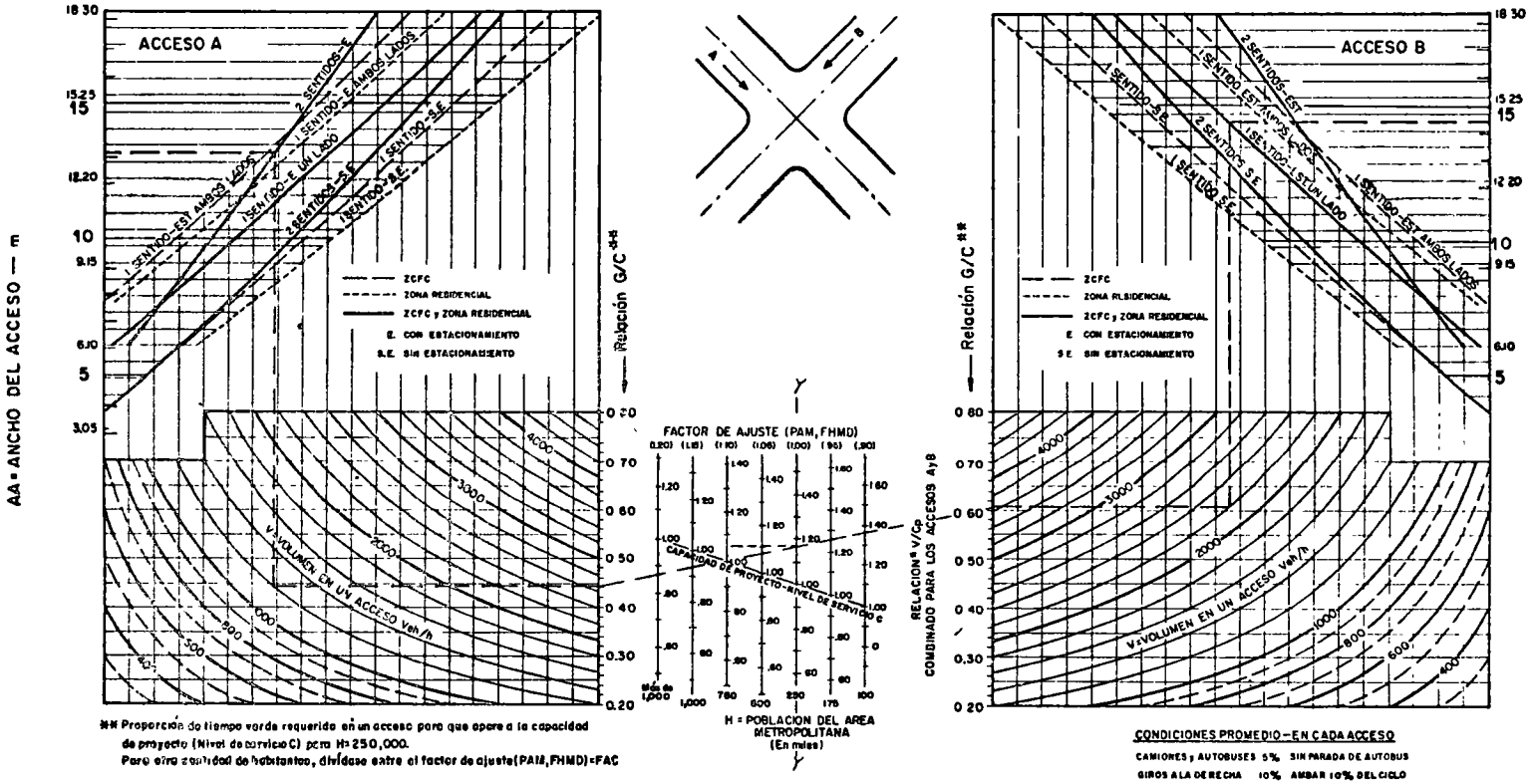
NOMOGRAMA 19

TABLA A – RELACION DE CAPACIDAD POSIBLE (NIVEL E) A CAPACIDAD DE PROYECTO (NIVEL C)

TIPO DE CALLE	CONDICIONES DE ESTACIONAMIENTO	Factor f, cuando AA (en metros)								
		3.05	4.88	6.10	7.65	9.15	10.68	12.20	15.25	18.30
DOS SENTIDOS	SIN ESTACIONAMIENTO	1.20	1.20	1.20	1.20	1.21	1.23	1.26	1.27	1.30
	CON ESTACIONAMIENTO	-	-	1.10	1.14	1.18	1.21	1.25	1.31	1.34
UN SENTIDO	SIN ESTACIONAMIENTO	-	-	1.15	1.13	1.12	1.12	1.13	1.18	1.17
	ESTACIONAMIENTO EN UN LADO	-	-	1.10	1.13	1.18	1.18	1.20	1.29	1.30
	ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS	-	-	-	1.25	1.25	1.25	1.27	1.32	1.37

NOTA

Las soluciones en la escala V/Cp que caen bajo la linea del "nivel de Servicio C" (relación 1.00) indican que estan con capacidad de reserva. Aquellas que estan por arriba de la linea indican una deficiencia en la capacidad de proyecto. Puede operarse a la capacidad posible (Nivel E) cuando la relacion V/Cp es igual al valor prometido de f para los dos accesos en la tabla A.



** Proporción de tiempo verde requerido en un acceso para que opere a la capacidad de proyecto (Nivel de servicio C) para H=250,000.
Para otra cantidad de habitantes, divídase entre el factor de ajuste (PAM, FHMD) = FAC

CONDICIONES PROMEDIO – EN CADA ACCESO

CAMIONES y AUTOBUSES 5% SIN PARADA DE AUTOBUS
GIROS A LA DERECHA 10% AMBAR 10% DEL CICLO
GIROS A LA IZQUIERDA 10%

Traducción y Adaptación
Ing. Ramon Vazquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Bonilla G.

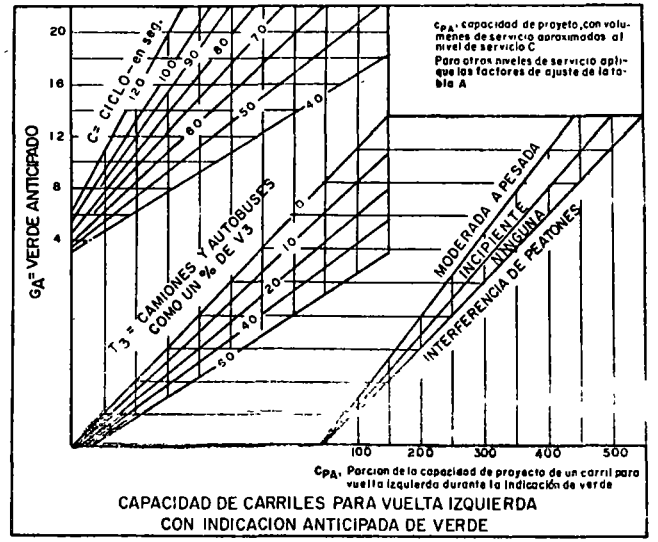
CAPACIDAD PARA TODO TIPO DE INTERSECCIONES – CONDICIONES URBANAS PROMEDIO

ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO Y ZONA RESIDENCIAL

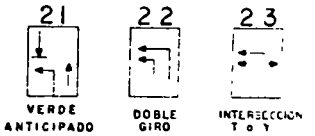
NOMOGRAMA 20

TABLA "A"
FACTORES DE AJUSTE PARA NIVELES DE SERVICIO, CARRIL SEPARADO PARA GIRAR

NIVEL DE SERVICIO	FACTOR DE AJUSTE
A	0 90
B	0 90
C	1 00
D	1 20
E y E'	1 30



NOMOGRAMA 21



PROCEDIMIENTO CORRESPONDIENTE AL NOMOGRAMA Nº 22

a- Determine el valor CP2 ó CP3 del nomograma 18 B (Proyectos de alto nivel), ó nomograma 18 A (Proyectos restringidos) para un carril sencillo usando G/C, a y T2 ó T3

b- Determine CPD, capacidad de proyecto para carriles de doble giro en el nomograma adjunto usando como datos Δ y As

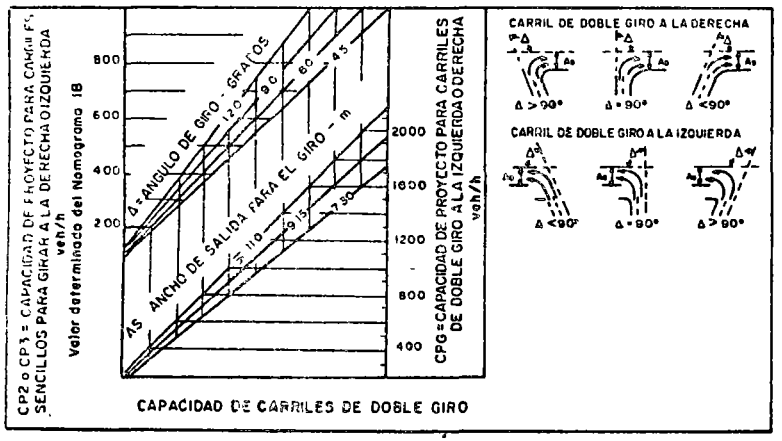
c- CPD, capacidad de proyecto, volumen de servicio aproximado al nivel de servicio C. Para otros niveles de servicio utilice los factores de ajuste proporcionados en la tabla A

PROCEDIMIENTO CORRESPONDIENTE AL NOMOGRAMA Nº 23

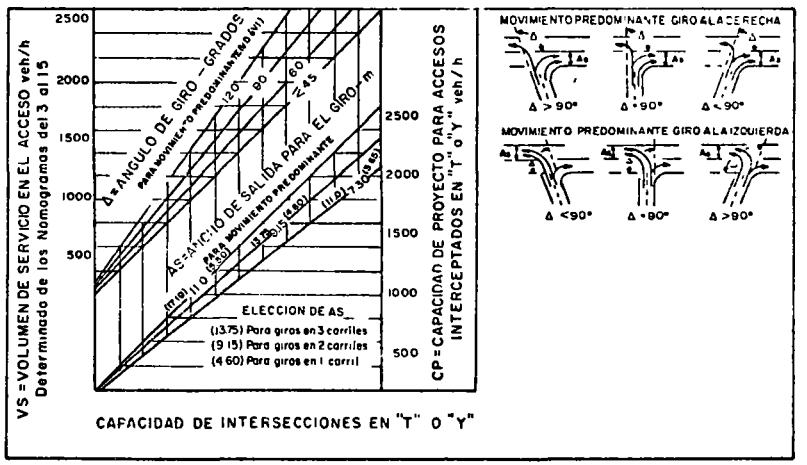
a- Determine el VS en el nomograma 3 al 15 para los accesos de la intersección, usando AA, T, VD (y VI = 0% cuando VI es predominante) o VI (y VD = 0% cuando VD es predominante), tamaño de la [illegible] usando Δ y As

b- CP es el VS en el nivel C para zonas urbanas (nomogramas 3-14, y nivel B para zonas rurales (nomograma 15) Para otros niveles de servicio aplique el Factor de Ajuste apropiado (f) para el Nivel de Servicio obtenido de los nomogramas del 3 al 15

c- Este procedimiento es aplicado a proyectos apropiados de carriles, como los ilustrados. Carriles exclusivos adicionales pueden aumentarse a los antes indicados, usando los nomogramas 17C y 17D, ó 18A y 18B



NOMOGRAMA 22



NOMOGRAMA 23

CONDICIONES ESPECIALES DE GIRO
NOMOGRAMAS 21, 22, 23

Traducción y Adaptación
Ing. Ramón Vázquez Barber
Revisó
Ing. Fco. Isidoro Beltrán G.

ANALISIS DE CAPACIDAD Y PROGRAMACION DE SEMAFOROS

INTERSECCION: _____

DELEGACION _____ COORDENADAS _____

DATOS:

UBICACION _____

LONGITUD DEL CICLO _____

FACTOR DE HORA MAXIMA _____

TASA DE CRECIMIENTO DEL TRANSITO _____

TIPO DE CRECIMIENTO _____

POBLACION _____

FASE A	FASE B	FASE C	FASE D

FASE	ESTACIONAMIENTO	ANCHO DEL ACCESO m / pies	% ↓	% ↱	% ↰	PARADA DE AUTOBUSES	D/HORA	G/C %	VOL. HORARIO MAXIMO EN _____	VOLUMENES DE SERVICIO						PROGRAMACION							
										C		D		E		VERDE		AMBAR		ROJO		TOTAL	
										Nº DE VEH	AÑO	Nº DE VEH	AÑO	Nº DE VEH	AÑO	%	seg	%	seg	%	seg	%	seg

OBSERVACIONES: _____

CALCULO _____ FECHA _____

FORMA U2-13

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

CAPACIDAD

PLANTEO Y SOLUCION DE PROBLEMAS EN INTERSECCIONES CONTROLADAS POR SEMAFOROS

Ing. Cristino Montoya Cerón

Mayo, 1977.

PROBLEMA 1

DATOS:

Una intersección con semáforos en una calle residencial de dos sentidos está localizada en una ciudad de 75,000 habitantes. Se considera 0.85 como un factor de hora de máxima demanda apropiado. Se tienen las siguientes características para el acceso analizado.

Ancho de la calle = 18.30 m

Sin estacionamiento

Camiones = 10%

Vueltas-derecha = 25%

Vueltas-izquierda = 12%

Parada de autobuses en el lado cercano con 5 autobuses/hora

Intervalo de verde = 31 segundos (de un ciclo de 65 segundos)

ENCUENTRE:

Los Volúmenes de Servicio para el Nivel de Servicio C y el Nivel de Servicio E.

PROBLEMA 2

DATOS:

Intersección con semáforo localizada en una área residencial de una ciudad de 25,000 habitantes. Se permite el estacionamiento en la calle, la cual es de dos sentidos. Se tienen los siguientes datos:

FHMD = 0.75

Ancho de la calle = 17.00 m

Camiones = 23%

Vueltas-derecha = 4%

Vueltas-izquierda = 9%

Parada de autobús en el lado cercano con 40 autobuses/hora

Intervalo de verde = 42 segundos (de un ciclo de 70 segundos)

ENCUENTRE:

Los Volúmenes al Nivel de Servicio C y al Nivel de Servicio E.

PROBLEMA 3

DATOS:

Intersección con semáforos en el centro comercial de una ciudad de 90,000 habitantes con un factor de hora de máxima demanda de 0.80. El semáforo de dos fases opera con ciclo de 60 segundos y 3 segundos de intervalos de despeje (tiempos de ámbar). No hay parada de autobús.

Calle	Acceso	V + A	Volumen			Estacionamiento	Ancho total de la rama	T%
			VD	F	VI			
1a.	Norte	21	33	455	NVI	No	11.60 m	12
	Sur	21	43	322	NVI	No	11.60 m	12
Wash.	Oriente	39	17	490	NVI	Si	17.00 m	16
	Poniente	39	89	501	NVI	Si	17.00 m	16

ENCUENTRE:

1) Los Volúmenes de Servicio para los accesos críticos a Niveles de Servicio C y E.

2) Determine el intervalo de verde para la calle 1a. si el volumen de tránsito debe alojarse al Nivel de Servicio C.

PROBLEMA 4

DATOS:

Semáforo de dos fases, 65 segundos de ciclo, con 3 segundos de intervalos de despeje, controlando una intersección localizada en la zona circundante al centro de una ciudad de 250,000 habitantes con un factor de hora de máxima demanda de -- 0.85. La calle secundaria de este crucero requiere 29 segundos de tiempo de -- verde. Los estudios de la calle principal revelan lo siguiente:

Volumen en la hora máxima	= 650 vehículos
Vueltas-derecha	= 15%
Vueltas-izquierda	= 10%
Camiones	= 15%
Autobuses locales	= 30/hora (parada en el lado lejano)
Sin estacionamiento	

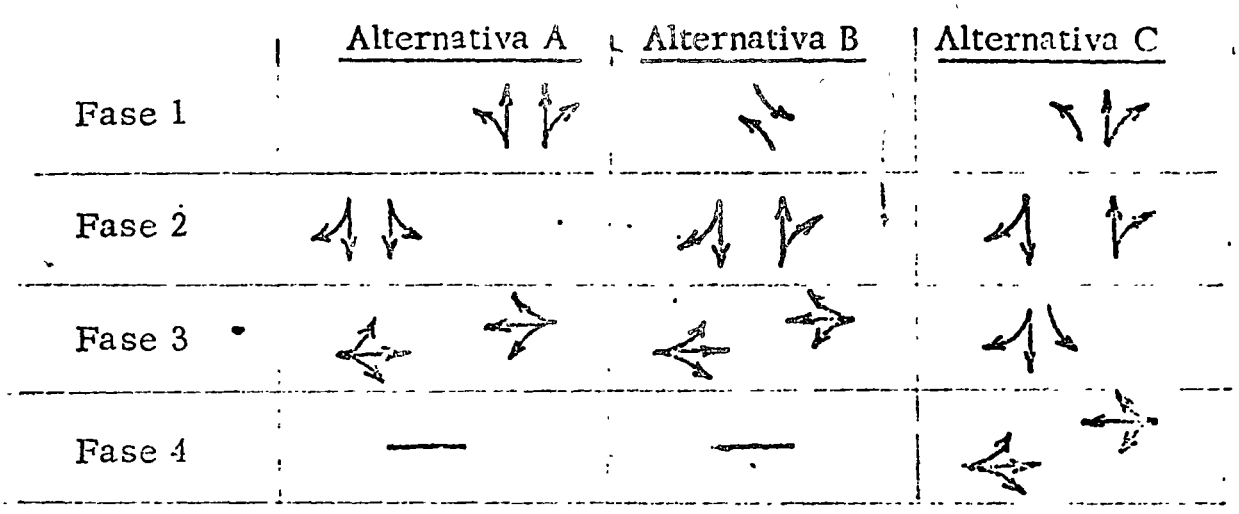
ENCUENTRE:

El ancho de la calle principal necesario para operar a Nivel de Servicio C (Capacidad de Diseño).

PROBLEMA 5

DATOS:

En una intersección semaforizada con movimientos fuertes de vuelta, se han considerado tres disposiciones alternas de fases (estructuras)



Area: Residencial dentro de una ciudad de 500,000 habitantes con un factor de hora de máxima demanda de 0.90.

Estacionamiento: Prohibido en todos los accesos.

Anchura del Acceso: 9.75 m en todos los accesos (incluyendo carriles para vuelta, de 3.35 m, donde se requiera).

Camiones: 15% en ambas calles (sin autobuses).

Volúmenes Horarios Máximos:

	Sur	Nte	Pte	Ote
De frente	750	700	300	350
Izquierda	200	180	60	70
Derecha	100	50	80	90
	1050	930	440	510

ENCUENTRE:

Por medio de un análisis de capacidad determine cual disposición de fases es teóricamente la más eficiente.

PROBLEMA 6

DATOS:

La calle Broadway va a ser ampliada a la altura de la Av. Maple; ambas calles van a operar a la capacidad de diseño. Los volúmenes horarios máximos en Maple y los que se anticipan en Broadway se muestran en la Figura 1 junto con las anchuras del pavimento. El estacionamiento está prohibido en ambos lados de Maple pero permitido en Broadway. Veinte autobuses por hora hacen parada en el lado cercano en las dos direcciones de ambas calles. Los camiones constituyen el 12% y el 23% del tránsito total en Broadway y Maple respectivamente. Los semáforos en la intersección están coordinados en un sistema con ciclo de 70 seg. Se han previsto intervalos de ámbar de cuatro segundos. Esta intersección está localizada en una área residencial de una ciudad de 1,000,000 de habitantes con un factor de hora de máxima demanda de 0.90.

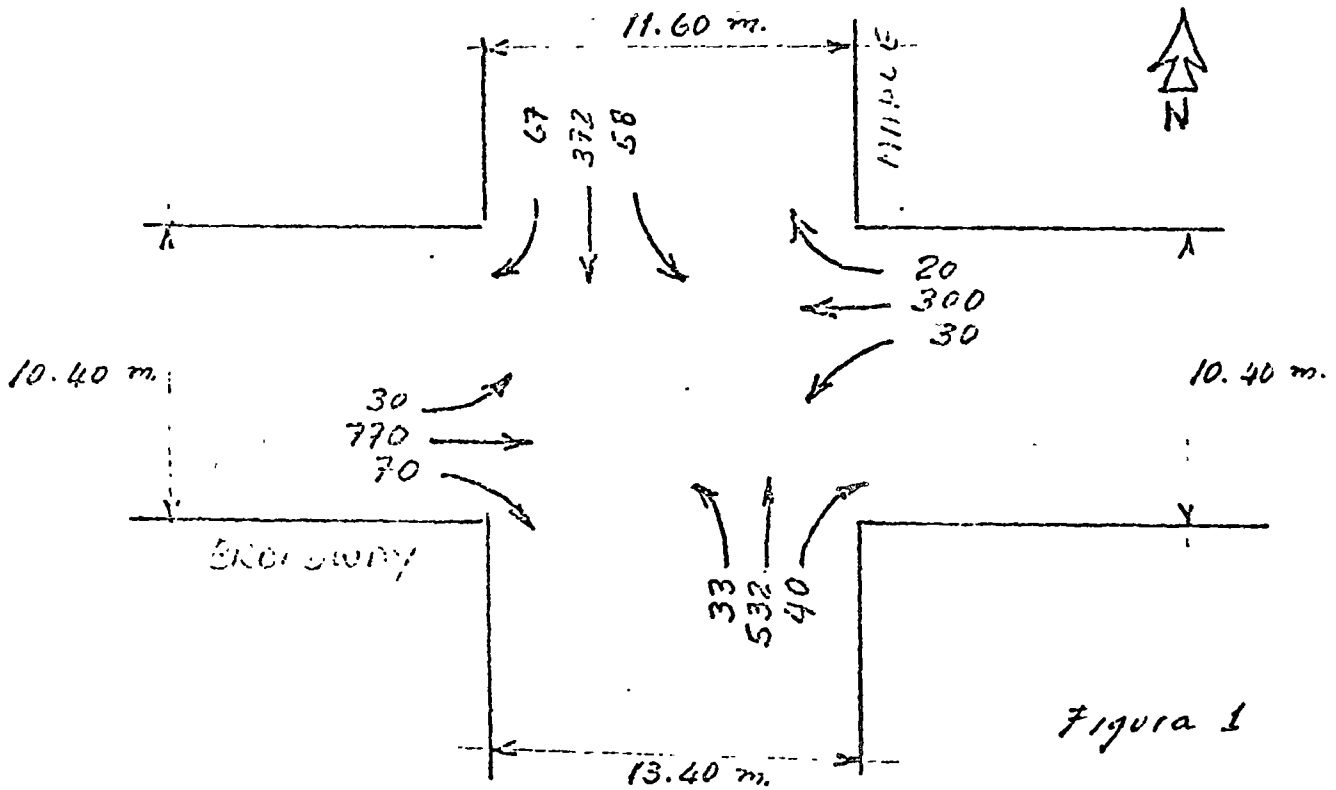


Figura 1

ENCUENTRE:

1) La nueva anchura para la calle Broadway.
2) El Volumen de Servicio para la calle Broadway ampliada, a Niveles de Servicio C y E.

PROBLEMA 7

DATOS:

La siguiente información tabulada de la 1a. Avenida y la calle Principal, localizadas en el área circundante al centro comercial de una ciudad con población de ---- 1,000,000 de habitantes, fué recopilada por el Departamento de Tránsito.

	1a. Avenida	Calle Principal
Ancho del Pavimento	11.00 m	15.25 m
Estacionamiento a 75 m del crucero	No	Paralelo
Factor de hora de máxima demanda	0.75	0.75
% vueltas-izquierda	2	20
% vueltas-derecha	10	10
% camiones y autobuses	10	10
Autobuses locales	20/hora - cercano	20/hora - alejado
Intervalos de verde	40 seg.	14 seg.
Longitud de ciclo	60 seg.	60 seg.

ENCUENTRE:

1) Volumen de Servicio de la 1a. Avenida a Nivel de Servicio C

2) Volumen de Servicio de la calle principal a Nivel de Servicio E.

PROBLEMA 8

DATOS:

En una ciudad de (750,000) el Departamento de Obras Públicas ha programado la ampliación de la calle Tercera, a la altura de Georgia. Georgia y la Tercera son ahora calles de doble sentido de 11.00 y 10.40 m. respectivamente, con estacionamiento prohibido, aún cuando se permitirá a lo largo de la Calle Tercera después de ampliada. 25 autobuses por hora hacen parada en el lado cercano de ambas calles; los camiones constituyen 21% y 13% del tránsito total en Georgia y la Tercera, respectivamente. Los semáforos en la intersección deben coordinarse con los adyacentes operando con un ciclo de 70 segundos (con períodos de ámbar de 3.5 seg. para cada fase). El área es residencial. El factor de hora de máxima demanda es 0.80 siendo los volúmenes de tránsito los siguientes:

	Georgia		Tercera	
	N	S	O	P
Total acceso	618	493	800	550
% vueltas derecha	16%	8%	17%	10%
% vueltas izquierda	6%	9%	8%	8%

ENCUENTRE:

1) La anchura propuesta para el Nivel de Servicio C
2) Porciento de tiempo del semáforo asignado a Georgia después de la ampliación.

PROBLEMA 9

DATOS:

La Quinta Avenida que es de un sentido con 11.00 m. de ancho y aloja 1300 ---- vehículos de Norte a Sur en la hora máxima, cruza la Calle Charles que es una vía de doble sentido la cual será ampliada y semaforizada.

Suponga para ambas calles:

Area Residencial de una ciudad con 250,000 habitantes
Factor de hora de máxima demanda - 0.85
10% vehículos pesados
10% vueltas-derecha
10% vueltas-izquierda
Sin autobuses
Sin estacionamiento durante las horas máximas
La intersección operará a la capacidad de diseño (Nivel C)
60 segundos de ciclo con 3 segundos de ámbar.

ENCUENTRE:

1) La anchura de la Calle Charles si ésta va a alojar un volumen horario de -- proyecto de 950 vehículos.

2) ¿Cuál es el Volumen de Servicio a Nivel de Servicio E? (Accesos de ambas calles)

PROBLEMA 10

DATOS:

En la actualidad existen congestionamientos graves en la Calle Halsted y Avenida Chicago, una intersección son semáforos a varios kilómetros del centro comercial, con un factor de hora de máxima demanda de 0.85. Las anchuras de pavimento son de 11.60 m para Halsted y 14.00 para la Av. Chicago. Los autobuses (40/hora/dirección) operan en la Av. Chicago únicamente haciendo paradas en el lado cercano. El estacionamiento está prohibido en la calle Halsted. Todas las vueltas a la izquierda están prohibidas. Los volúmenes de la hora máxima de la tarde que es la crítica se indican abajo. Los vehículos comerciales son 30% en Halsted y 20% en Chicago. Suponga un ciclo de 60 segundos y período de ámbar de 3 segundos.

	Halsted		Chicago	
	N	S	O	P
De frente	515	322	490	671
Derecha	33	43	17	291

ENCUENTRE:

1) El reparto óptimo del semáforo
2) La eficiencia de la intersección al Nivel de Servicio E.

PROBLEMA 11

DATOS:

La Avenida Linwood es una ruta oriente-poniente a través de la ciudad, localizada en una área residencial de una ciudad de 100,000 habitantes. La ruta tiene -- una anchura de calzada de 16.80 m.

Existen las siguientes condiciones durante la hora máxima de la tarde en la intersección de la Avenida Linwood y la Calle Ocho.

1) Distribución Direccional Balanceada del Tránsito.

2) Volúmenes Direccionales de

VI = 150

FRENTE = 600

VD = 150

3) 10 porciento de camiones, sin autobuses locales.

4) La Calle Ocho requiere un tiempo mínimo de verde de 30% del ciclo.

Debido al congestionamiento existente a lo largo de esta ruta durante los períodos de máxima demanda, el ingeniero de tránsito planea las siguientes mejoras en -- la Avenida Linwood.

1) Sistema de semáforos interconectado usando 70 segundos de ciclo (suponga -- 3.5 segundos como períodos de despeje y FHMD de 0.95)'

2) Prohibición del estacionamiento durante las horas máximas.

3) Nuevo trazo de la calzada para proporcionar 2 carriles de 3.40 m. para el - tránsito de frente y a la derecha y carriles exclusivos de vuelta izquierda -- (3.40 m) en los cruceros semaforizados.

4) Operación con dos o tres fases dependiendo de los requerimientos de vueltas.

ENCUENTRE:

1) La longitud del intervalo de verde requerido en la Avenida Linwood para manejar la demanda de tránsito sin exceder la capacidad de diseño (Nivel C).

   (a) ¿Pueden alojarse las vueltas a la izquierda con una operación de 2 fases o se requiere una indicación de vuelta izquierda en el semáforo?
   (b) ¿Hay suficiente tiempo de verde para la Calle Ocho?

2) La longitud requerida para el carril de vuelta izquierda.

PROBLEMA 12

DATOS:

La calle Elm es una ruta distribuidora norte-sur con un flujo de tránsito desbalanceado, localizada en la zona circundante de una ciudad de 375,000 habitantes. El factor de hora de máxima demanda es 0.80. El acceso norte tiene 10.00 m (incluyendo un carril exclusivo de 3.40 m para vuelta izquierda) y el acceso sur tiene 6.70 m. No se permite el estacionamiento en los accesos. La calle transversal requiere 33 porciento del ciclo para tiempo de verde y todos los períodos de despeje representan 5 porciento del ciclo. Los camiones son 10% de todos los movimientos y no hay autobuses locales. Los volúmenes de tránsito son los siguientes:

	VI	FRENTE	VD
Sur	240	600	250
Norte	10	350	50

ENCUENTRE:

Evalue esquemas alternativos de fases y tiempos, y recomiende el mejor plan.

SOLUCION, PROBLEMA 1

Sc ión Matemática

Use las Figuras 6.57, 6.59 y las tablas 6-V, 6-W y 6-X del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.

Factores que afectan ambos volúmenes de servicio:

W	=	9.15 m
UC	=	1.25
PAM - FHMD	=	0.92
T	=	0.95
VD	=	0.99
VI	=	0.98
B	=	0.98
G/C	=	0.48
Combinado	=	0.50

Nivel de Servicio C = 0.3 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.57
2100 vphlv

Volumen de Servicio real =
1050 vph

Nivel de Servicio E = 1.0 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.57
2700 vphlv

Volumen de Servicio real =
1350 vph

Solución Gráfica

Use el Nomograma 4

Puntos de giro:

W	=	9.15 m
T	=	10%
VD	=	25%
VI	=	12%
PAM - FHMD	=	0.92
G/C	=	0.48

Volumen de Servicio del nomograma = 1100 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste: (x)

B	=	0.98
N.S.	=	1.00

Nivel de Servicio Real =
1075 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

B	=	0.98
N.S.	=	1.28

Volumen de Servicio Real =
1375 vph

SOLUCION, PROBLEMA 2

Solución Matemática

Use las Figuras 6-58, 6-60 y las Tablas 6-V, 6-W y 6-X del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.

Factores que afectan a ambos volúmenes de servicio:	W	=	8.50 m.
	UC	=	1.25
	PAM - FHMD	=	0.93
	T	=	0.82
	VD	=	1.03
	VI	=	1.01
	B	=	1.00
	G/C	=	0.60
	Combinado	=	0.59

Nivel de Servicio C = 0.3 FC
Nivel de Servicio de la Fig. 6.58
= 1400 vphlv

Volumen de Servicio real
= 825 vph

Nivel de Servicio E = 1.0 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.58
= 1750 vphlv

Volumen de Servicio real
= 1030 vph

Solución Gráfica

Use el nomograma 6

Puntos de giro:	W	=	8.50 m.
	T	=	23%
	VD	=	4%
	VI	=	9%
	PAM - FHMD	=	0.93
	G/C	=	0.60

Volumen de Servicio del nomograma = 850 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste: (x)

B	=	1.00
N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio real
= 850 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

B	=	1.00
N.S.	=	1.22

Volumen de Servicio real
= 1035 vph

SOLUCION, PROBLEMA 3

Solución Gráfica

1-a Calle 1a. el Nte. es el acceso crítico

Use el nomograma 3

Puntos de Giro:

W	=	5.80 m.
T	=	12 %
VD	=	7%
VI	=	0 %
PAM - FHMD	=	0.90
G/C	=	0.30

Volumen de Servicio del nomograma = 380 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste:(x)

B	=	1.00
N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio real
= 380 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

B	=	1.00
N.S.	=	1.25

Volumen de Servicio real
= 475 vph

1-b Washington el Pte. es el acceso crítico

Use el nomograma 5

Puntos de giro

W	=	8.50 m
T	=	16 %
VD	=	15 %
VI	=	0 %
PAM - FHMD	=	0.89
G/C	=	0.60

Volumen de Servicio del nomograma = 725 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste: (x)

B	=	1.00
N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio real
= 725 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

B	=	1.00
N.S.	=	1.23

Volumen de Servicio real
= 890 vph

Solución Gráfica (Cont.)

2-a En la Calle 1a., acceso Norte, determine la G/C requerida

Volumen de Servicio requerido realmente = 488 vph

Factores de ajuste: (÷)	B	=	1.00
	N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio aplicado el nomograma 3 = 488 vph

Puntos de giro:	W	=	5.80 m
	T	=	12 %
	VD	=	7%
	VI	=	0%
	PAM - FHMD	=	0.90

G/C determinado del nomograma = 0.40

G = 0.40 (60) = 24 segundos

2-b Washington Pte. - Verifique V.S. con la G/C revisada

Use el nomograma 5

Puntos de giro:	W	=	8.50 m.
	T	=	16%
	VD	=	15%
	VI	=	0%
	PAM - FHMD	=	0.89
	G/C	=	0.50

Volumen de Servicio del nomograma = 610 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste (x)

B	=	1.00
N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio real = 610 vph

Correcto ya que el volumen de demanda = 590 vph

SOLUCION, PROBLEMA 4

Solución Gráfica

Use el nomograma 4

Iguale el volumen de 650 a la capacidad de diseño (Nivel de Servicio C)

Volumen de Servicio real = 650 vph

Factores de ajuste: (÷)	B	=	1.00
	N.S.	=	1.00

El volumen de servicio por aplicar al nomograma 4 es 650 vph.

Puntos de giro:	G/C	=	0.46
	PAM - FHMD	=	1.00
	VI	=	10%
	VD	=	15%
	T	=	15%

Anchura del acceso W_A 5.50 m.; por consiguiente la anchura total de la calle = 11.00 m

Use 12.20, 12.80 ó 13.40 m.

SOLUCION, PROBLEMA 5

Solución Gráfica

Alternativa A

Fase 1 - SUR

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 1050 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de servicio aplicado al nomograma 4
= 1050 vph

Puntos de giro: W_A = 9.75 m.
T = 15%
VD = 10%
VI = 10% (VI de 19%/2)
PAM - FHMD = 1.09

G/C = 0.38

FASE 2 - NORTE

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 930 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de servicio aplicado al nomograma 4
= 930 vph

Puntos de giro: W_A = 9.75 m.
T = 15 %
VD = 5%
VI = 10% (VI de 19%/2)
PAM-FHMD = 1.09

G/C = 0.33

Porciento total de tiempo requerido para las Fases 1 y 2 con la alternativa A
= 38% + 33% = 71%

Alternativa B

Fase 1 - SUR vuelta izq.

Use el nomograma 18-A

Volumen de Servicio = 200 vph

Puntos de giro: T = 15%
W_A = 3.35 m

G/C = 0.25

Fase 2 - SUR -De frente y Derecha

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 850 vph

Factores de ajuste: (-) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 850 vph

Puntos de giro: W_A = 6.40 m
T = 15%
VD = 12%
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.09

G/C = 0.43

Porciento total de tiempo requerido para las Fases 1 y 2 con la Alternativa B
= 25% + 43% = 68%

SOLUCION, PROBLEMA 5 (Cont.)

Alternativa C

Fase 1- SUR -Izq.-Der.y De Frente

La G/C mínima requerida por la vuelta-izquierda es 0.25 como se determinó en el análisis de la Alternativa B.

Fase 2 - SUR - Derecha y De frente

La G/C total ~~NORTE~~ SUR requerido para acomodar los volúmenes de frente y la vuelta derecha es 0.43 como se determinó en la Alternativa B del análisis.

Dado que 0.25 se proporciona en la Fase 1, solo resta por dar 0.18 en la fase 2.

Fase 3 - NTE.- Izq.-Derecha y De frente.

La relación G/C mínima quedará fijada por los requerimientos de vuelta izquierda.

Use el nomograma 18-A

Volumen de Servicio = 180 vph

Puntos de giro: T = 15%
: W_A = 3.35 m.

G/C = 0.22

Fase 2 - NTE.- Derecha y De frente.

La G/C total ~~SUR~~ NTE requerida para acomodar los volúmenes de frente y vuelta derecha se determina como sigue:

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 750 vph

Factores de Ajuste: (÷) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 750 vph.

Puntos de Giro: W_A = 6.40 m.
T = 15%
VD = 7%
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.09

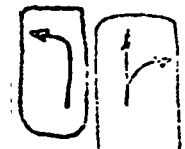
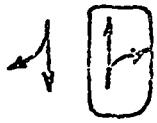
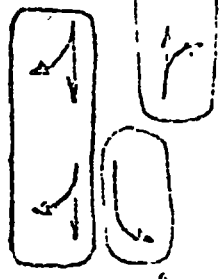
G/C = 0.38

Dado que 0.22 se proporciona en la Fase 3 solo resta por dar 0.16 en la Fase 2.

La G/C de 0.18 para derecha y de frente controla para la Fase 2 y el porciento total de tiempo requerido para las Fases 1, 2 y 3 con la Alternativa C = 25% + 18% + 22% = 65%

SOLUCION, PROBLEMA 5 (Cont.) 3

Resumen de Requerimientos de G/C

	Alternativa A	Alternativa B	Alternativa C
Fase 1	 0.38	 0.25	 0.25
Fase 2	 0.33	 0.43	 0.18
Fase 3	 c	 c	0.22
Fase 4	-	-	 c
Ambares	A^s	A^s	A^s
Total	0.71 + c + A's	0.68 + c + A's	0.65 + c + A's

SOLUCION, PROBLEMA 6

Solución Gráfica

1) Nuevo ancho de Broadway

Método: Determine G/C para Maple la cual a su vez fijará la G/C para Broadway y la anchura del pavimento.

Maple: NORTE a Nivel de Servicio C Capacidad de diseño

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 605 vph

Factores de ajuste: (÷)

B	=	0.93
N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 650 vph

Puntos de giro:

WA	=	6.70 m.
T	=	23%
VD	=	7%
VI	=	5%
PAM - FHMD	=	1.15

G/C del nomograma 4 = 0.34

Maple: SUR a Nivel de Servicio C

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 497 vph

Factores de ajuste: (÷)

B	=	0.93
N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 535 vph

Puntos de Giro:

WA	=	5.80 m.
T	=	23%
VD	=	13%
VI	=	12%
PAM-FHMD	=	1.15

G/C del nomograma 4 = 0.36

Solución Gráfica (Cont.)

Maple: NORTE salida al Nivel de Servicio C

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 532 vph

Factores de ajuste: (x) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al
Nomograma 4 = 532 vph

Puntos de giro: WA = 5.80 m.
T = 27% *
VD = 0%
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.15

G/C sacado del nomograma 4 = 0.32

Por consiguiente: G/C crítico para la Avenida Maple = 0.36

Broadway

G/C Disponible
= 1.00 - 0.36 (Maple) - 0.12 (Ambares)
= 0.52

Use el Nomograma 6

Volumen de Servicio real = 870 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.04
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 6 = 835 vph

* NOTA: En la salida, el porcentaje de camiones debe ajustarse para incluír autobuses.

Núm. de Camiones = 0.23 x 532 = 122
Autobuses = 20
Total de vehículos pesados 142

$$T = \frac{142 \times 100}{532} = 27\%$$

Solución Gráfica (Cont.)

Puntos de giro:	G/C	=	0.52
	PAM - FHMD	=	1.16
	VI	=	3%
	VD	=	8%
	T	=	12%

Anchura de la calle, del nomograma = 6.70 m.

2) El volumen de servicio para la calle Broadway ampliada, a Niveles de Servicio C y E.

Volumen de Servicio a Nivel de Servicio C = 870 vph

Volumen de Servicio a Nivel de Servicio E

Factor de ajuste: (x) N.S. = 1.16

Volumen de Servicio real = 1010 vph

SOLUCION, PROBLEMA 7

Solución Gráfica

1) Primera Avenida - Nivel de Servicio C

Use el nomograma 4

Puntos de giro:	W_A	=	5.50 m.
	T	=	10%
	VD	=	10%
	VI	=	2%
PAM - FHMD		=	1.05
	G/C	=	0.67

Volumen de Servicio del nomograma 4 = 1100 vph

Factores de ajuste: (x)	B	=	1.00
	N.S.	=	1.00

Volumen de Servicio real = 1100 vph

2) Calle Principal -- Nivel de Servicio E

Use el Nomograma 6

Puntos de giro:	WA	=	7.60 m
	T	=	10%
	VD	=	10%
	VI	=	20%
PAM - FHMD		=	1.02
	G/C	=	0.23

Volumen de Servicio del Nomograma 6 = 320 vph.

Factores de ajuste: (x)

	B	=	1.25
	N.S.	=	1.19

Volumen de Servicio real = 475 vph

SOLUCION, PROBLEMA 8

Solución Gráfica

1) Anchura propuesta para el Nivel de Servicio C

Método: Determinar el tiempo de verde requerido para manejar el volumen de ------- Georgia. El tiempo restante será usado para la Calle Tercera.

1-a) Georgia -- NORTE acceso crítico al Nivel de Servicio C

Use el Nomograma 4

Volumen de Servicio real = 618 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 0.91
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio por aplicar al Nomograma 4 = 680 vph

Puntos de giro: W_A = 5.50 m.
T = 21%
VD = 16%
VI = 6%
PAM - FHMD = 1.05

G/C sacada de nomograma 4 = 0.49

1-b) Calle Tercera--ORIENTE acceso crítico al Nivel de Servicio C

G/C disponible
= 1.00 - 0.49 (Georgia)-0.10 (Ambares
= 0.41

Suponga un ancho en el rango de 6.40-8.80 m.

Use el Nomograma 6.

Volumen de Servicio real = 800 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.22
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio por aplicar al Nomograma 6 = 655 vph

Puntos de giro: G/C = 0.41
PAM-FHMD = 1.04
VI = 8%
VD = 17%
T = 13%

Anchura determinada del Nomograma 6 = 7.90 m.
Anchura total: 18.30 m.

2) Porciento de tiempo del semáforo asignado a Georgia después de la ampliación.

A Georgia le corresponde el 49% del tiempo de verde después de la ampliación.

SOLUCION, PROBLEMA 9

Solución Gráfica

1) Anchura de la calle Charles si esta va a alojar 950 vph

Método: Determine el G/C necesario para acomodar el volumen de proyecto en la --- Quinta Avenida. El G/C restante (menos el ámbar) para la calle Charles puede aplicarse al nomograma para determinar la anchura requerida.

1-a) Quinta Avenida

Use el Nomograma 9 - Nivel de Servicio C

Volumen de Servicio real = 1300 vph

(÷) B = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al Nomograma 9
= 1300 vph

Puntos de giro:
WA = 11.00 m.
T = 10%
VD = 10%
VI = 10%
PAM - FHMD = 1.00

G/C sacado del Nomograma 9 = 0.38

1-b) Calle Charles

G/C disponible
= 1.00 - 0.38 (Quinta Ave.)-0.10 (Ambar)
= 0.53

Volumen de Servicio real = 950 vph

(÷) B = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 950 vph

Puntos de giro:
G/C = 0.53
PAM - FHMD = 1.00
VI = 10% *
VD = 0% *
T = 10%

Anchura del acceso del Nomograma 4
WA = 6.70 m.

Anchura Total:
13.40 - 14.60 m.

2) Volumen de Servicio al Nivel de Servicio E

2-a) Quinta Avenida

V.S. real (Nivel C = 1300 vph

N.S. = 1.24

V.S. real (Nivel E) = 1495 vph

2-b) Calle Charles

V.S. real (Nivel C) = 950 vph

N.S. = 1.25

V.S. real (Nivel E) = 1190 vph

---

* Solo puede darse vuelta en una dirección en calles de 1 sentido, Escoja VI = 10%, VD = 0% como valores más críticos.

SOLUCION, PROBLEMA 10

Solución Gráfica

1) Reparto óptimo del semáforo

Método: Determine el tiempo de verde requerido para cada calle al Nivel de Servicio C con los volúmenes horarios máximos.

1-a) Calle Halsted--el NORTE es el acceso crítico

Use el Nomograma 4

Volumen de Servicio real = 548 vph

Factores de ajuste: B = 1.00
(÷) N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al Nomograma 4 = 548 vph

Puntos de giro: T = 30%
VD = 6%
VI = 0%
PAM-FHMD = 1.14

G/C del Nomograma 4 = 0.35

G = 0.35(60) = 21 segundos

1-b) Avenida Chicago-el PTE. es el acceso crítico.

Use el Nomograma 6

Volumen de Servicio real = 962 vph

Factores de Ajuste: B = 1.14
(÷) N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al Nomograma 6 = 845 vph

Puntos de giro: T = 20%
VD = 30%
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.14

G/C determinado del Nomograma 6=0.61

G = 0.61(60) = 36 segundos

Tiempo total requerido para el volumen de proyecto G + A

Halsted = 24 segundos
Chicago = 39 segundos
63 segundos

Disminuya cada uno proporcionalmente a las relaciones de volumen:

Halsted 3 (548/1510) = 1 segundo
24 - 1 = 23 segundos
Chicago 3 (962/1510) = 2 segundos
39 - 2 = 37 segundos

Reparto óptimo:

Halsted 23/60 = 38%
Chicago 37/60 = 62%

Solución Gráfica (Cont.)

2

2) Eficiencia de la intersección a Nivel de Servicio E

2-a) Halsted--acceso NORTE a Nivel de Servicio E

Use el Nomograma 4

Factor de ajuste por Nivel de Servicio:

N.S. = 1.25

Eficiencia: 1.0/1.25 = 80%

2-b) Chicago--acceso PTE. a Nivel de Servicio E

Use el Nomograma 6

Factor de ajuste por Nivel de Servicio:

N.S. = 1.17

Eficiencia: 1.0/1.17 = 85%

Al Nivel de Servicio E, la intersección opera de 80% a 85% aproximadamente de su capacidad.

SOLUCION, PROBLEMA 11

1. Determine la G/C requerida para la Avenida Linwood (Movimiento de frente y a la derecha)

Use el Nomograma 4

Volumen de Servicio real = 750 vph

(÷) B = 1.00

Volumen de Servicio para el Nomograma = 750 vph

Puntos de giro:	W_A	=	22
	T	=	10
	VD	=	20
	VI	=	0
	PAM - FHMD	=	1.00

G/C del Nomograma 4 = 0.38

1-a) Con un ciclo de 70 segundos y G/C = 0.38 determine el volumen de vuelta izquierda que puede alojarse sin una indicación especial del semáforo.

(i) Use el Nomograma 17-A

V_o	=	600
T (T_o & T_3)	=	10%
G/C	=	0.38
VS (C_{D3})	=	0 (Valor del Nomograma)

(ii) Use el Nomograma 17-B

C	=	70 seg.
VS (C_{D3})	=	82 vph

Volumen de Demanda = 150 vph No adecuado

1-a) Determine G/C para una fase de vuelta izq. separada.

(iii) Use el Nomograma 18-A

VS (C_{D3})	=	150
T (T_3)	=	10%
W_A	=	3.35 m.

G/C Requerido = 0.17 *

*NOTA: Si la vuelta izquierda se permite también en verde, 150 + 82 = 232 vph. pueden ser alojados en la fase de vuelta izquierda

SOLUCION, PROBLEMA 11 (Cont.)

2

1-b) Verifique la G/C total requerida

Fase 1	Izquierda en Lindwood	=	0.17
Fase 2	De frente y Derecha en Lindwood	=	0.38
Fase 3	Calle Ocho	=	0.30
	Ambares (3 x 0.05)	=	0.15
	TOTAL G/C	=	1.00

La G/C total es igual a 1.00 y la intersección operará a Nivel de Servicio C (capacidad de diseño), con una operación de tres fases.

2. Longitud del carril de vuelta izquierda

VS (V_3)	=	150 vph
C	=	70 seg.
T (T_3)	=	10%
Longitud	=	38 m. mínima 50 m. deseable

SOLUCION, PROBLEMA 12

Son posibles tres esquemas alternos de fases (Vea el Resumen de Fases y los requerimientos de G/C)

1. Alternativa A (operación con 2 fases)

1-a) G/C requerido para el acceso NTE. - Todos los movimientos

Volumen de Servicio real		=	400
	B	=	1.00
Volumen de Servicio del Nomograma		=	400

Use el Nomograma 4

Puntos de giro:	W_A	=	6.70 m.
	T	=	10%
	VD	=	12%
	VI	=	2.5%
	PAM - FHMD	=	1.00

G/C Requerido = 0.21

1-b) G/C Requerido para el acceso SUR De frente y Derecha

Volumen de Servicio real		=	850 vph
	B	=	1.00
Volumen de Servicio del Nomograma		=	850 vph

Use el Nomograma 4

Puntos de giro:	W_A	=	6.70 m.
	T	=	10%
	VD	=	30%
	VI	=	0%
	PAM - FHMD	=	1.00

G/C Requerido = 0.47

SOLUCION, PROBLEMA 12 (Cont.)

1-c) G/C Requerido para el acceso SUR Vuelta Izq. (Sin fase separada)

Use el Nomograma 17-A

V_o	=	350
T (T_o & T_3)	=	10%
VS (C_{D3})	=	240

G/C Requerido = 0.55

En acceso SUR la vuelta izq. determina el G/C para la fase 1

Por lo tanto G/C Total

Fase 1	N & S	=	0.55
Fase 2	C & P	=	0.33
Ambares	(2 x 0.05)	=	0.10
	TOTAL		0.98

El plan es adecuado, pero crea conflictos de vuelta izquierda.

2. Alternativa B (Divida la operación en dos fases; verde adelantado)

2-a) G/C para el acceso SUR vuelta izq. (sin movimiento opuesto) (Fase 1)

Use el nomograma 18-A

VS (C_{D3})	=	240 vph
T (T_3)	=	10%
W_A	=	3.35 m.

G/C Requerido = 0.27

2-b) G/C para el acceso SUR De Frente y Derecha (Fases 1 y 2)

G/C = 0.47 (De la Alternativa A, parte 1-b)

G/C de 0.27 proporcionado durante la Fase 1
G/C de 0.05 proporcionado durante el despeje de la Fase 1
0.32

G/C = 0.47 - 0.32 = 0.15 requerido durante la Fase 2.

2-c) G/C para el acceso SUR. Todos los movimientos (Fase 2)

G/C = 0.21 (De la Alternativa A parte 1-a)
Correcto - manejará la porción restante de G/C (0.15) requerido para los movimientos NTE. De Frente y Derecha

Por consiguiente la G/C total para la Alternativa B

Fase 1	G/C NTE. - Izq.	=	0.27 *
Fase 2	G/C NTE. y SUR	=	0.21 *
Fase 3	G/C Calle Transv.	=	0.33
Ambares (3 x .05)		=	0.15
	TOTAL		0.96 *

La programación es adecuada y minimiza los conflictos de vuelta izquierda.

3. Alternativa C (Operación con 3 Fases)

3-a) G/C requerido para los movimientos del acceso SUR.

G/C = 0.47 De Frente y Derecha (Alternativa A parte 1-b)
G/C = 0.27 Izquierda (Alternativa B parte 2-a)

El G/C de 0.47 para accesos SUR, de Frente y Derecha es valor crítico.

3-b) El G/C requerido para los movimientos del acceso NTE. (Fase 2)

G/C = 0.21 (de la Alternativa A parte 2-c)

Total G/C requerido

Fase 1	SUR	=	0.47
Fase 2	NTE.	=	0.21
Fase 3	OTE. y PTE.	=	0.33
Ambares (3 x .05)		=	0.15
			1.16

No operaría a Nivel de Servicio C.

La Alternativa B se recomienda como el mejor plan.

* NOTA: Si la Fase 1 de vuelta izq. se permite que continue durante el período de ámbar y durante la Fase 2 (correcta), G/C puede ser reducido en 0.5 con lo que quedaría

SOLUCION, PROBLEMA 12 (Cont.)

Resumen de Fases y requerimientos de G/C

	Alternativa A	Alternativa B	Alternativa C
Fase 1	0.55	0.27	0.47
A	0.05	0.05	0.05
Fase 2	0.33	0.53	0.21
A	0.05	0.05	0.05
Fase 3		0.33	0.33
A		0.05	0.05
Total	0.98	0.96	1.16

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

ALINEAMIENTO HORIZONTAL PROBLEMAS TIPICOS

Ing. Jaime Ruíz Carranza

Mayo, 1977.

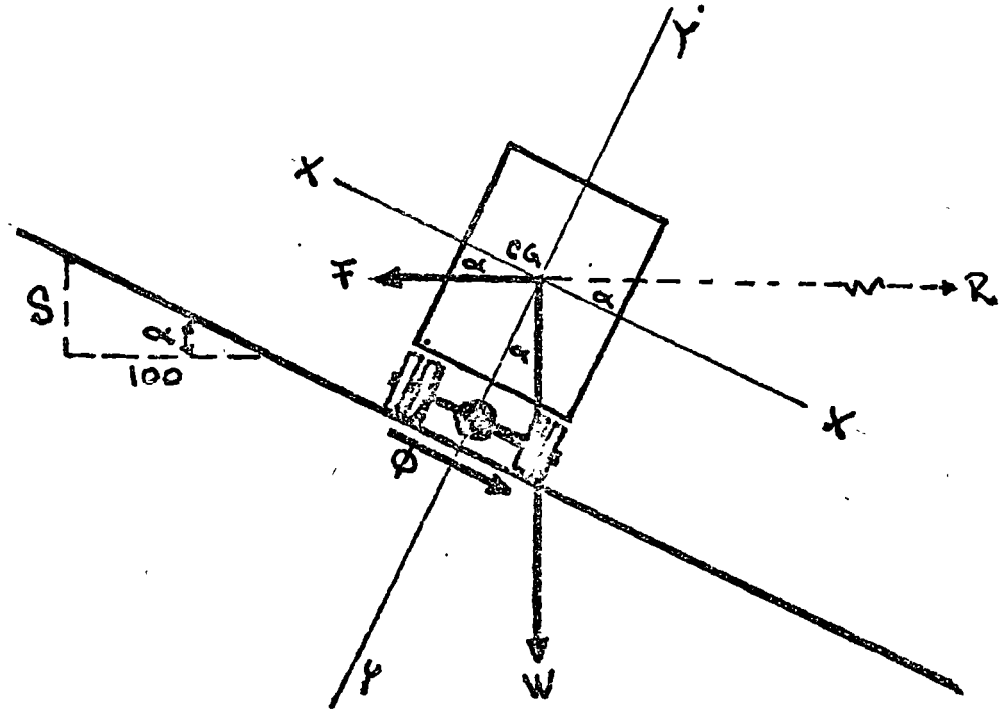
CURSO DE PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA, UNAM

ALINEAMIENTO HORIZONTAL

PROBLEMAS TIPICOS

1.- Deducir la fórmula que relaciona el radio, la sobreelevación y la velocidad en una curva horizontal.



Para evitar el deslizamiento del vehículo sobre la curva, la suma de las fuerzas, con respecto al eje X-X, debe ser igual a cero.

$$\Sigma F_x = W \operatorname{sen}\alpha + \phi - F \cos\alpha = 0$$

ϕ = Fuerza de fricción total, entre llanta y pavimento, que se opone al deslizamiento.

$\phi = \mu W \cos\alpha$ $\qquad$ μ = coeficiente de fricción lateral

F = Fuerza centrífuga que trata de desplazar al vehículo

$$F = m.a \qquad F = \frac{W}{g} \cdot \frac{V^2}{R}$$

$$\Sigma F_x = W \operatorname{sen}\alpha + \mu W \cos\alpha - \frac{WV^2}{gR} \cos\alpha = 0$$

Dividiendo la ecuación entre $W \cos\alpha$, se tiene :

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

$\tan\alpha = S$ S = Sobreelevación en $^m/_m$

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

$g = 9.81$ m/Seg^2 R = radio en m. V = Velocidad en m/Seg.

para utilizar la fórmula con la velocidad en km/h

$$S + \mu = \frac{V^2}{9.81 x (3.6)^2 R}$$

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

Si $R = \frac{1145.92}{G}$. entonces:

$$\boxed{G = \frac{146000\ (S+\mu)}{V^2}}$$

2.- Calcule la sobreelevación que deba dársele a una curva de 200 m de radio, para que los vehículos circulen con seguridad a una velocidad de proyecto de 70 km/h

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

$S = ?$

$\mu = 0.15$, corresponde a $V = 70$ km/h

$V = 70$ km/h

$R = 200$ m

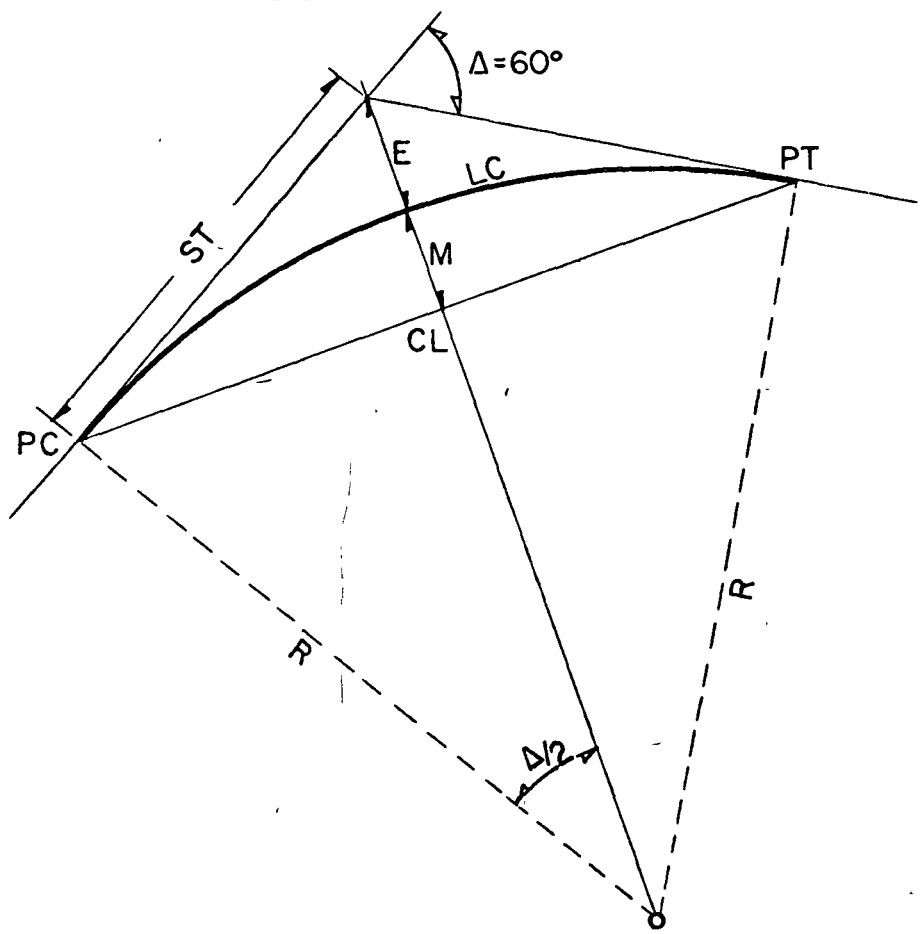
$$S = 0.00785 \frac{(70)^2}{200} - 0.15$$

$$S = 0.1923 - 0.15$$

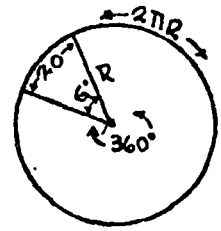
$$S = 0.0423$$

$$S = 4.23\%$$

3.- Deduzca y calcule el radio, la subtangente, la longitud de curva, la externa, la ordenada media y la cuerda larga de una curva de deflexión derecha 60°y grado de curvatura 10°.



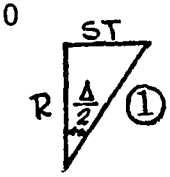
Radio:



$$\frac{2\pi R}{360} = \frac{20}{G}$$

$$R = \frac{360 \times 10}{\pi \times G} = \frac{1145.92}{G} \; ; \; R = \frac{1145.92}{10} = 114.59 \text{ m}$$

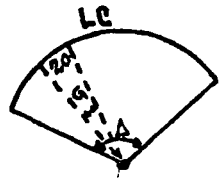
Subtangente: $\tan \frac{\Delta}{2} = \frac{ST}{R}$



$$ST = R \tan \frac{\Delta}{2} \quad \text{(del triángulo 1)}$$

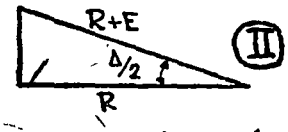
$$ST = 114.59 \tan 30° = 114.59 \times .57735 = 66.16 \text{ m}$$

Longitud de curva:



$$\frac{LC}{\Delta} = \frac{20}{G} \quad \therefore \quad LC = \frac{20\Delta}{G} = \frac{20 \times 60}{10} = 120 \text{ m}$$

Externa: del triángulo II $\cos \frac{\Delta}{2} = \frac{R}{R+E}$

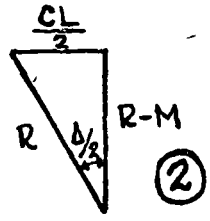


$$R+E = \frac{R}{\cos \frac{\Delta}{2}} \qquad E = \frac{R}{\cos \frac{\Delta}{2}} - R \qquad E = R \left(\sec \frac{\Delta}{2} - 1\right)$$

$$E = 114.59 \, (1.1546997 - 1) = 17.73 \text{ m.}$$

Ordenada media: del triángulo 2

$$\cos \frac{\Delta}{2} = \frac{R - M}{R}$$



$$M = R - R \cos \frac{\Delta}{2} \qquad M = R \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2}\right) \qquad M = R \text{ sénvers } \frac{\Delta}{2}$$

$$M = 114.59 \times 0.133974 = 15.35 \text{ m}$$

Cuerda Larga: del triángulo 2 $\text{sen} \frac{\Delta}{2} = \frac{CL}{2R}$

$$CL = 2R \text{ sen } \frac{\Delta}{2}$$

$$CL = 2 \times 114.59 \text{ sen } 30° = 114.59 \text{ m}$$

4.- Elabore el registro para el trazo de la curva anterior, con base a cadenamientos de 20 m. si el PI = 3 + 425.80

$$\frac{20}{G} = \frac{l}{\theta} \therefore \theta = \frac{Gl}{20}$$

$$\phi = \frac{\theta}{2} \qquad \phi = \frac{Gl}{40}$$

si G en minutos y l = 1 m

$$\phi/m = \frac{60G}{40} = \frac{3}{2} G$$

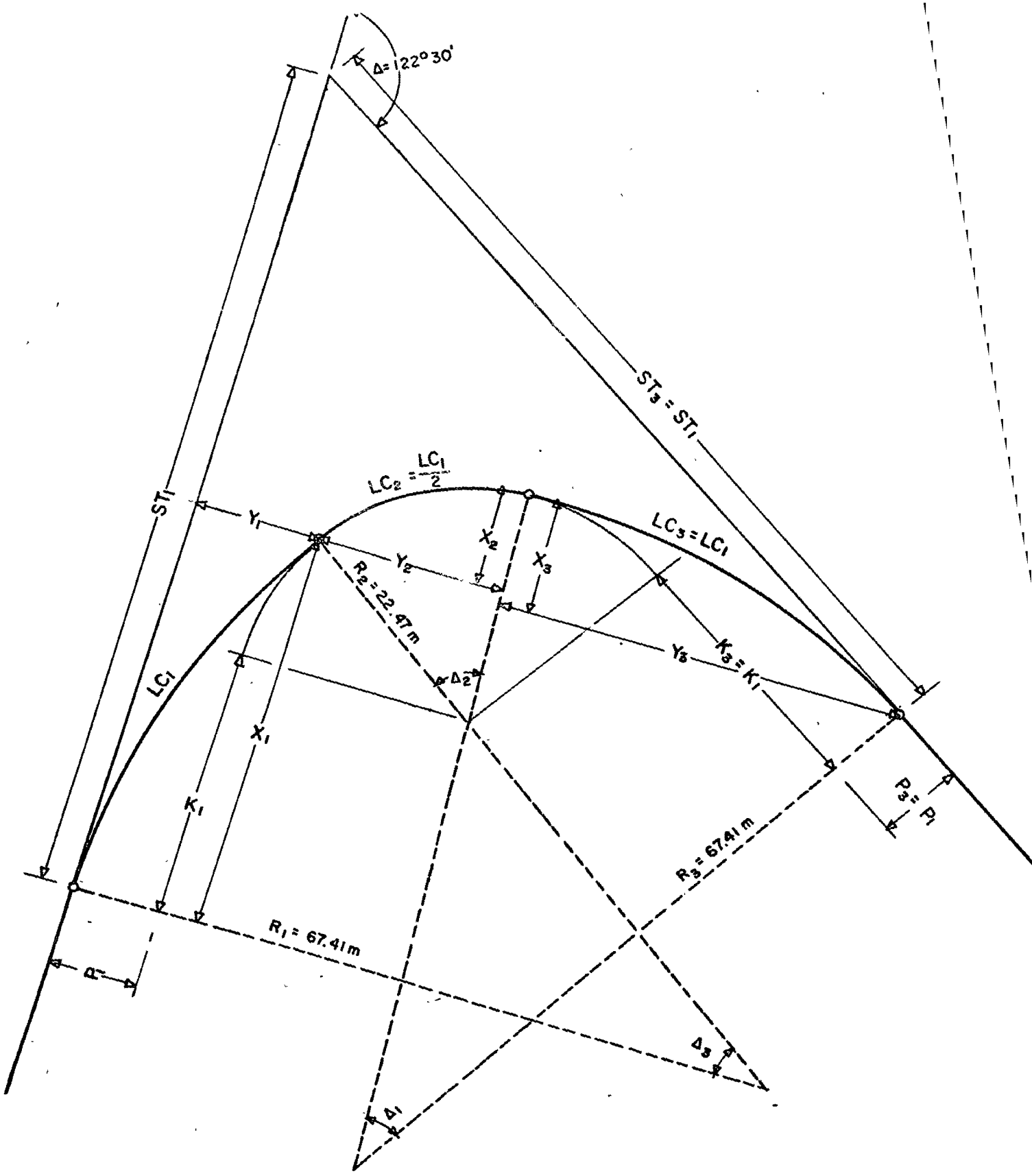
$$\phi/m = 1.5x10 = 15'$$

EST	PV	l	ϕ
PI	PC	66.16	-
PC	PI	-	-
PC=3+359.64	3+360	0.36	0°05'
	3+380	20.00	5°05'
	3+400	20.00	10°05'
	3+420	20.00	15°05'
	3+440	20.00	20°05'
	3+460	20.00	25°05'
	3+479.64	19.64	30°00'

5.- Calcule los elementos (ST, p, k y E) de una curva circular compuesta y Simétrica, de tres centros, que tenga una deflexión total de 122°30', radios extremos de 67.41 m y radio central de 22.47 m, para que cumpla con la condición de que la longitud de la curva central sea la mitad de una de las curvas extremas.

(Ver figura hoja 6)

$$LC_1 = \frac{20\Delta_1}{G_1} ; \qquad LC_2 = \frac{20\Delta_2}{G_2}$$


Δ=122°30'
ST3 = ST1
ST1
LC2 = LC1/2
Y1
Y2
X2
X3
LC3 = LC1
R2 = 22.47 m
Y3
K3 = K1
Δ2
LC1
X1
K1
P3 = P1
R3 = 67.41 m
R1 = 67.41 m
P1
Δ3
Δ1

$$G_1 = \frac{1145.92}{R_1} = \frac{1145.92}{67.41} = 17^\circ$$

$$G_2 = \frac{1145.92}{R_2} = \frac{1145.92}{22.47} = 51^\circ$$

$$LC_1 = 2\,LC_2$$

$$\frac{20\,\Delta_1}{G_1} = \frac{40\,\Delta_2}{G_2} \therefore \Delta_2 = \frac{20x\,\Delta_1 x51}{40x17} \therefore \quad \Delta_2 = 1.5\Delta_1$$

$$\Delta_T = 122^\circ 30' = 2\Delta_1 + \Delta_2 = 2\Delta_1 + 1.5\Delta_1 = 3.5\Delta_1$$

$$\Delta_1 = 35^\circ$$

$$\Delta_2 = 52^\circ 30'$$

$$LC_1 = \frac{20x35}{17} = 41.18 \text{ m} \qquad LC_2 = \frac{20x52.5}{51} = 20.59 \text{ m}$$

$20.59x2 = 41.18$.- Se cumple la condición

$$P_1 = (R_1 - R_2)\,(1-\cos\Delta_1) = (67.41-22.47)\,(1-\cos 35^\circ) = 8.13 \text{ m}$$

$$k_1 = (R_1 - R_2)\,\text{sen}\,\Delta_1 = (67.41 - 22.47)\,\text{sen } 35^\circ = 25.78 \text{ m}$$

$$X_1 = R_1\,\text{sen}\,\Delta_1 = 67.41 \text{ sen } 35^\circ = 38.66 \text{ m}$$

$$Y_1 = R_1\,(1-\cos\Delta_1) = 67.41\,(1-\cos 35^\circ) = 12.19 \text{ m}$$

$$X_2 = 2R_2 \text{ sen } \frac{\Delta_2}{2} \cos\left(\Delta_1 + \frac{\Delta_2}{2}\right) = 2x22.47 \text{ sen } 26^\circ 15' \cos 61^\circ 15' = 9.56 \text{ m}$$

$$Y_2 = 2R_2 \text{ sen } \frac{\Delta_2}{2} \text{ sen}\left(\Delta_1 + \frac{\Delta_2}{2}\right) = 2x22.47 \text{ sen } 26^\circ 15' \text{ sen } 61^\circ 15' = 17.43 \text{ m}$$

$$X_3 = 2R_3 \text{ sen } \frac{\Delta_3}{2} \cos\left(\Delta_1 + \Delta_2 + \frac{\Delta_3}{2}\right) = 2x67.41 \text{ sen } 17^\circ 30' \cos 105^\circ = -10.49 \text{ m}$$

$$Y_3 = 2R_3 \text{ sen } \frac{\Delta_3}{2} \text{ sen}\left(\Delta_1 + \Delta_2 + \frac{\Delta_3}{2}\right) = 2x67.41 \text{ sen } 17^\circ 30' \text{ sen } 105^\circ = 39.16 \text{ m}$$

$$X = X_1 + X_2 + X_3 = 38.66 + 9.56 - 10.49 = 37.73 \text{ m}$$

$$Y = Y_1 + Y_2 + Y_3 = 12.19 + 17.43 + 39.16 = 68.78 \text{ m}$$

$$ST_1 = X - Y \cot \Delta_T = 37.73 - 68.78 \cot 122°30'$$

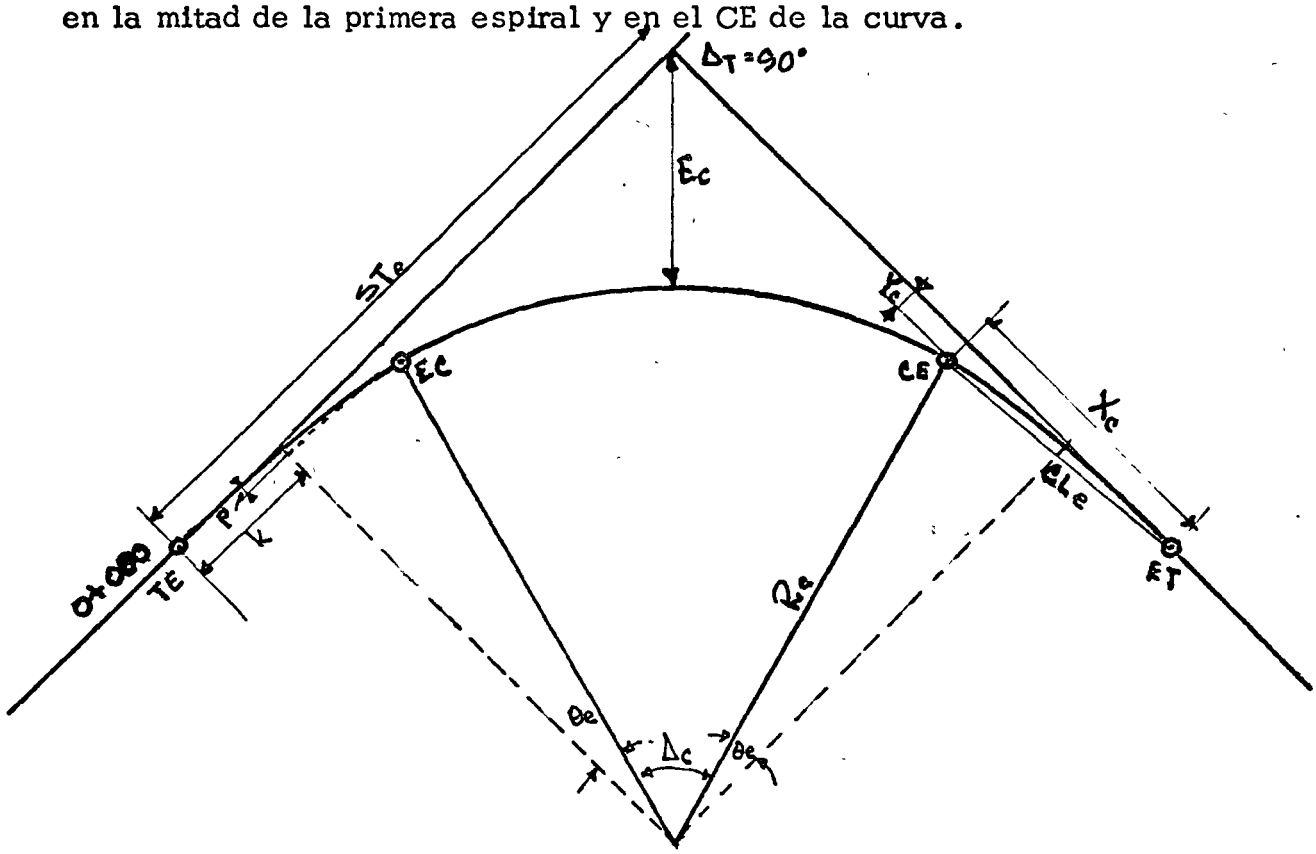
$$ST_1 = 37.73 + 43.82 = 81.55 \text{ m}$$

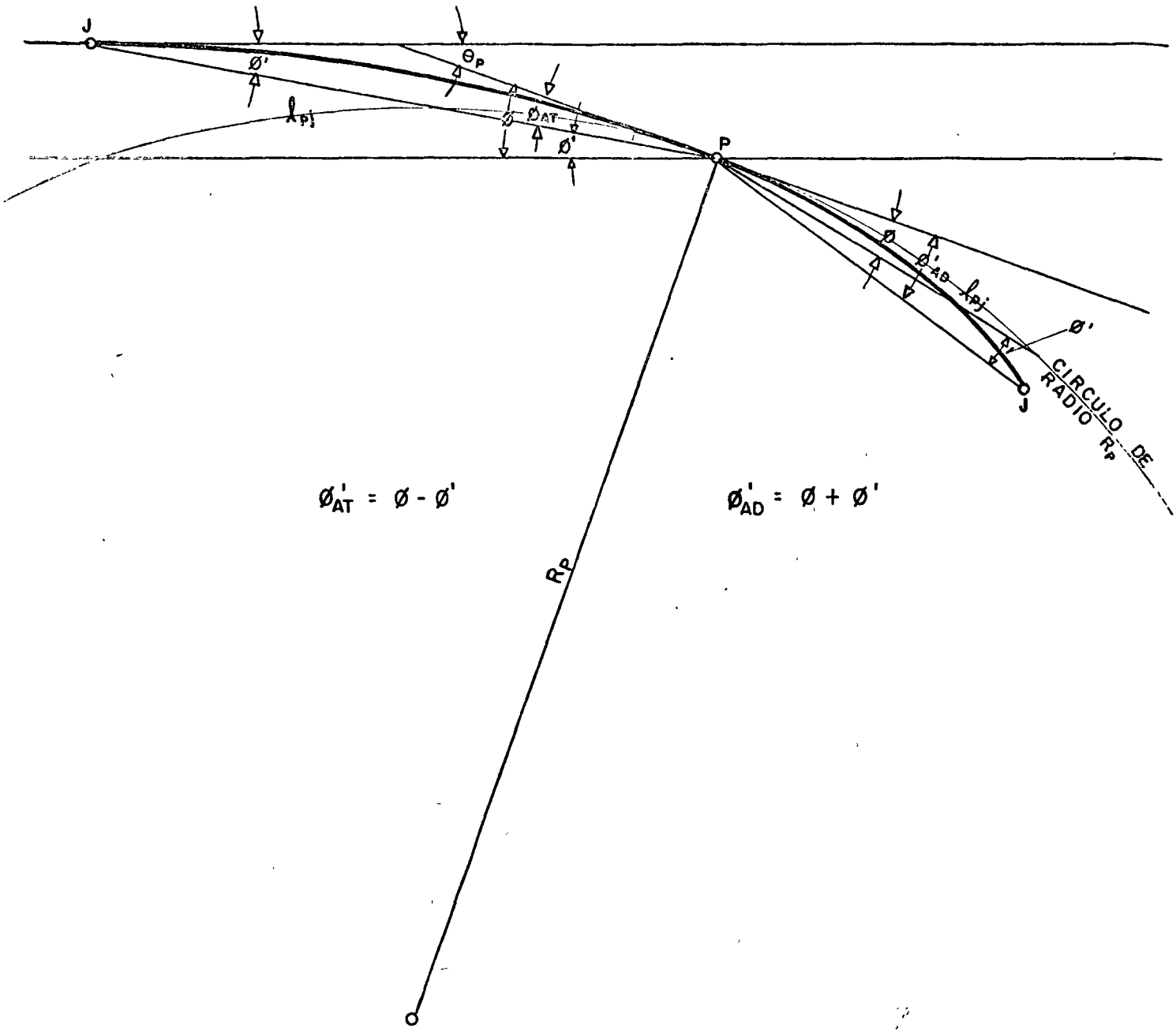
$$ST_2 = ST_1 = Y \csc \Delta_T = 68.78 \csc 122°30' = 81.55 \text{ m}$$

$$E = (R_2 + P_1) \sec \alpha - R_2 = 41.14$$

$$\alpha = \text{angtan} \frac{ST - k_1}{R_2 + P_1} = 61.2472°$$

6.- Calcule todos los elementos necesarios para replantear en el campo el alineamiento horizontal de una curva de 10° con espirales simétricas de 60 m y deflexión total de 90°, si el cadenamiento del TE es 0+000.00 y por razones de visibilidad en el lugar del trazo, el teodolito solo se puede colocar en el TE, en la mitad de la primera espiral y en el CE de la curva.





$$\phi'_{AT} = \phi - \phi'$$

$$\phi'_{AD} = \phi + \phi'$$

$$\phi = \frac{G_P \, \ell_{Pj}}{40}$$

$$\phi' = \frac{\theta_P}{3} - Z = \left(\frac{\ell_{Pj}}{\ell_e}\right)^2 \frac{\theta_e}{3} - Z$$

$$\theta e = \frac{Gc\ le}{40} = \frac{10x60}{40} = 15°$$

$$\Delta_T = 90° = \Delta c + 2\theta e = \Delta c + 30 = 90°$$

$$\Delta c = 60°$$

$$LC = \frac{20\ \Delta c}{Gc} = \frac{20x60}{10} = 120\ m$$

TE = 0+000 $\qquad X_c = \frac{le}{100}\ (100 - 0.00305\ \theta_e^2)$

EC = 0+060 $\qquad X_c = \frac{60}{100}\ (100 - 0.68625) = 59.59\ m$

CE = 0+180 $\qquad Y_c = \frac{le}{100}\ (0.582\ \theta e - 0.0000126\ \theta_e^3)$

ET = 0+240 $\qquad Y_c = \frac{60}{100}\ (8.73 - 0.04) = 5.21\ m$

$P = Y_c - R_c$ sen Vers θe

$P = 5.21 - 114.59\ (1 - \cos 15°) = 1.31\ m$

$k = X_c - R_c$ sen θe

$k = 59.59 - 114.59$ sen $15° = 29.93$ m.

$ST_e = k + (R_c + P) \tan \frac{\Delta}{2}$

$ST_e = 29.93 + (114.59 + 1.31) \tan 45° = 145.83\ m$

PI = 0+145.83

$E_c = (R_c + p)\ \sec \frac{\Delta}{2} - R_c$

$E_c = (114.59 + 1.31)\ \frac{1}{\cos 45°} - 114.59 = 49.32\ m$

$CLe = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2} = \sqrt{59.59^2 + 5.21^2} = 59.82\ m$

$\phi_c' = \frac{\theta e}{3} - Z$

$Z = 3.1 \times 10^{-3}\ \theta_e^3 + 2.3 \times 10^{-8}\ \theta_e^5$

$Z = 10.4625 + 0.0174 = 10.4799$ (se desprecia)

$$\phi'_c = \frac{15}{3} - 0 = 5°$$

$TL = Xc - Yc \cot \theta e = 59.59 - 5.21/\tan 15° = 40.15$ m

$TC = Yc \csc \theta e = 5.21/\operatorname{sen} 15° = 20.13$ m

ESTACION	PV	l	$\phi' = (\frac{l}{le})^2 \frac{\theta e}{3}$	$\phi = \frac{Gpl}{40}$	DEFLEXIONES ϕAD	ϕAT
0+000	PI	-	0°00'	0°00'	0°00'	-
	0+020	20	0°33'	0°00'	0°33'	-
Gp=0°	0+030	30	1°15'	0°00'	1°15'	-
0+030	TE	30	1°15'	3°45'	-	2°30'
Gp = 5°	0+040	10	0°08'	1°15'	1°07'	←
	0+060	30	1°15	3°45'	2°30'	←
0+180	0+060	120	-	30°00'		30°00'
Gp=10°.	0+080	100	-	25°00'		25°00'
	0+100	080	-	20°00'		20°00'
	0+120	060	-	15°00'		15°00'
	0+140	040	-	10°00'		10°00'
	0+160	020	-	5°00'		5°00'
	0+200	20	0°33'	5°00'	←	4°27'
	0+220	40	2°13'	10°00'	←	7°47'
	0+240	60	5°00'	15°00'	←	10°00'

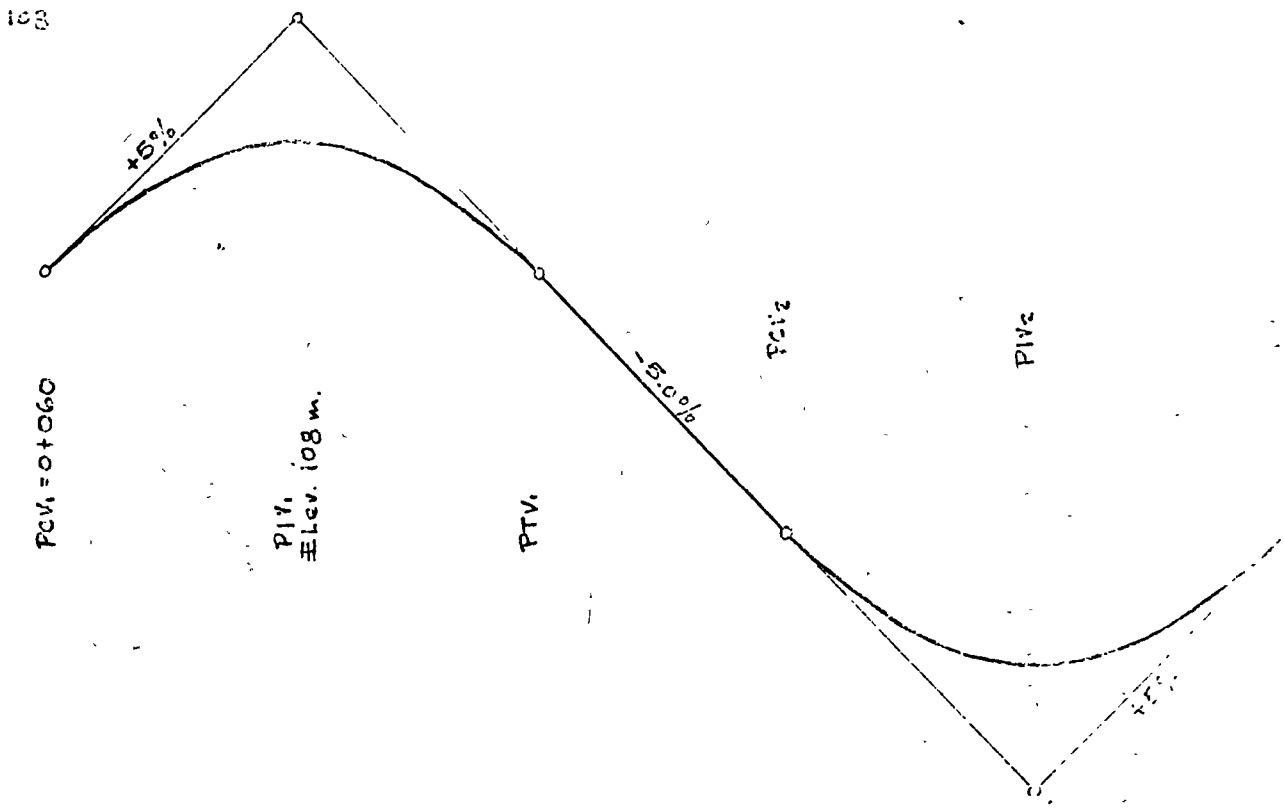
CURSO DE PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA, UNAM

ALINEAMIENTO VERTICAL

PROBLEMA TIPICO

Calcule la longitud mínima de las curvas verticales en cresta y en columpio (ver figura) si las pendientes de entrada y salida son del 5% y la velocidad de proyecto de 60 km/h considere los criterios de comodidad, apariencia, drenaje y seguridad. Calcule también la expresión para encontrar las elevaciones de los cadenamientos de las curvas y el registro de cálculo considerando una longitud cerrada de 200 m, en cada curva, si el PCV se ubica en la estación 0+060, entre las dos curvas hay una tangente vertical de 100 m de longitud y la elevación del primer PIV, es igual a 108 m.



CURVA 1. (Cresta)

$A = P_1 - P_2 = +0.05-(-0.05) = 10 \qquad A = 10\%$

Longitud Mínima

Criterio de Comodidad: No aplicable

Criterio de Apariencia: No aplicable

Criterio de Drenaje: $L \leq 43A = 43x10 = 430 \qquad L \leq 430$

Criterio de Seguridad:

Dp = 75 m (Distancia de visibilidad de parada correspondiente a V_p = 60 km/h)

¿ $D_p > L$?

$$L = 2D_p - \frac{425}{A} = 2x75 - \frac{425}{10} = 107.5$$

$75 < 107.5$ por lo que no es aplicable esta expresión

¿ $D_p < L$?

$$L = \frac{AD_p^2}{425} = \frac{10x75^2}{425} = 132.35 \text{ m}$$

$75 < 132.35$ La expresión si es aplicable

Longitud Mínima 132.35 m

CURVA 2. (Columpio)

$A = P_1 - P_2 = -0.05 - (+0.05) = -0.10 \qquad A = -10\%$

Longitud Mínima

Criterio de Comodidad: $L \geq \frac{AV^2}{395} = \frac{10x60^2}{395} = 91.13$ m

Criterio de Apariencia: $L \geqq 30A = 30x10 = 300$ m

Criterio de Drenaje: $L \leqq 43A = 43x10 = 430$ m

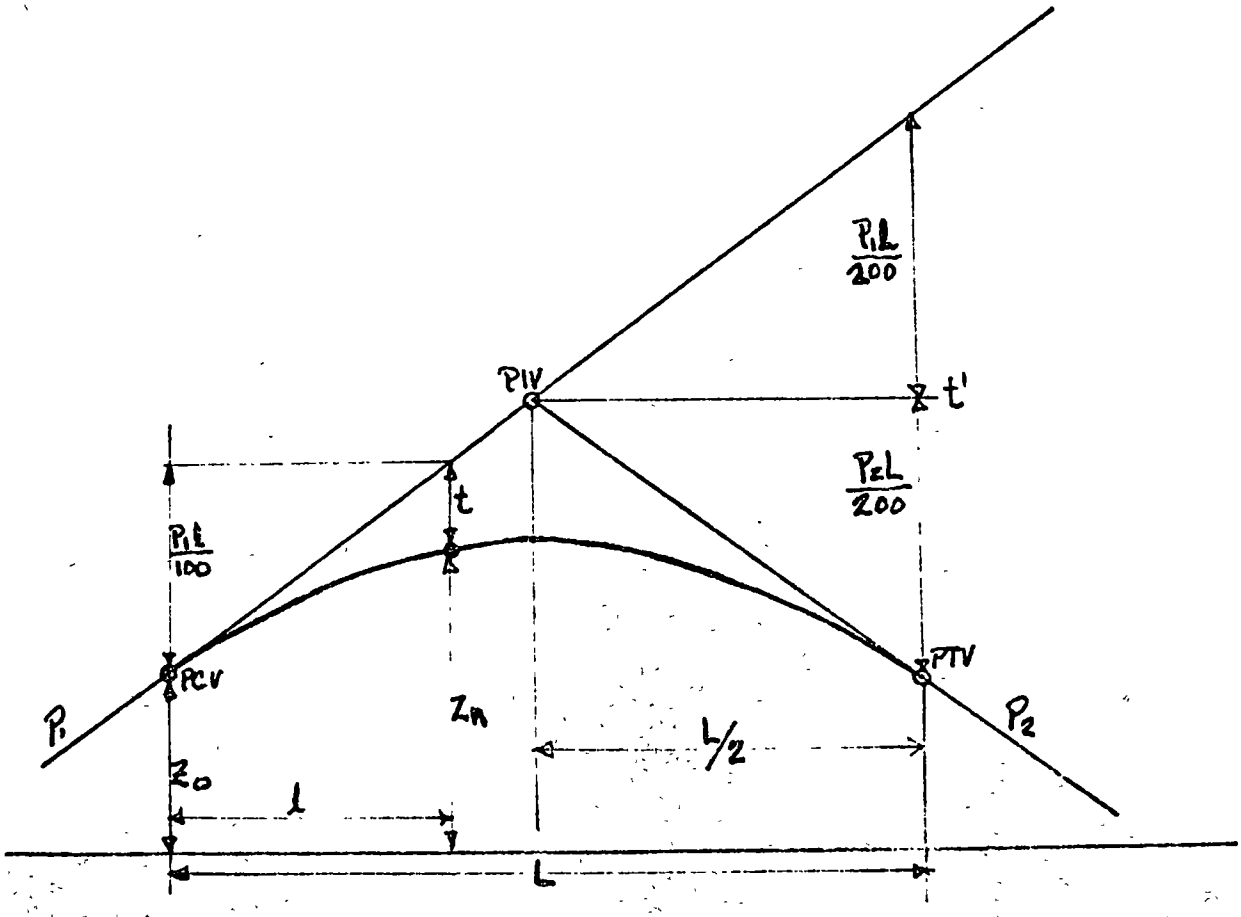
Criterio de Seguridad: $L \geqq \frac{AD_p^2}{120+3.5D_p}$

$L \geqq \frac{10x75^2}{120x3.5x75} = 147.06$ La expresión es aplicable puesto que 75 147.06

COMENTARIOS:

Si se utiliza el criterio de seguridad en la curva en cresta, no se tendrán problemas de drenaje y la curva se podrá transitar con seguridad a 60 km/h sin intentar el rebase.

En el caso de la curva en columpio, con el criterio de seguridad se tendrá una curva cómoda, sin problemas de drenaje y segura para la velocidad de proyecto, sin embargo la apariencia no cumplirá con el requisito expecificado.



$$Z_n = Z_o + \frac{P_1 l}{100} - t$$

$$t = al^2 \quad t^1 = aL^2$$

en el PTV

$$t^1 = \frac{P_1 L}{200} + \frac{P_2 L}{200}$$

$$t^1 = \frac{(P_1 - P_2)L}{200} = \frac{AL}{200}$$

de donde

$$\frac{AL}{200} = a\,L^2$$

$$a = \frac{A}{200\,L} \qquad t = \frac{Al^2}{200\,L}$$

$$Z_n = Z_o + \frac{P_1 l}{100} - \frac{Al^2}{200\,L}$$

Si se expresan l y L en estaciones de 20 m y llamamos n al número de estaciones al punto medido y N al número de estaciones total de la curva, tendremos:

$$n = \frac{l}{20} \quad N = \frac{L}{20}$$

$$Z_n = Z_o + \frac{P_1 n}{5} - \frac{An^2}{10\,N}$$

$$k = \frac{A}{10\,N}$$

$$Z_n = Z_o + \frac{P_1 n}{5} - kn^2 \qquad \text{Cresta}$$

$$Z_n = Z_o - \frac{P_1 n}{5} + kn^2 \qquad \text{Columpio}$$

Estación	Elevación Tangente Vertical	Pend.	Corrección $k = \frac{A}{800}$			Elevación Curva
			n	n^2	kn^2	
PCV_1 0+060	Z_o - 103.00		0	0	0	103.00
0+080	$Z_o + \frac{P_1 n}{5}$ = 104.00	P_1 = + 5 %	1	1	0.1	103.90
0+100	105.00		2	4	0.4	104.60
0+120	106.00		3	9	0.9	105.10
0+140	107.00		4	16	1.6	105.40
PIV_1 - 0+160	108.00		5	25	2.5	105.50
0+180	109.00		6	36	3.6	105.40
0+200	110.00		7	49	4.9	105.10
0+220	111.00	P_2 = - 5 %	8	64	6.4	104.60
0+240	112.00		9	81	8.1	103.90
PTV_1 - 0+260	113.00		10	100	10.0	103.00
0+280	$Z_o - \frac{P_1 n}{5}$ = 102.00		-	-	-	102.00
0+300	101.00		-	-	-	101.00
0+320	100.00		-	-	-	100.00
0+340	99.00		-	-	-	99.00
PCV_2=0+360	98.00		0	0	0	98.00
0+380	97.00		1	1	0.1	97.10
0+400	96.00	P_1 = - 5 %	2	4	0.4	96.40
0+420	95.00		3	9	0.9	95.90
0+440	94.00		4	16	1.6	95.60
PIV_2= 0+460	93.00		5	25	2.5	95.50
0+480	92.00		6	36	3.6	95.60
0+500	91.00		7	49	4.9	95.90
0+520	90.00		8	64	6.4	96.40
0+540	89.00	P_2 = + 5 %	9	81	8.1	97.10
PTV_2= 0+560	88.00		10	100	10.0	98.00

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

TEMA: ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Tomado del Libro
"Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras"
SOP, 1976(Págs. 297 a 349)

Ing. Jaime Ruiz Carranza
Mayo de 1977

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:

$$\frac{G_c}{20} = \frac{360^\circ}{2\pi R_c} \therefore \quad G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

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:

$$R_c = \frac{1\,145.92}{G_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

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.

$$\frac{l_c}{2\pi R_c} = \frac{\Delta_c}{360^\circ} \therefore \quad l_c = \frac{\pi \Delta_c}{180^\circ} R_c$$

pero teniendo en cuenta la expresión (2) se tendrá:

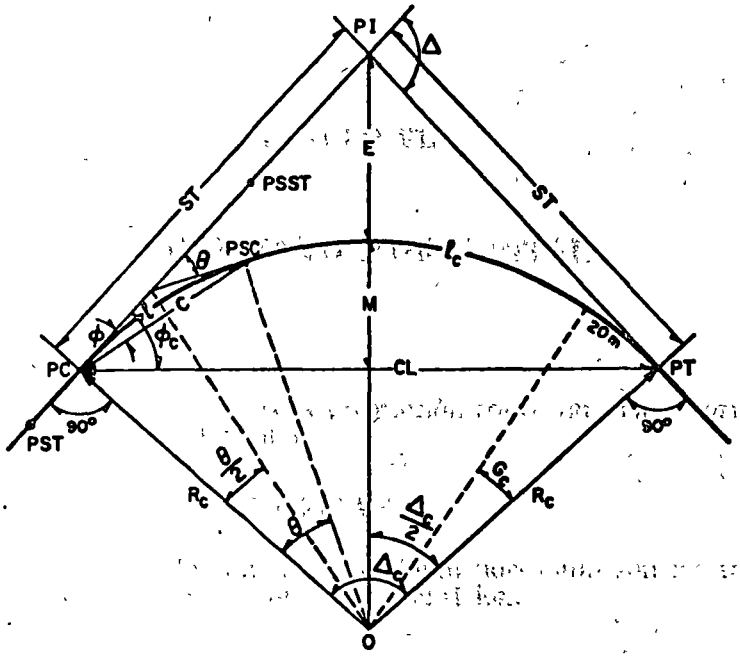
$$l_c = 20 \frac{\Delta_c}{G_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

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:

$$E = R_c \sec \frac{\Delta_c}{2} - R_c = R_c\left(\sec \frac{\Delta_c}{2} - 1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$



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:

$$M = R_c - R_c \cos \frac{\Delta_c}{2} = R_c \operatorname{sen} \operatorname{ver} \frac{\Delta_c}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

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)

$$\phi = \frac{G_c l}{40} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

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:

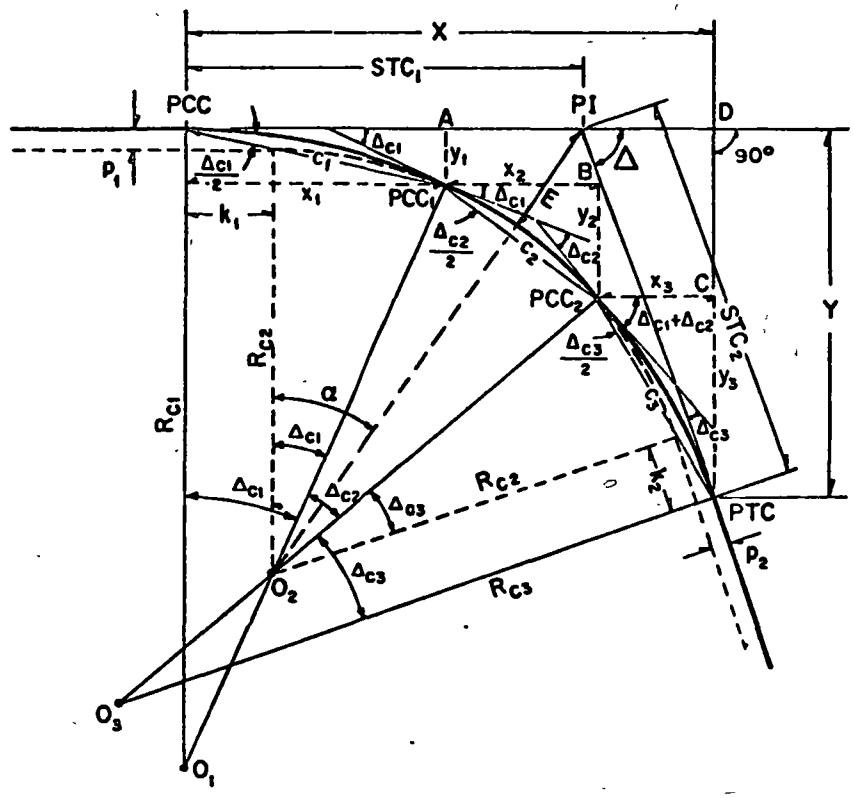
$$x_1 = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$
$$y_1 = R_{c_1}(1 - \cos \Delta_{c_1})$$

$$x_1 = C_2 \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$y_2 = C_2 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$x_3 = C_3 \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right)$$

$$y_3 = C_3 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) \qquad \text{(10)}$$



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:

$$STC_1 = X - STC_2 \cos \Delta$$

$$STC_2 = Y \csc \Delta \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12)$$

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:

$$X = (1 + \cos \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\cos \Delta_{c_1} + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3$$

$$Y = (\operatorname{sen} \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\operatorname{sen} \Delta_{c_1} + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3 \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (12')$$

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:

$$p_1 = y_1 - (R_{c_2} - R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}) = R_{c_1} - R_{c_1} \cos \Delta_{c_1} - R_{c_2} + R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}$$

$$p_1 = (R_{c_1} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_1}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

$$k_1 = x_1 - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$

$$k_1 = (R_{c_1} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13')$$

Análogamente:

$$p_2 = (R_{c_3} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_3}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

$$k_2 = (R_{c_3} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14')$$

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: $$\alpha = \operatorname{ang\,tan} \frac{STC_1 - k_1}{R_{c_2} + p_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

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:

$$Rl = K^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

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:

$$\int_0^\theta d\theta = \int_0^l \frac{l\,dl}{K^2} \quad \therefore \quad \theta = \frac{l^2}{2K^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

y teniendo en cuenta la expresión (17):

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18')$$

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:

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_o} \cdot \frac{180}{\pi} = \frac{l^2}{2\left(\frac{1\,145.92}{G_o}\right) l_o} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta = \frac{G_c l^2}{40 l_o} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18'')$$

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:

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} = \frac{l^2}{C} \text{ e integrando:}$$

$$x = \int_o^l \left(1 - \frac{l^4}{C^2 2!} + \frac{l^8}{C^4 4!} - \frac{l^{12}}{C^6 6!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(1 - \frac{l^4}{5C^2 2!} + \frac{l^8}{9C^4 4!} - \frac{l^{12}}{13C^6 6!} + \ldots\right)$$

$$y = \int_o^l \left(\frac{l^2}{C} - \frac{l^6}{C^3 3!} + \frac{l^{10}}{C^5 5!} - \frac{l^{14}}{C^7 7!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(\frac{l^2}{3C} - \frac{l^6}{7C^3 3!} + \frac{l^{10}}{11C^5 5!} - \frac{l^{14}}{15C^7 7!} + \ldots\right)$$

expresando los resultados anteriores en función de θ:

$$x = l\left(1 - \frac{\theta^2}{5x2!} + \frac{\theta^4}{9x4!} - \frac{\theta^6}{13x6!} + \ldots\right)$$

$$y = l\left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{7x3!} + \frac{\theta^5}{11x5!} - \frac{\theta^7}{15x7!} + \ldots\right) \quad \ldots\ldots \quad (19)$$

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:

$$C = \sqrt{x^2 + y^2} = y \csc \phi' = x \sec \phi' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (20)$$

$$T_1 = x - y \cot \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (21)$$

$$T_2 = y \csc \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (22)$$

También:

$$\phi' = \text{ang tan}\,\frac{y}{x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (23)$$

En la práctica se ha llegado a que:

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (23')$$

En donde ϕ' y θ están expresados en grados y Z es una corrección dada por la expresión:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\,\theta^3 + 2.3 \times 10^{-8}\,\theta^5 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (24)$$

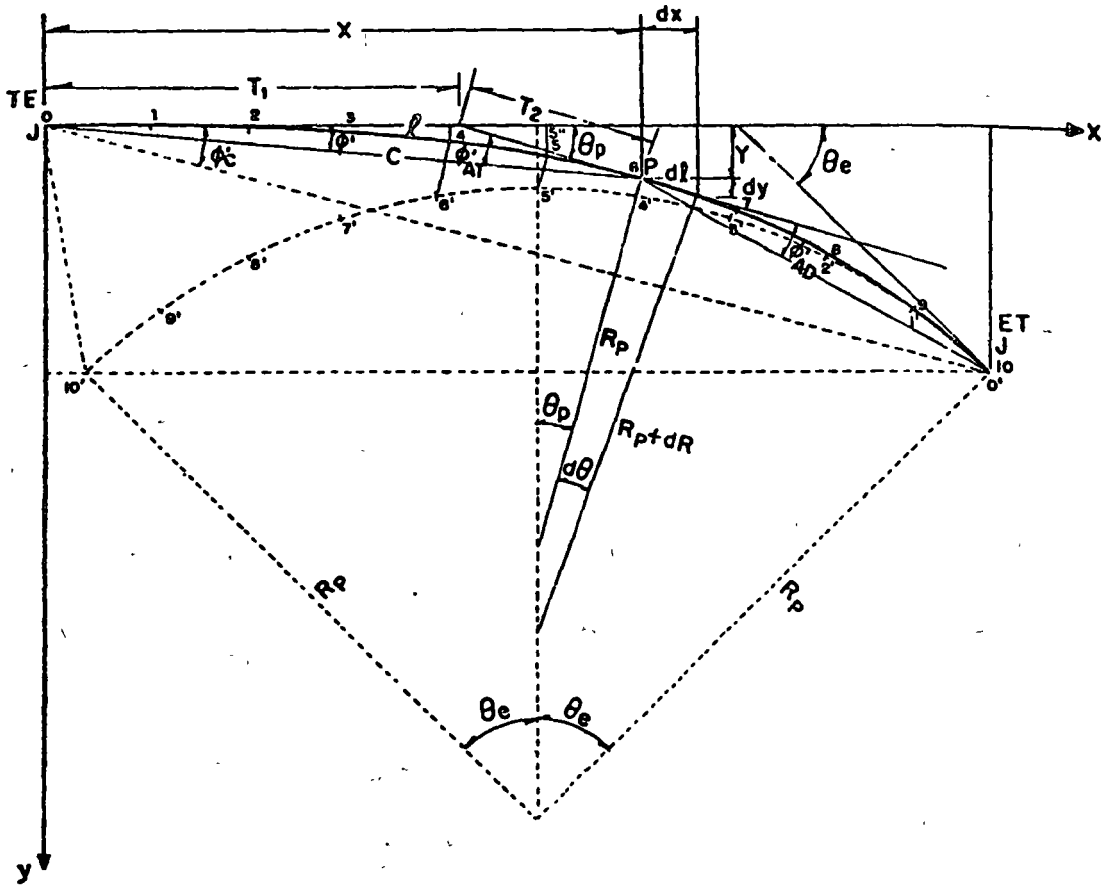
En donde está expresada en grados y Z en segundos.

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 $\overline{5{\cdot}5''}$ es igual a la distancia normal a la clotoide $\overline{5{\cdot}5'}$; 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}:

$$\phi_{AT} = \phi - \phi' \quad \text{.....} \quad (25)$$

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:

$$\phi'_{AD} = \phi + \phi' \quad \text{.....} \quad (25')$$

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:

$$R_c\, l_e = R_p\, l_p \text{ que lleva a } G_p\, l_e = G_c\, l_p \quad \therefore \quad G_p = \frac{l_p}{l_e} G_c = \frac{P}{N} G_c$$

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:

$$\theta_e = \frac{G_c\, l_e^2}{40 l_e} \quad \text{.....} \quad (18'')$$

$$\phi = \frac{P\,|J - P|}{N^2} \theta_e$$

Por otra parte de la expresión (23'):

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z$$

de la expresión (18) $\quad 2K^2 = \frac{l_{jp}^2}{\theta} = \frac{l_e^2}{\theta_e}$ despejando $\quad \theta = \left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 \theta_e$

$$\phi' = \frac{\theta_e}{3}\left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 - Z = \frac{\theta_e}{3}\left[\frac{\left(\frac{J-P}{N}\right) l_e}{l_e}\right]^2 - Z$$

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).

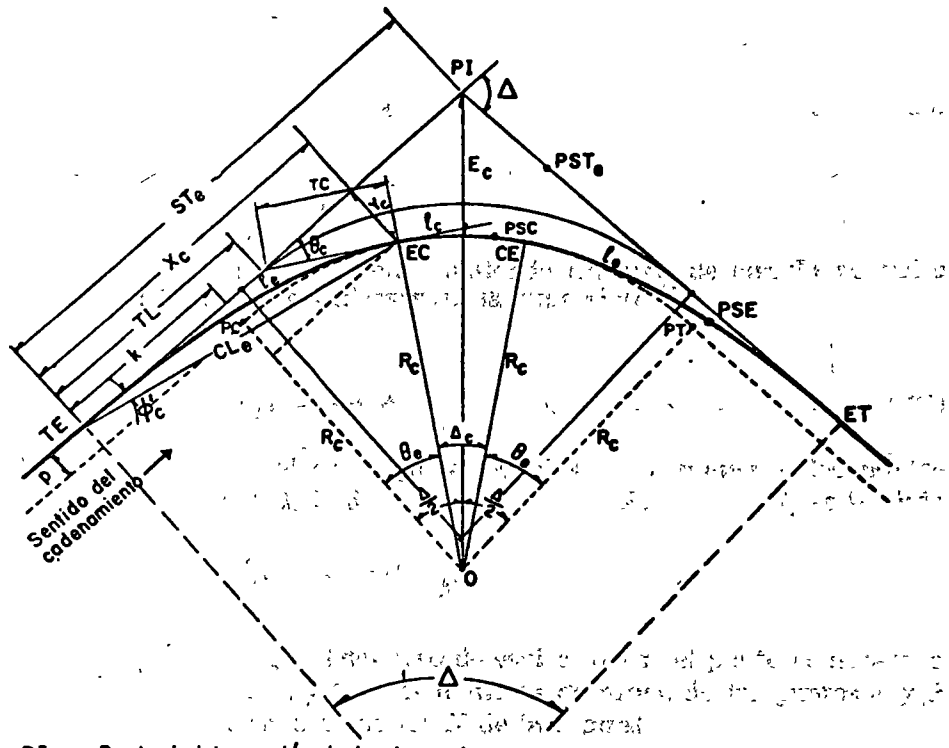
B) Curva circular simple con espirales de transición. Las curvas circulares con espirales de transición constan de una espiral de entrada, una curva circular simple y una espiral de salida. Cuando las espirales de entrada y salida tienen la misma longitud, la curva es simétrica, en caso contrario es 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.

$$G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

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.

$$K = \sqrt{R_e l_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

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*.

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

Si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y por tanto: $2K^2 = \dfrac{l_e^2}{\theta_e}$

y substituyendo en (18):

$$\theta = \left(\frac{l}{l_e}\right)^2 \theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (27)$$

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')

$$\theta_e = \frac{l_e^2}{2R_e l_e} = \frac{l_e}{2R_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (28)$$

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:

$$\theta_e = \frac{l_e}{2 \times \dfrac{1\,145.92}{G_e}} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta_e = \frac{G_e l_e}{40} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (29)$$

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:

$$L = 2l_e + l_e$$

teniendo en cuenta las expresiones (3) y (29):

$$L = 2\left(\frac{40\theta_e}{G_e}\right) + \frac{20\Delta_e}{G_e} = \frac{80\theta_e + 20\Delta_e}{G_e}$$

pero:

$$\Delta_c = \Delta - 2\Theta_e$$

$$L = \frac{80\Theta_e + 20\Delta - 40\Theta_e}{G_e}$$

$$L = \frac{40\Theta_e + 20\Delta}{G_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

y teniendo en cuenta la expresión (29):

$$L = l_e + \frac{20\Delta}{G} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (31)$$

Lo cual indica que al insertar una curva espiral, se incrementa la longitud total de la curva en l_e

8. Coordenadas del *EC* de la curva.
De las ecuaciones (19):

$$X_e = l_e\left(1 - \frac{\Theta_e^2}{10}\right)$$

$$Y_e = l_e\left(\frac{\Theta_e}{3} + \frac{\Theta_e^3}{42}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32)$$

En donde Θ_e está en radianes. Si expresamos a Θ_e en grados, de la expresión (19′), se tendrá:

$$X_e = \frac{l_e}{100}(100 - 0.00305\Theta_e^2)$$

$$Y_e = \frac{l_e}{100}(0.582\Theta - 0.0000126\Theta_e^3) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32')$$

9. Coordenadas del *PC* de la curva circular. De la Figura 7.4:

$$p = Y_e - R_e \text{ sen ver } \Theta_e$$
$$k = X_e - R_e \text{ sen } \Theta_e \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (33)$$

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_e. De la Figura 7.4.

$$ST_e = k + (R_e + p)\tan\frac{\Delta}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (34)$$

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_c. De la ecuación (20).

$$CL_c = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (36)$$

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).

$$\phi_c' = \frac{\Theta_c}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (37)$$

En donde:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\, \Theta_c^3 + 2.3 \times 10^{-8}\, \Theta_c^5$$

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).

$$TL = X_c - Y_c \cot \Theta_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (38)$$

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)

$$TC = Y_c \csc \Theta_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (39)$$

En la tabla 7-C pueden obtenerse los elementos de una espiral de 100 m de longitud. Para una curva de longitud l_c, los valores tabulados deben multiplicarse por el factor $l_c/100$.

En la tabla 7-D pueden obtenerse los datos para trazar cualquier espiral, multiplicando los coeficientes por $\Theta_c/3N^2$. Esta tabla está calculada con las expresiones (26) sin tomar en cuenta la corrección *Z*. Esta corrección debe tomarse en consideración cuando $\Theta_c > 16°$ 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/seg²/seg.

Expresando a la velocidad km/h, la expresión anterior resulta:

$$l_e = 0.0214\,\frac{V^3}{CR_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (40)$$

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/seg³, en caminos se pueden emplear coeficientes que varían entre 0.305 y 0.915 m/seg³. En 1938, J. Barnett propuso un valor de 0.61 m/seg³, 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:

$$l_e = \frac{0.0214}{C}\,V\left(\frac{V^2}{R_e} - 127\,S\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (41)$$

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:

$$m = 1.5625V + 75 \qquad (42)$$

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:

$$l_e = \frac{aS}{p} = maS \qquad (43)$$

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:

$$V_o = \frac{0.50}{11.25} = 0.044 \text{ m/seg}$$

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:

$$V_o = \frac{0.50}{8.04} = 0.062 \text{ m/seg}$$

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

$$V_o = 0.062 = \frac{0.138VaS}{l_o}$$

$$l_o = \frac{0.138VaS}{0.062} \quad \therefore \quad l_o = 2.22VaS$$

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:

$$l_o = 2.22 \times 3.65VS$$

$$l_o \doteq 8VS \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (44)$$

siendo:

l_o = 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:

$$l_o = 0.56V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (45)$$

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
	$le = 0.035 \frac{V^3}{R}$	$le = 0.035V\left(\frac{V^2}{R} + 127\,S\right)$	$le = m\,a\,S$ $m = 1.5625\,v + 75$				$le = 8VS$
			$a = 2.75$	$a = 3.05$	$a = 3.35$	$a = 3.65$	
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:

$$\Delta_e \geq 0$$

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.

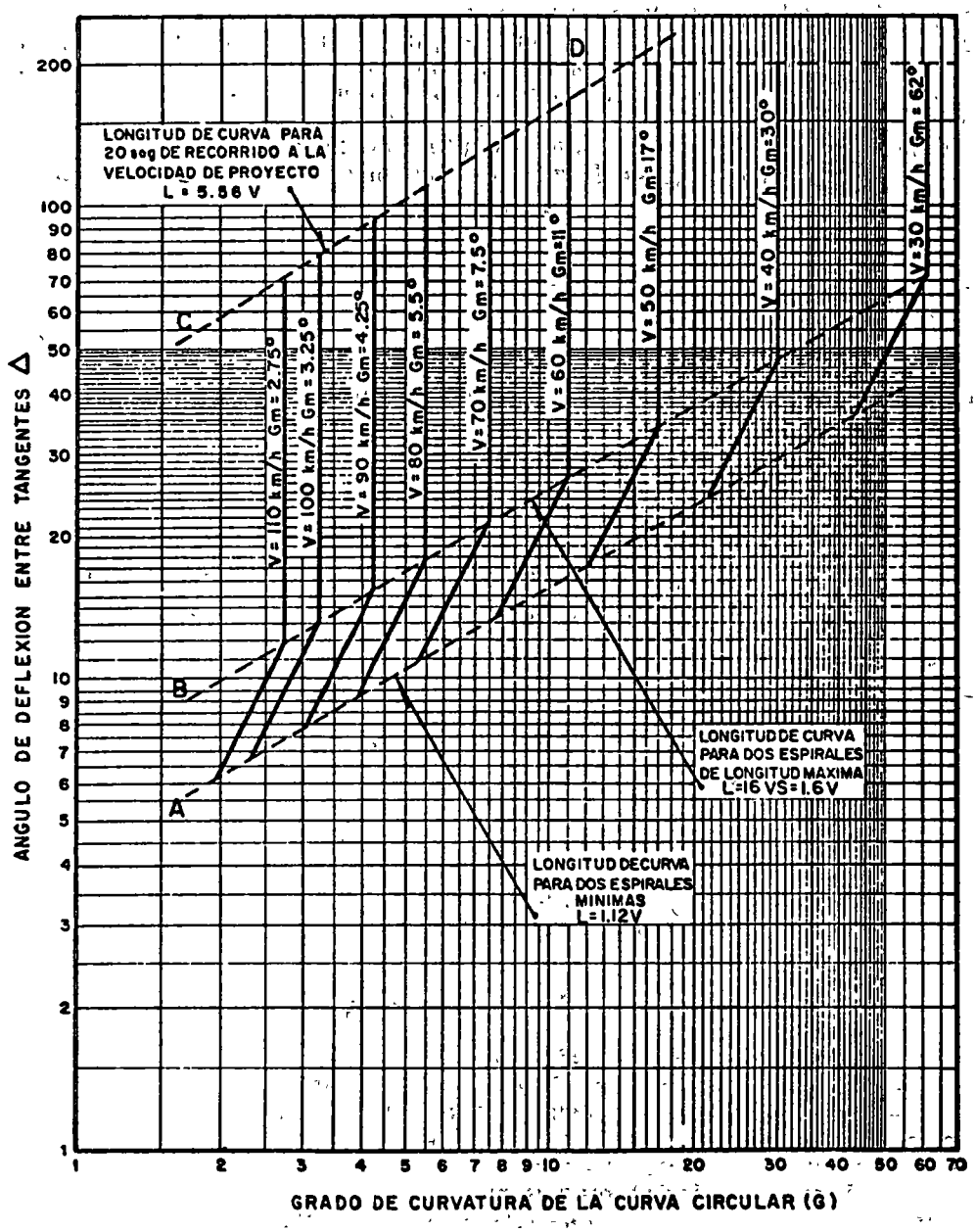
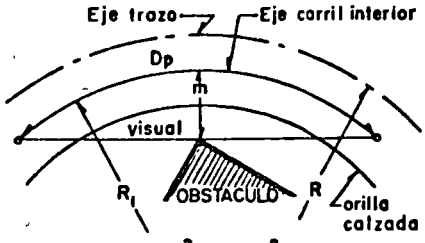


FIGURA 7.5. CURVATURA Y DEFLEXION MAXIMAS PARA QUE LAS ESPIRALES DE TRANSICION NO SE TRASLAPEN

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: $L = 2\,l_e$; 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

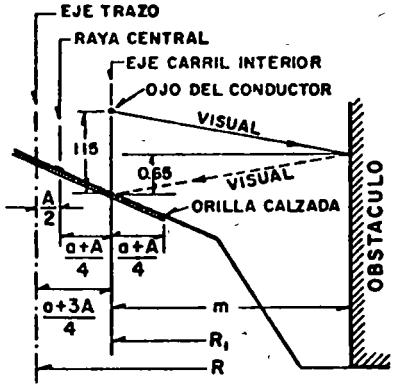
En las curvas del alineamiento horizontal que parcial o totalmente queden alojadas en corte o que tengan obstáculos en su parte interior que limiten la distancia de visibilidad, debe tenerse presente que esa distancia sea cuando menos equivalente a la distancia de visibilidad de parada. Si las curvas 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.



$$m = \frac{D_P^2}{8R_1} = \frac{D_R^2 G_1}{9170}$$

$$R_1 = R - \frac{a+3A}{4} \qquad G_1 = \frac{1146}{R_1}$$

a – ancho de la calzada en tangente
A – ampliación en la curva
D_p – distancia de visibilidad de parada



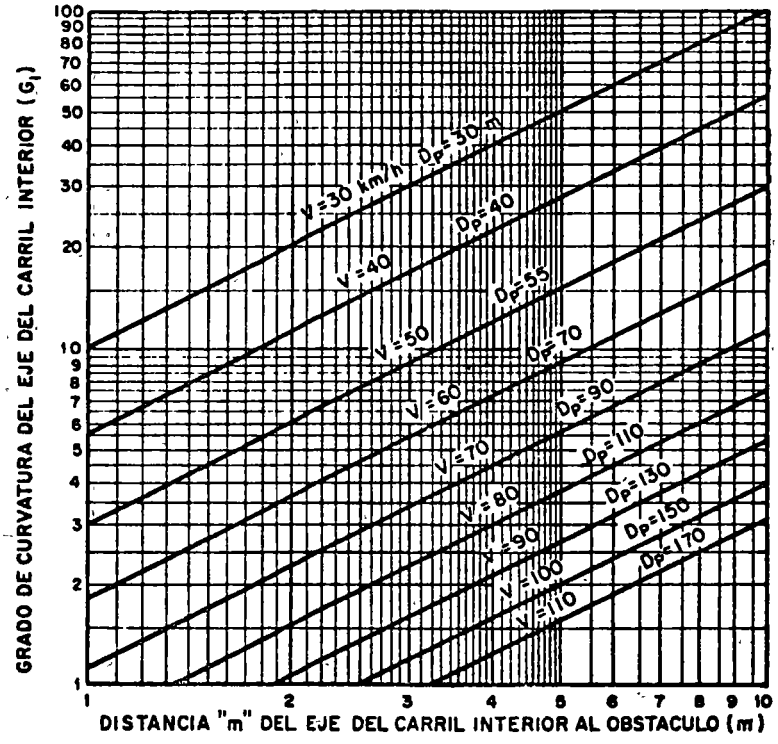


FIGURA 7.6. DISTANCIA MINIMA NECESARIA A OBSTACULOS EN EL INTERIOR DE CURVAS CIRCULARES PARA DAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

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	34377.46	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	11459.15	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	5729.58	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	130.90	0.85	0.86	261.79	30.00	15.00	0.10	0.10	30.00
1	40	3437.75	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	2644.47	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	1375.10	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	1.49	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	1.85	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	3.29	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	3.81	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	3.95	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	4.09	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	4.23	4.22	196.42
10	0	572.97	50.12	2.18	2.18	99.87	1745.33	874.89	38.19	38.05	1743.12	200.00	100.25	4.38	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	7.61	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	7.80	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	9.45	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	9.67	9.59	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	10.11	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	10.33	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	10.56	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	10.79	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	11.03	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	11.26	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	11.50	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	11.74	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	11.98	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	12.23	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	12.48	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	12.73	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	12.98	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	13.24	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	13.49	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	13.75	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	14.02	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	14.28	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	14.55	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	14.82	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	15.10	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	15.37	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	15.65	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	15.93	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	16.22	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	16.50	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	16.79	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	17.09	16.83	391.41
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	17.38	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	17.68	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	3558.89	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	50.70	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	235.46	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	233.86	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	5294.17	2710.70	360.88	348.31	5232.56	606.67	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	369.10	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	3201.13	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	576.20	544.81	6511.37	760.00	394.57	66.03	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	3672.69	653.10	613.06	6895.05	806.67	420.86	74.64	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	118.19	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	1046.41
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	127.19	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	143.69	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	144.49	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	649.33	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	1573.91	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	56.41	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	13817.21	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
66	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	10058.37	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	11988.22	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	20.64	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	12275.83	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	12312.35	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	4063.48	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	1858.06
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	14370.30	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	7544.00	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	50.85	76.35	40.88	22.65	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	15060.78	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	15900.36	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	16425.64	9230.23	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	9276.30	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	9322.63	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	10m	20m	5m	10m	20m
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"	1° 15' 0"	2° 30' 0"	5° 0' 0"	5.00	10.00	19.98

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	94.19	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	5 m	10 m	20 m
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'	37.99	45' 15"	3° 46' 15"	7° 32' 30"	15° 5' 0"	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	19.76
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 8 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	19.70
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	19.69
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	19.68
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	19.67
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	5.00	9.96	19.66
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	19.65
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	19.64
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	19.63
38 40	29.64	58 0	4 50 0	9 40 0	19 20 0	4.99	9.95	19.62
38 50	29.51	58 15	4 51 15	9 42 30	19 25 0	4.99	9.95	19.62
39 0	29.38	58 30	4 52 30	9 45 0	19 30 0	4.99	9.95	19.62
39 10	29.26	58 45	4 53 45	9 47 30	19 35 0	4.99	9.95	19.61
39 20	29.13	59 0	4 55 0	9 50 0	19 40 0	4.99	9.95	19.61
39 30	29.01	59 15	4 56 15	9 52 30	19 45 0	4.99	9.95	19.61
39 40	28.89	59 30	4 57 30	9 55 0	19 50 0	4.99	9.95	19.60
39 50	28.77	59 45	4 58 45	9 57 30	19 55 0	4.99	9.95	19.60
40 0	28.65	60 0	5° 0' 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
40° 0'	5.72	49.199	22.473	95.236	68.453	34.962	13° 16' 39.2"

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
40° 10'	5.74	49.192	22.561	95.197	68.469	34.977	13° 19' 56.6"
40 20	5.76	49.185	22.648	95.158	68.485	34.991	13 23 14.1
40 30	5.79	49.179	22.734	95.119	68.501	35.006	13 26 31.5
40 40	5.81	49.172	22.821	95.080	68.517	35.020	13 29 48.9
40 50	5.83	49.165	22.908	95.040	68.533	35.035	13 33 6.2
41 0	5.86	49.159	22.995	95.001	68.549	35.050	13 36 23.6
41 10	5.88	49.152	23.081	94.961	68.565	35.064	13 39 40.9
41 20	5.90	49.145	23.168	94.921	68.581	35.079	13 42 58.2
41 30	5.92	49.138	23.254	94.881	68.597	35.094	13 46 15.5
41 40	5.95	49.132	23.340	94.841	68.614	35.109	13 49 32.7
41 50	5.97	49.125	23.427	94.801	68.630	35.124	13 52 50.0
42 0	5.99	49.118	23.513	94.760	68.647	35.139	13 56 7.2
42 10	6.02	49.111	23.599	94.720	68.663	35.154	13 59 24.3
42 20	6.04	49.104	23.685	94.679	68.680	35.170	14 2 41.5
42 30	6.06	49.097	23.771	94.638	68.697	35.185	14 5 58.7
42 40	6.08	49.090	23.857	94.597	68.714	35.201	14 9 15.8
42 50	6.11	49.083	23.942	94.556	68.731	35.216	14 12 32.9
43 0	6.13	49.076	24.028	94.514	68.748	35.232	14 15 49.9
43 10	6.15	49.069	24.114	94.473	68.765	35.247	14 19 7.0
43 20	6.18	49.062	24.199	94.431	68.782	35.263	14 22 24.0
43 30	6.20	49.055	24.284	94.390	68.799	35.279	14 25 41.0
43 40	6.22	49.048	24.370	94.348	68.817	35.295	14 28 58.0
43 50	6.24	49.040	24.455	94.306	68.834	35.311	14 32 14.9
44 0	6.27	49.033	24.540	94.264	68.852	35.327	14 35 31.8
44 10	6.29	49.026	24.625	94.221	68.869	35.343	14 38 48.7
44 20	6.31	49.019	24.710	94.179	68.887	35.359	14 42 5.6
44 30	6.33	49.011	24.795	94.136	68.905	35.375	14 45 22.5
44 40	6.36	49.004	24.880	94.094	68.923	35.392	14 48 39.3
44 50	6.38	48.997	24.964	94.051	68.941	35.408	14 51 56.1
45 0	6.40	48.990	25.049	94.008	68.959	35.425	14 55 12.8
45 10	6.43	48.982	25.134	93.964	68.977	35.441	14 58 29.6
45 20	6.45	48.975	25.218	93.921	68.995	35.458	15 1 46.3
45 30	6.47	48.967	25.302	93.878	69.013	35.475	15 5 3.0
45 40	6.49	48.960	25.387	93.834	69.032	35.491	15 8 19.7
45 50	6.52	48.952	25.471	93.790	69.050	35.508	15 11 36.4
46 0	6.54	48.945	25.555	93.747	69.069	35.525	15 14 53.0
46 10	6.56	48.937	25.639	93.703	69.087	35.542	15 18 9.6
46 20	6.58	48.930	25.723	93.659	69.106	35.560	15 21 26.1
46 30	6.61	48.922	25.807	93.614	69.125	35.577	15 24 42.7
46 40	6.63	48.915	25.890	93.570	69.144	35.594	15 27 59.2
46 50	6.65	48.907	25.974	93.525	69.163	35.611	15 31 15.7
47 0	6.67	48.899	26.057	93.481	69.182	35.629	15 34 32.2
47 10	6.70	48.892	26.141	93.436	69.201	35.646	15 37 48.7
47 20	6.72	48.884	26.224	93.391	69.220	35.664	15 41 5.1
47 30	6.74	48.876	26.307	93.346	69.240	35.682	15 44 21.5
47 40	6.76	48.869	26.391	93.301	69.259	35.700	15 47 37.8
47 50	6.79	48.861	26.474	93.255	69.278	35.717	15 50 54.2
48 0	6.81	48.853	26.557	93.210	69.298	35.735	15 54 10.5
48 10	6.83	48.845	26.639	93.164	69.318	35.753	15 57 26.8
48 20	6.85	48.837	26.722	93.118	69.338	35.771	16 0 43.0
48 30	6.88	48.830	26.805	93.072	69.357	35.790	16 3 59.2
48 40	6.90	48.822	26.888	93.026	69.377	35.808	16 7 15.4
48 50	6.92	48.814	26.970	92.980	69.397	35.826	16 10 31.6
49 0	6.94	48.806	27.052	92.934	69.418	35.845	16 13 47.8
49 10	6.97	48.798	27.135	92.887	69.438	35.863	16 17 3.9
49 20	6.99	48.790	27.217	92.841	69.458	35.882	16 20 20.0
49 30	7.01	48.782	27.299	92.794	69.479	35.901	16 23 36.0
49 40	7.03	48.774	27.381	92.747	69.499	35.919	16 26 52.1
49 50	7.06	48.766	27.463	92.700	69.520	35.938	16 30 8.1
50° 0'	7.08	48.758	27.545	92.653	69.540	35.957	16° 33' 24.1"

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"

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 $[3P\,|J\text{-}P|\pm(J\text{-}P)^2]$ 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-E. VALORES DE LA CORRECCION (Z) DEL ANGULO DE DEFLEXION θ_e

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					

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

TEMA: ALINEAMIENTO VERTICAL

Tomado del Libro
"Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras"
SOP, 1976 (Págs. 351 a 365)

Ing. Jaime Ruiz Carranza

Mayo, 1977

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 piuvial 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.

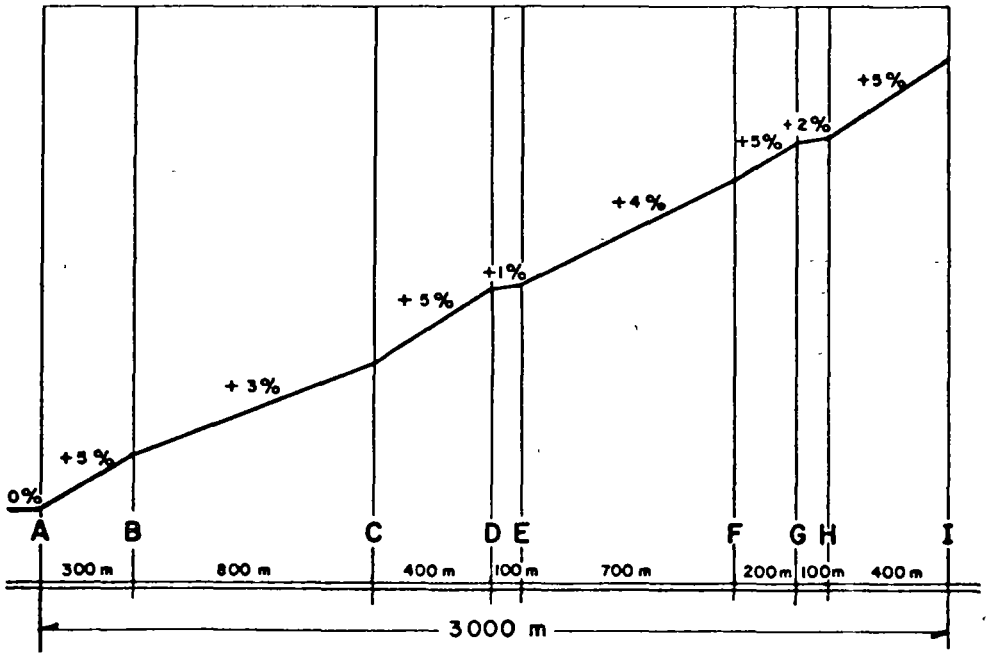


FIGURA 8.1. ALINEAMIENTO VERTICAL DE UN TRAMO DE CAMINO CON TANGENTES DE DIFERENTE PENDIENTE

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.[illegible] 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 0044[illegible]
BC	3	800	55 5	33.0	44 25	0 01[illegible]
CD	5	400	33.0	20.0	26 50	0 01[illegible]
DE	1	100	20.0	31.5	25.75	0.00[illegible]
EF'	4	400	31.5	24.0	27 75	0.0144[illegible]
F'F	4	300	24 0	24.0	24 00	0 001[illegible]
FG	5	200	24 0	20.5	22 25	0 00[illegible]
GH	2	100	20.5	28 0	24 25	0 0041[illegible]
HI	5	400	28 0	20 0	24 00	0.01[illegible]
SUMA:						0 0[illegible]

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 $t = \dfrac{x}{U_x}$

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:

$$a_e = \frac{V^2}{R} \leq 0.305 \text{ m/seg}^2 \quad \therefore \quad R \geq 3.28\, V^2$$

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.

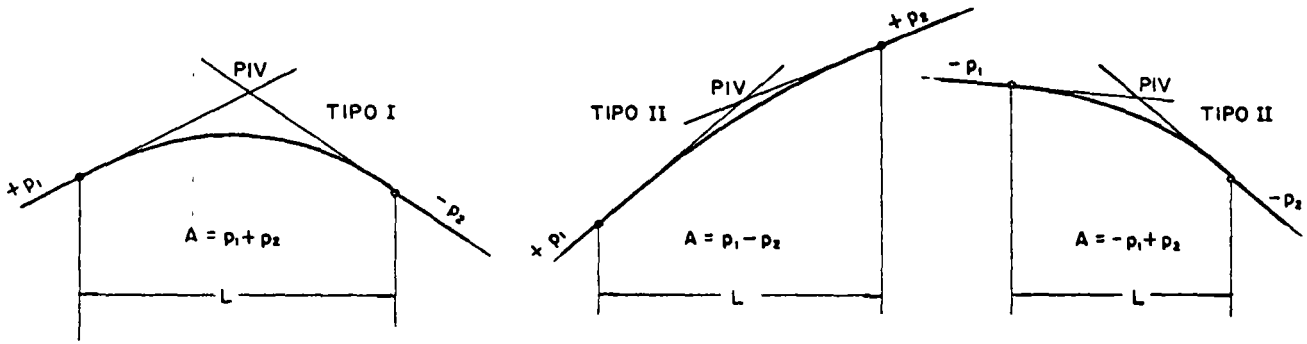
b) Criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente. Empíricamente la AASHO ha determinado que:

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

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:

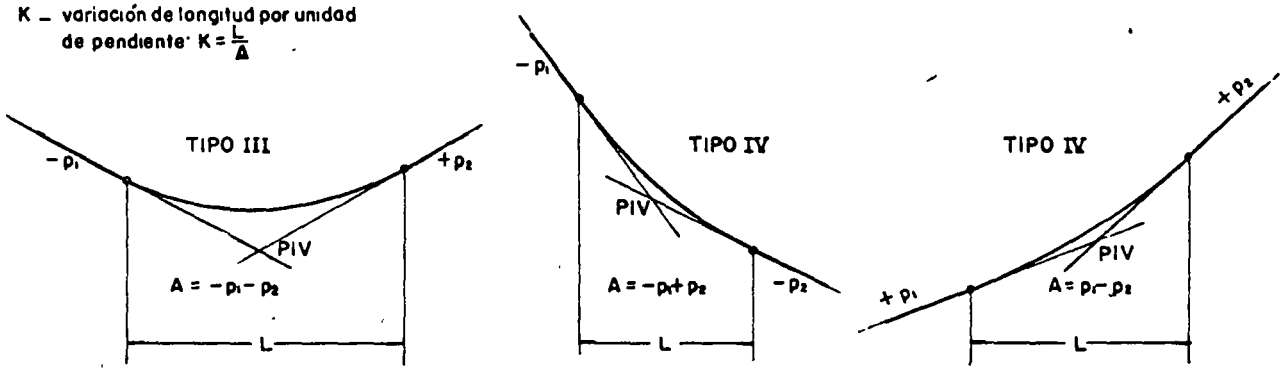
$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

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-



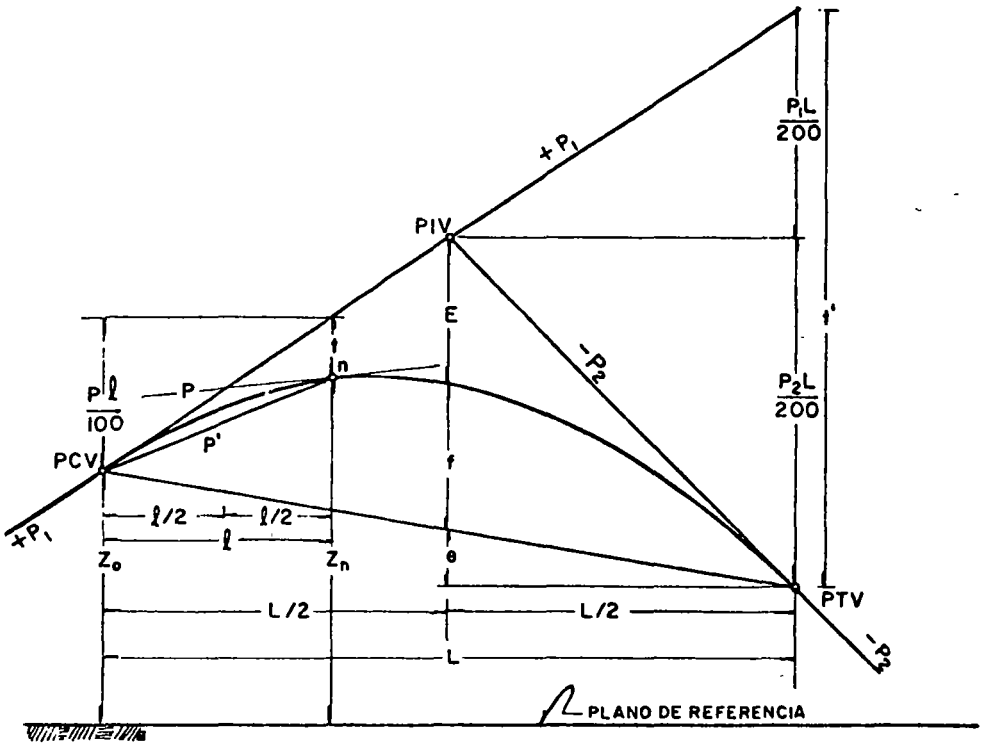
p_1 – pendiente de entrada
p_2 – pendiente de salida.
A – diferencia de pendientes
L – Longitud de la curva.
K – variación de longitud por unidad de pendiente: $K = \frac{L}{A}$

CURVAS VERTICALES EN CRESTA



CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO.

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

bilidad sea mayor o igual que la de parada. En algunos casos, el nivel de servicio deseado puede obligar a diseñar curvas verticales con la distancia de visibilidad de rebase. En el Capítulo V se dedujeron las expresiones que permiten calcular la longitud de las curvas verticales, tanto para distancia de visibilidad de parada como de rebase. Estas expresiones son:

Para curvas en cresta:

$$D > L \quad L = 2D - \frac{C_1}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_1}$$

Para curvas en columpio:

$$D > L \quad L = 2D - \frac{C_2 + 3.5D}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_2 + 3.5D}$$

En donde:

L = Longitud de la curva vertical, en m.
D = Distancia de visibilidad de parada o de rebase, en m.
A = Diferencia algebraica de pendientes, en por ciento.
C_1, C_2 = Constantes que dependen de la altura del ojo del conductor o altura de los faros y de la altura del obstáculo o altura del vehículo (ver Capítulo V).

El valor de las constantes para el vehículo considerado se indica en el cuadro siguiente:

CONSTANTE	Para distancia de visibilidad	
	De parada	De rebase
C_1	425	1 000
C_2	120	—

Las curvas diseñadas para distancia de visibilidad de rebase resultan de gran longitud y sólo deberán proyectarse cuando no se afecte el costo del camino más allá de lo permisible o donde lo amerite el nivel de servicio.

La AASHO establece un valor mínimo para la longitud de curva, dado por la expresión empírica:

$$L = 0.6V$$

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:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

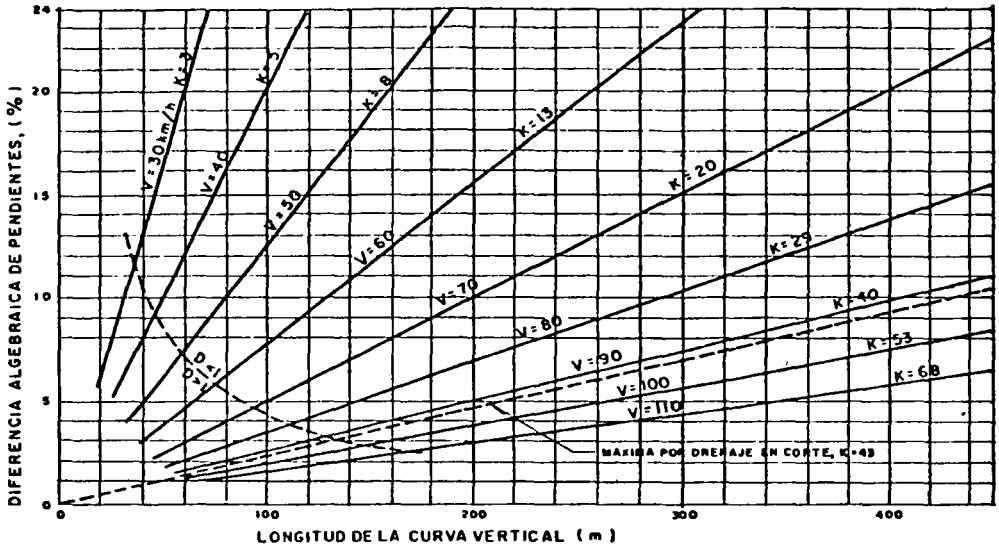


FIGURA 8.4. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN CRESTA PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

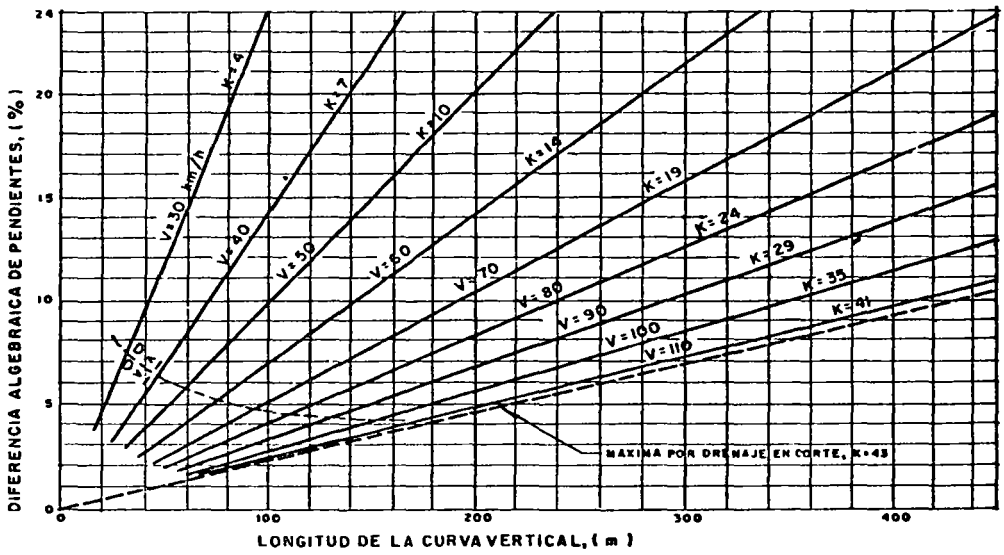


FIGURA 8.5. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

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:

$$t' = \frac{P_1L}{200} + \frac{P_2L}{200} = \frac{L}{200}(P_1 + P_2) = \frac{AL}{200}$$

$$\frac{AL}{200} = aL^2 \qquad \text{de donde} \qquad a = \frac{A}{200L}$$

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 *FCV-PTV*, medida verticalmente; se representa como f.

De la Figura 8.3

$$f = \frac{P_2L}{200} - E - e = \frac{P_2L}{200} - \frac{AL}{800} - e$$

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:

$$e = -\left(\frac{P_1}{100} - \frac{A}{200L}L\right)\frac{L}{2} = -\frac{P_1L}{200} + \frac{AL}{400}$$

de donde:

$$f = \frac{P_2L}{200} - \frac{AL}{800} + \frac{P_1L}{200} - \frac{AL}{400} = \frac{P_1 + P_2}{200}L - \frac{3AL}{800} = \left(\frac{1}{200} - \frac{3}{800}\right)AL$$

$$f = \frac{AL}{800}$$

Puede observarse que $f = E$

7. Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n. De la Figura 8.3

$$Z_n = Z_0 + \frac{P_1l}{100} - t$$

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.

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

TEMA: ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO

Tomado del Libro

"Manual de Proyecto Geomético de Carreteras"

SOP, 1976 (Págs. 63 a 133)

Ing. Jaime Ruiz Carranza

Mayo de 1977

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

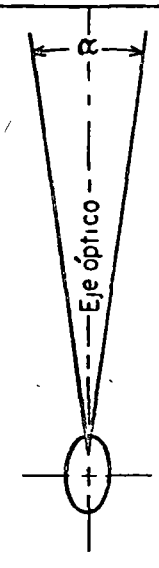


FIGURA 5.1. IDENTIFICACION DE LETREROS

[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,

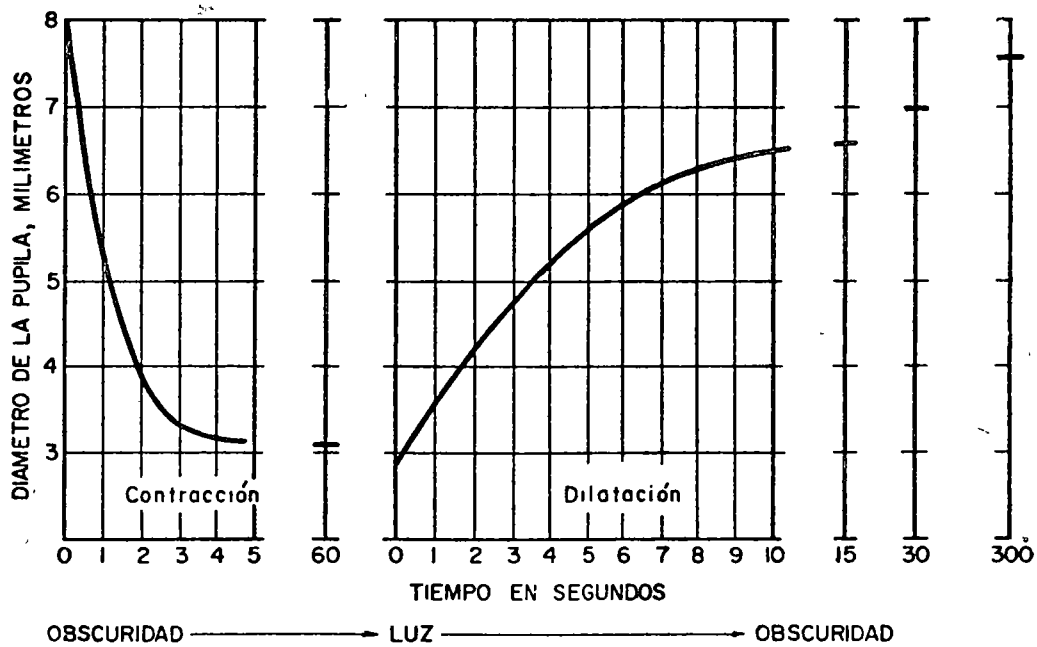


FIGURA 5.2. ADAPTABILIDAD A LOS CAMBIOS DE LUZ

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		SIMBOLO	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE CAMIONES		PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE VEHICULOS	
			PERFIL	PLANTA					
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.

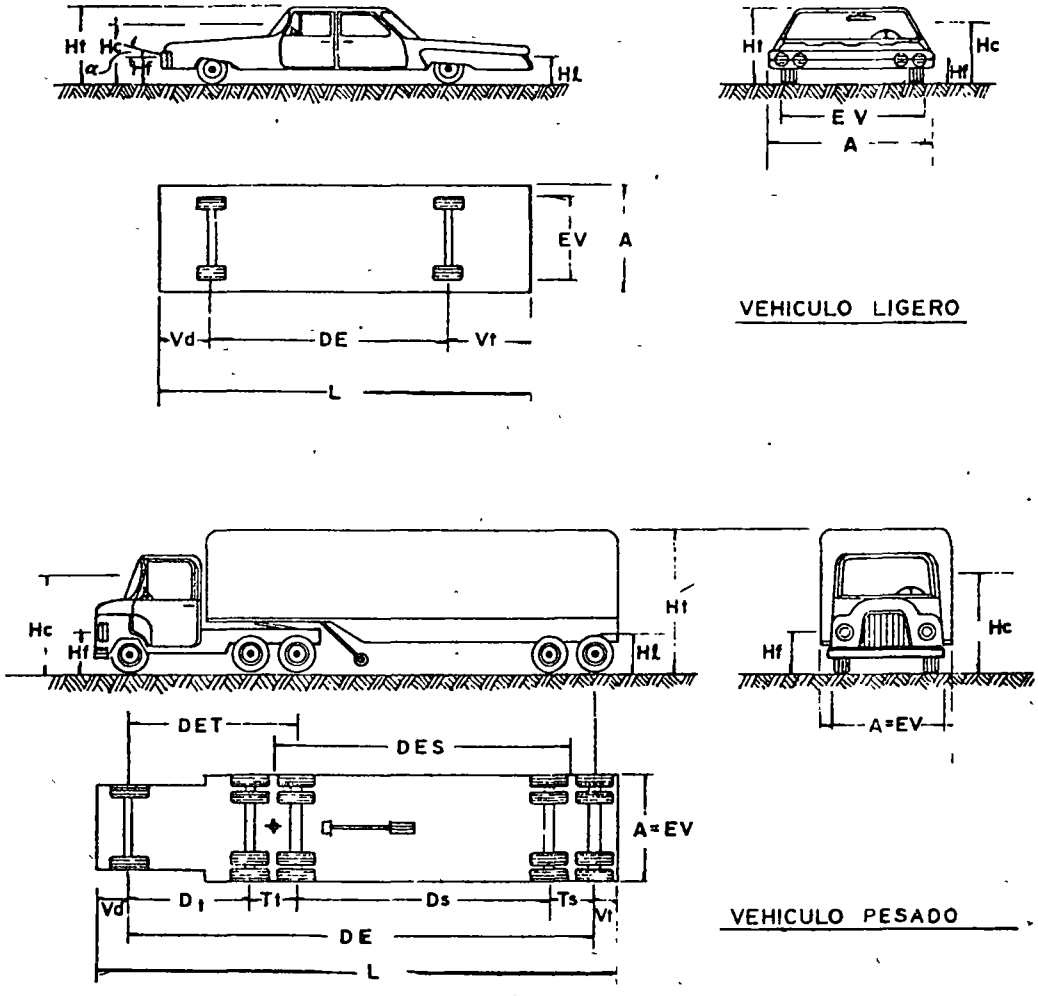


FIGURA 5.3. DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS LIGEROS Y PESADOS

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.

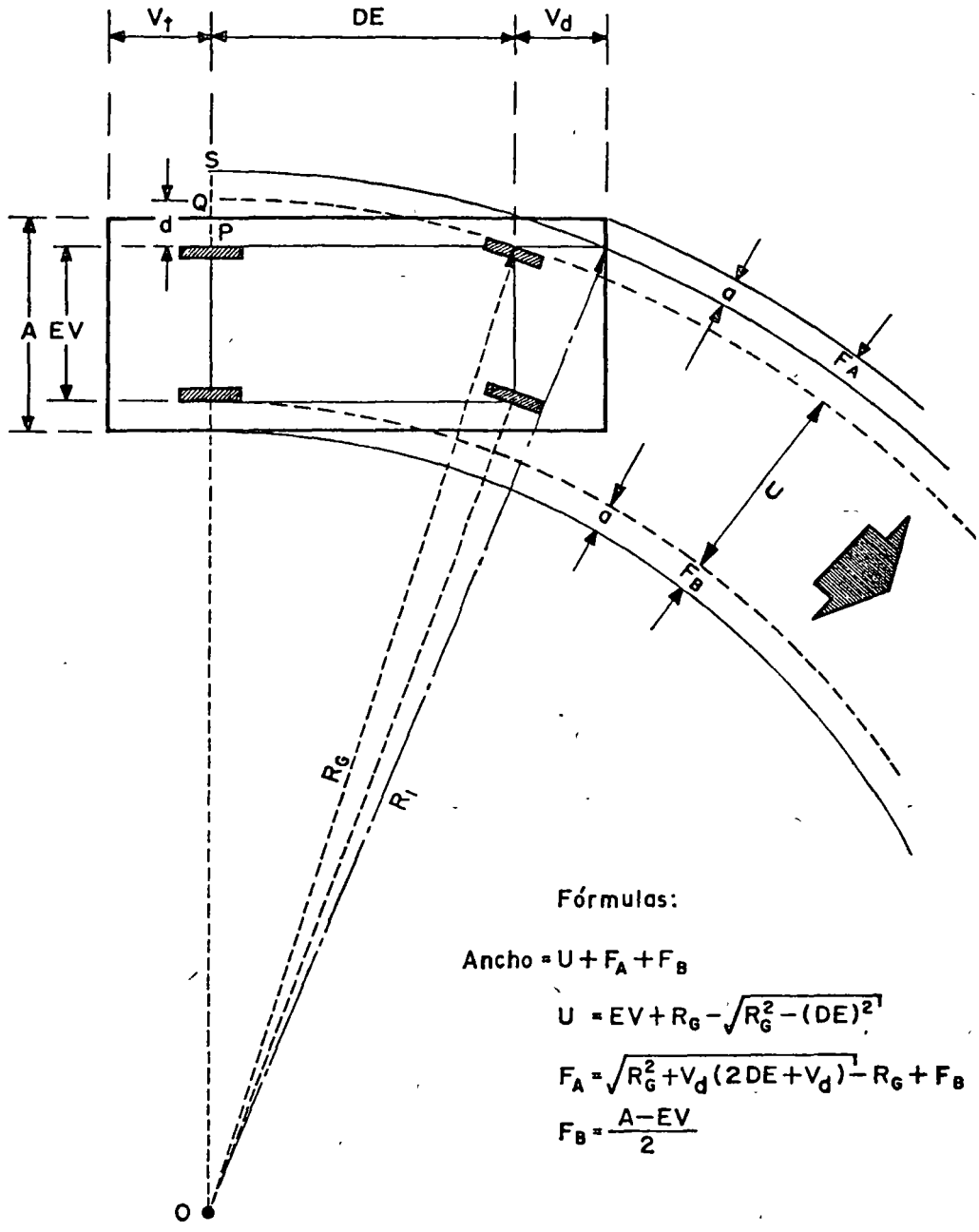
El radio de giro, las distancias entre ejes y la entrevía del vehículo, definen la trayectoria que siguen las ruedas cuando el vehículo efectúa un giro. Estas trayectorias, especialmente la de la rueda delantera externa y la trasera interna, sirven para calcular las ampliaciones en las curvas horizontales 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,[43] 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 descelera 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 descelerar 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 descelerar 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 descelerarse, viene dada por la expresión:

$$F_D = F_T - (R_A + R_R + R_f + R_P)$$

[43] *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 m².

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 fricción 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:

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

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

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.

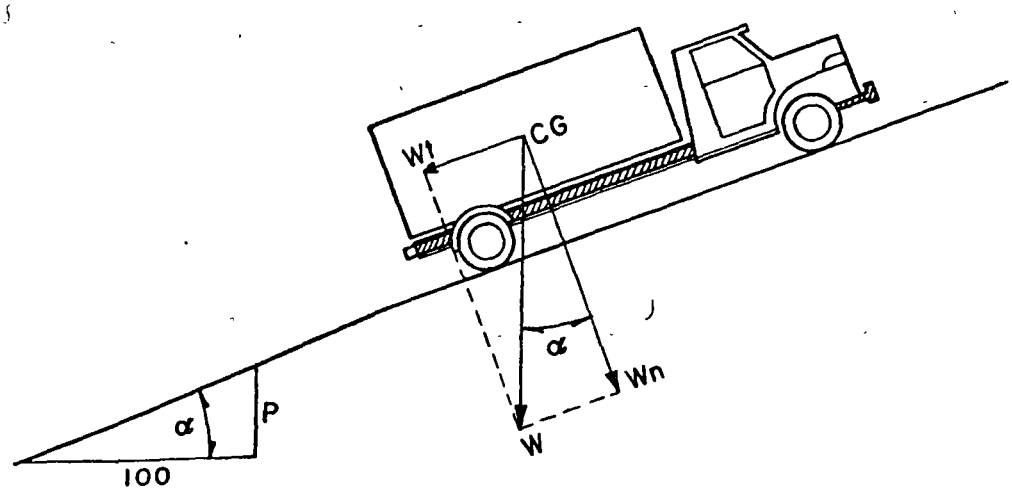


FIGURA 5.5. RESISTENCIA QUE OPONE LA PENDIENTE AL AVANCE DEL VEHICULO

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/seg².
g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg².

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

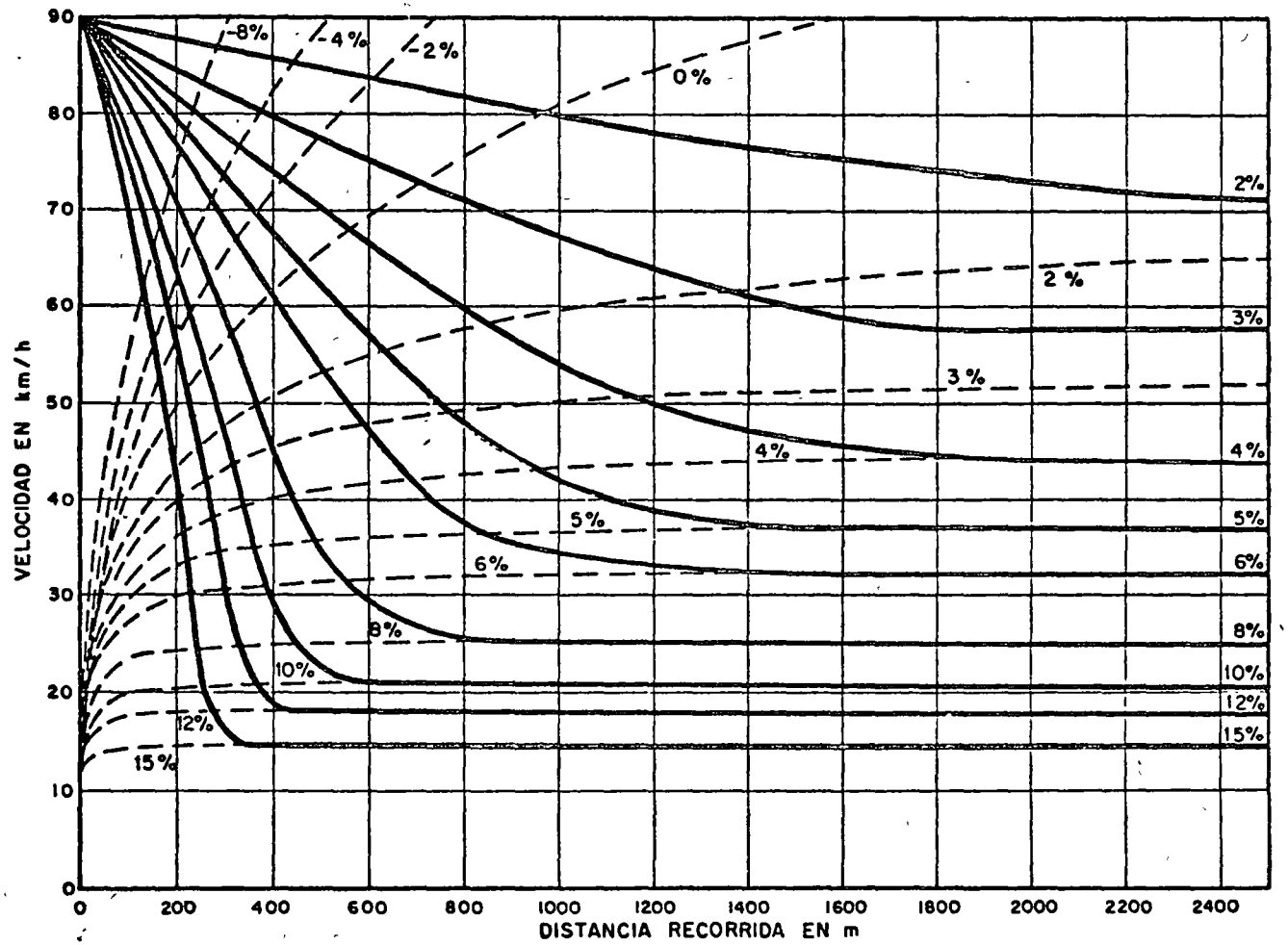


FIGURA 5.6. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 90 KG/HP

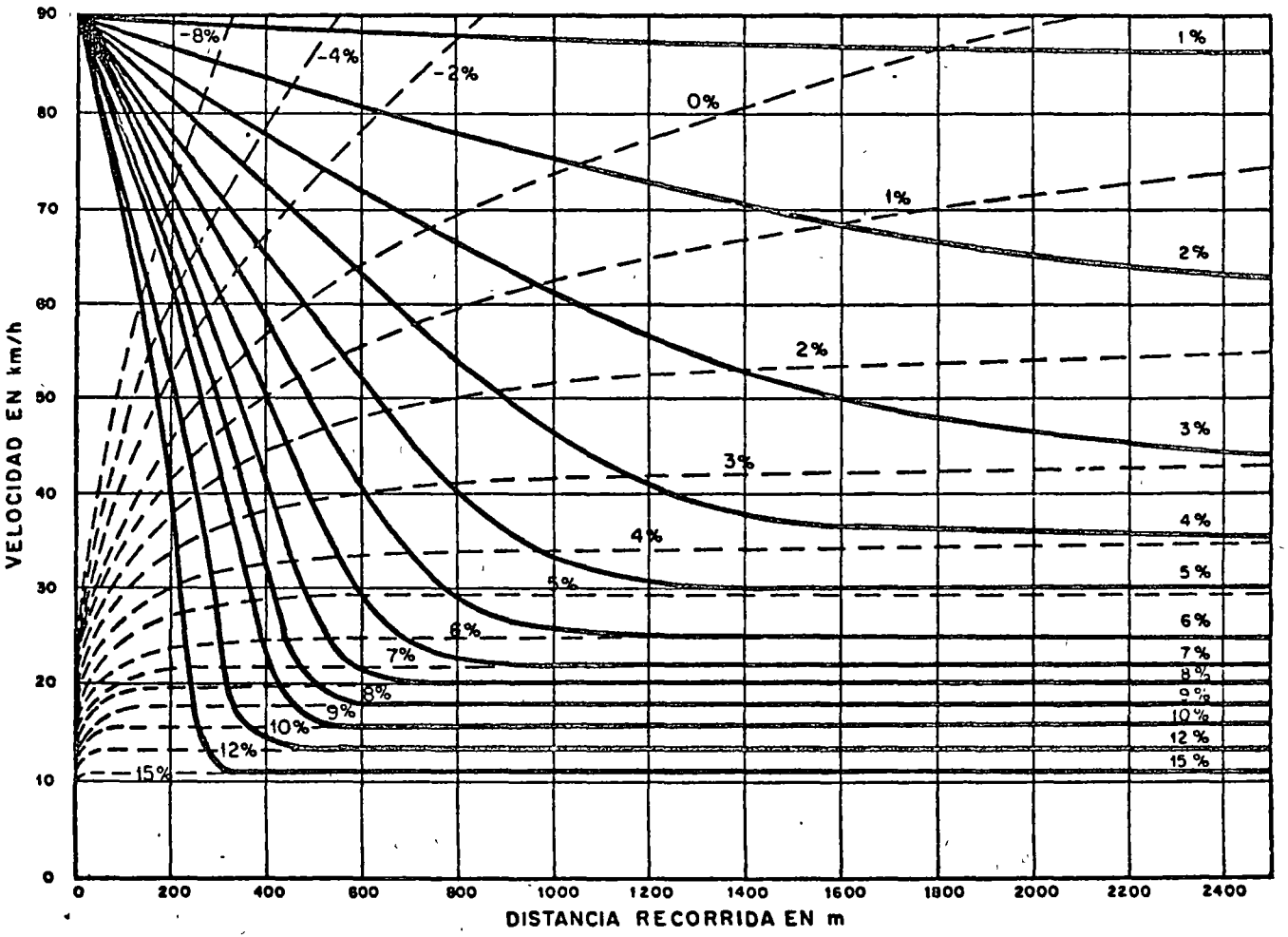


FIGURA 5.7. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 120 KG/HP

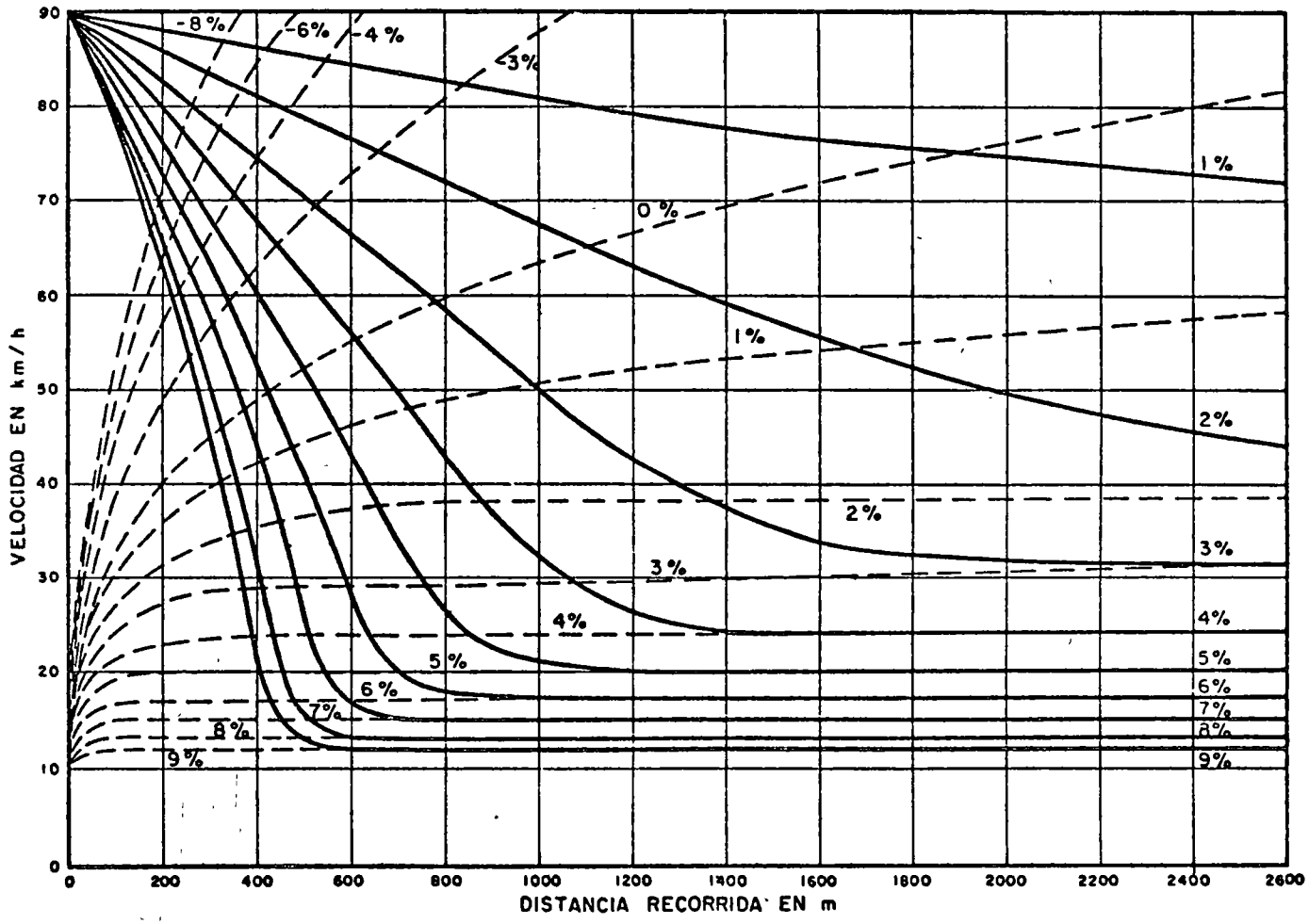


FIGURA 5.8. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 180 KG/HP

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).

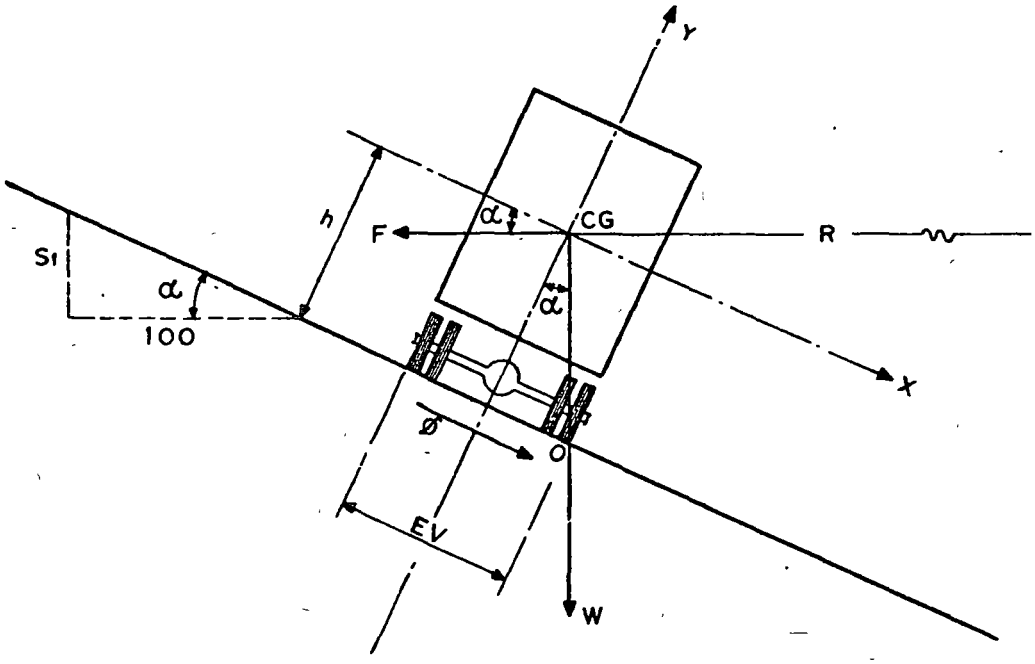


FIGURA 5.9. ESTABILIDAD DEL VEHICULO EN LAS CURVAS

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:

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

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

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.

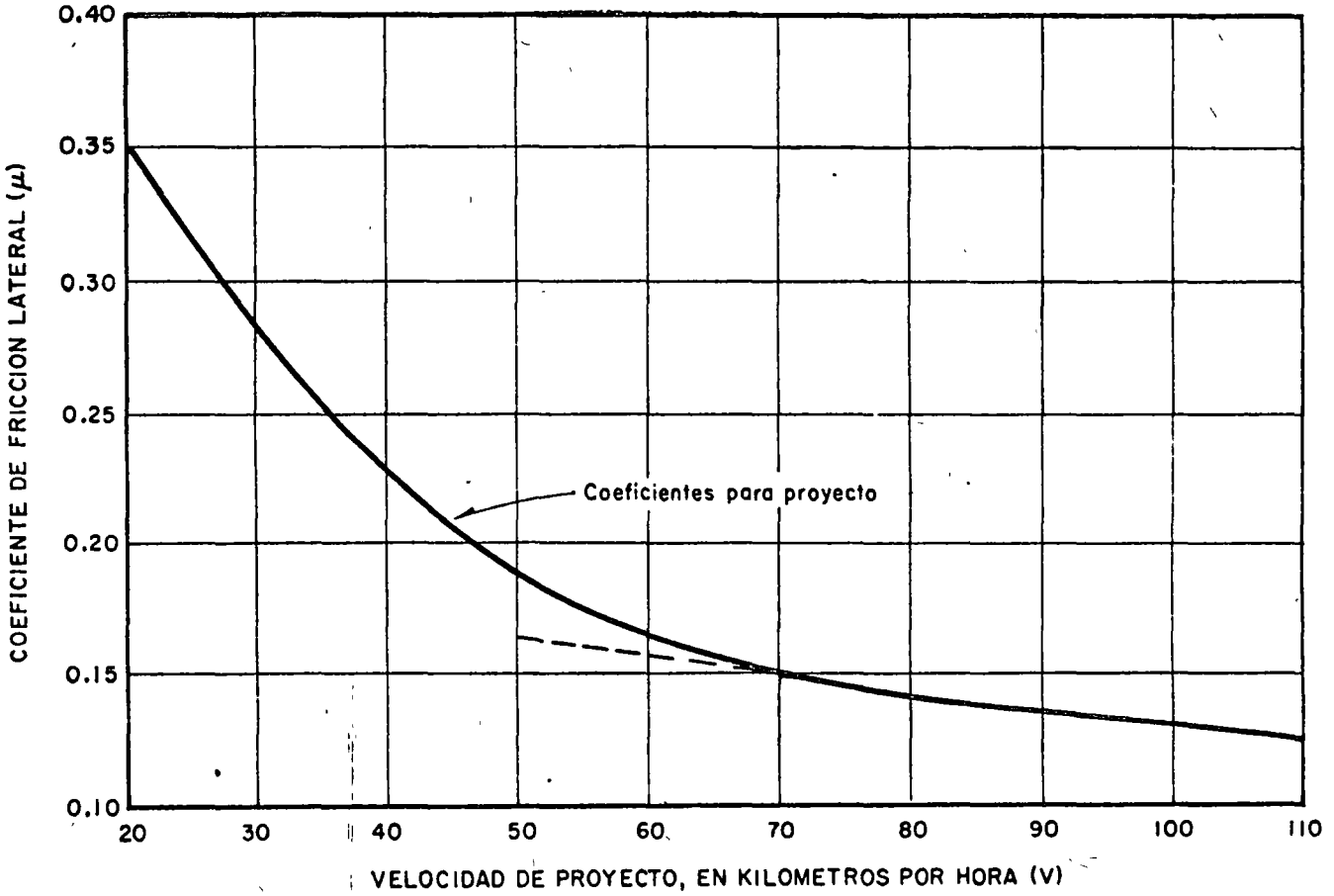


FIGURA 5.10. COEFICIENTES DE FRICCION LATERAL PARA PROYECTO A DIFERENTES VELOCIDADES

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	Hl	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°.

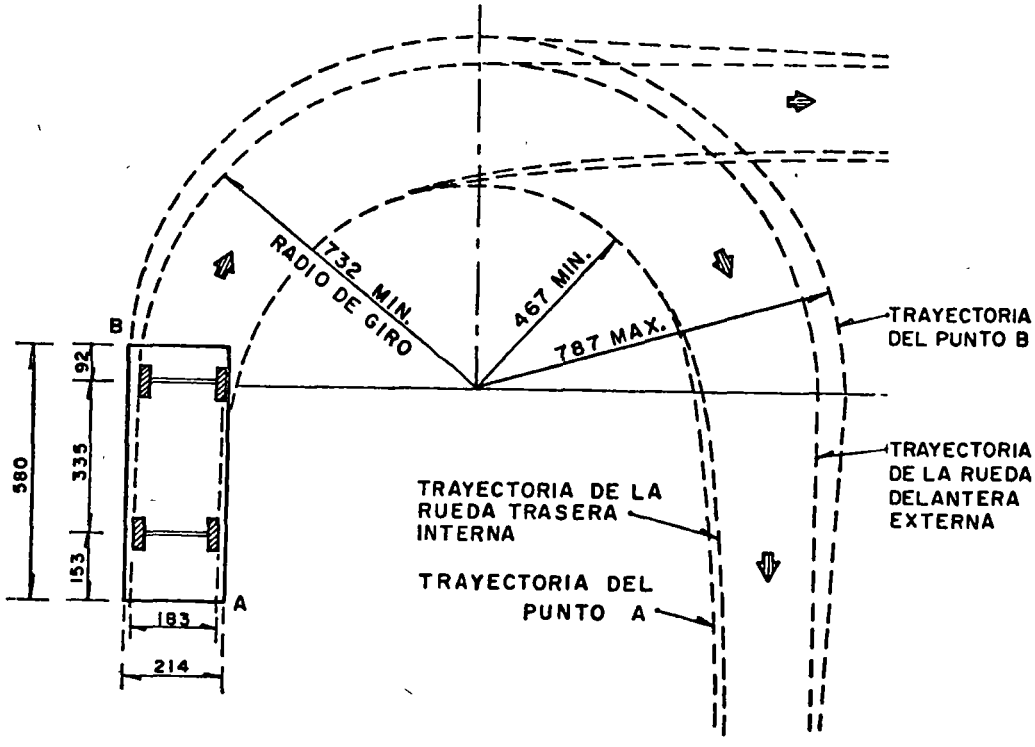


FIGURA 5.11. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-335

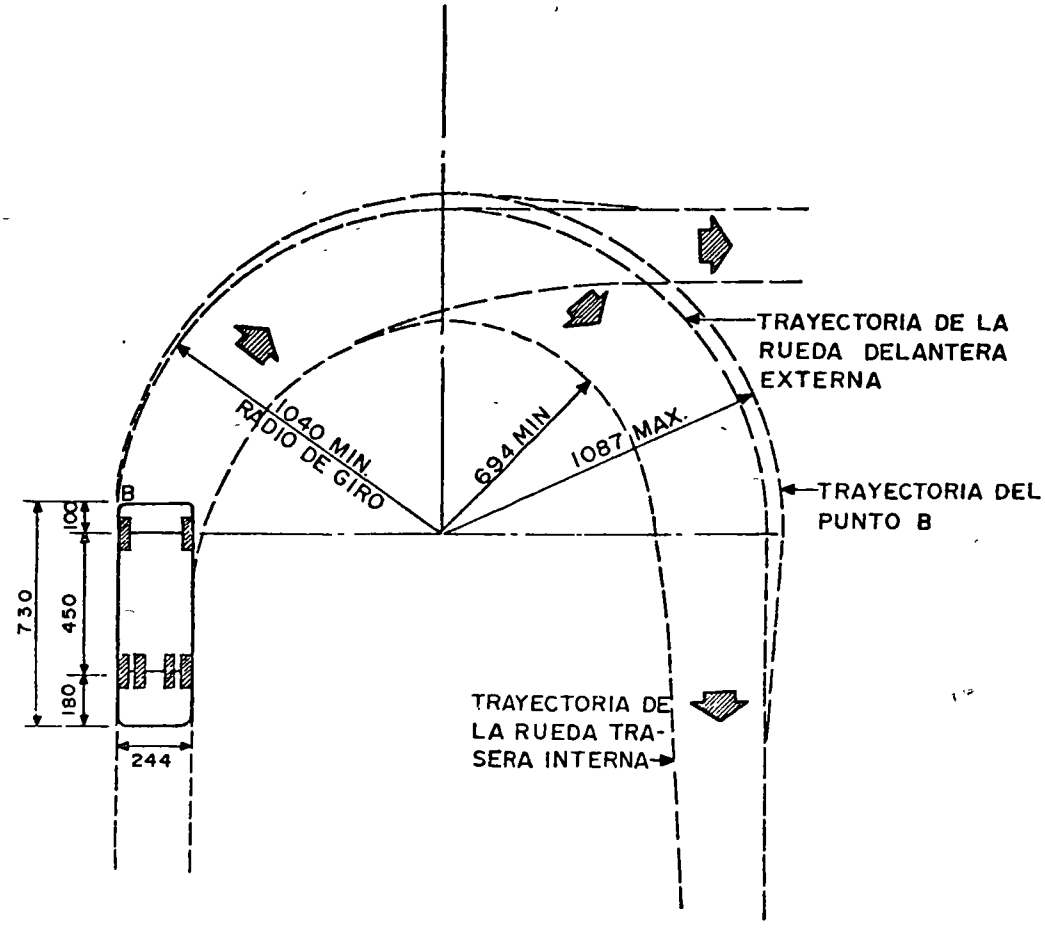


FIGURA 5.12. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-450

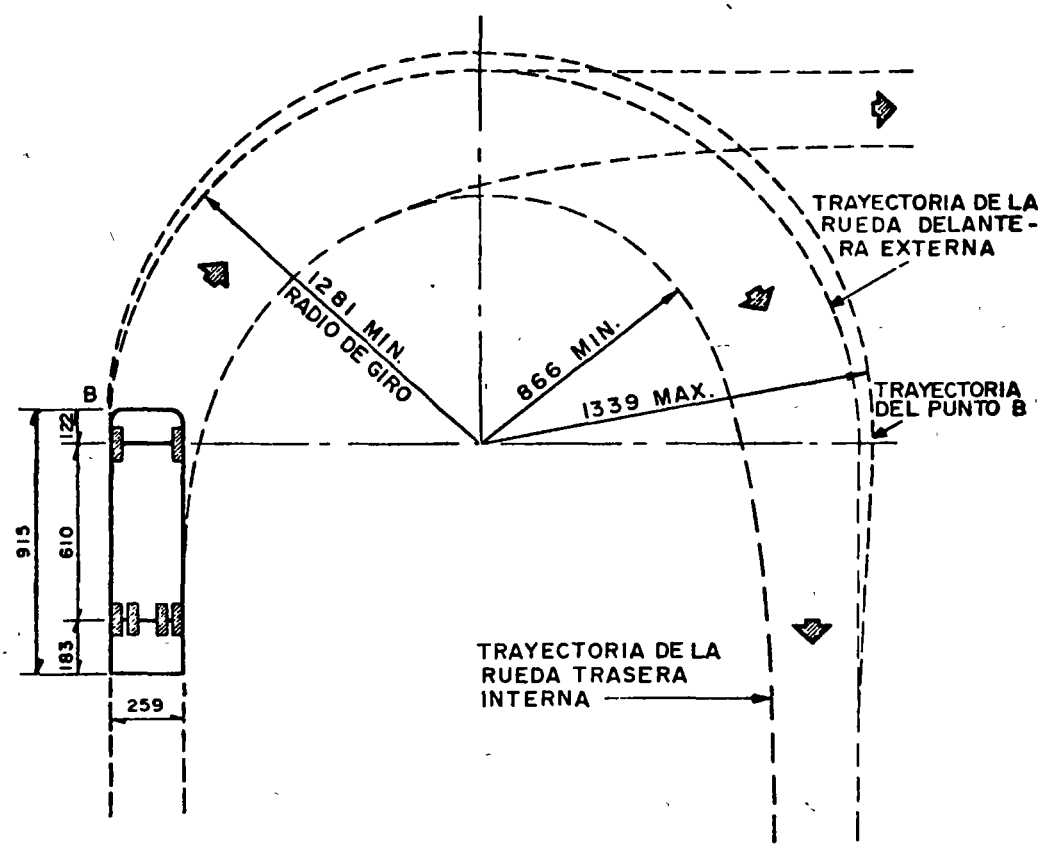


FIGURA 5.13. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-610

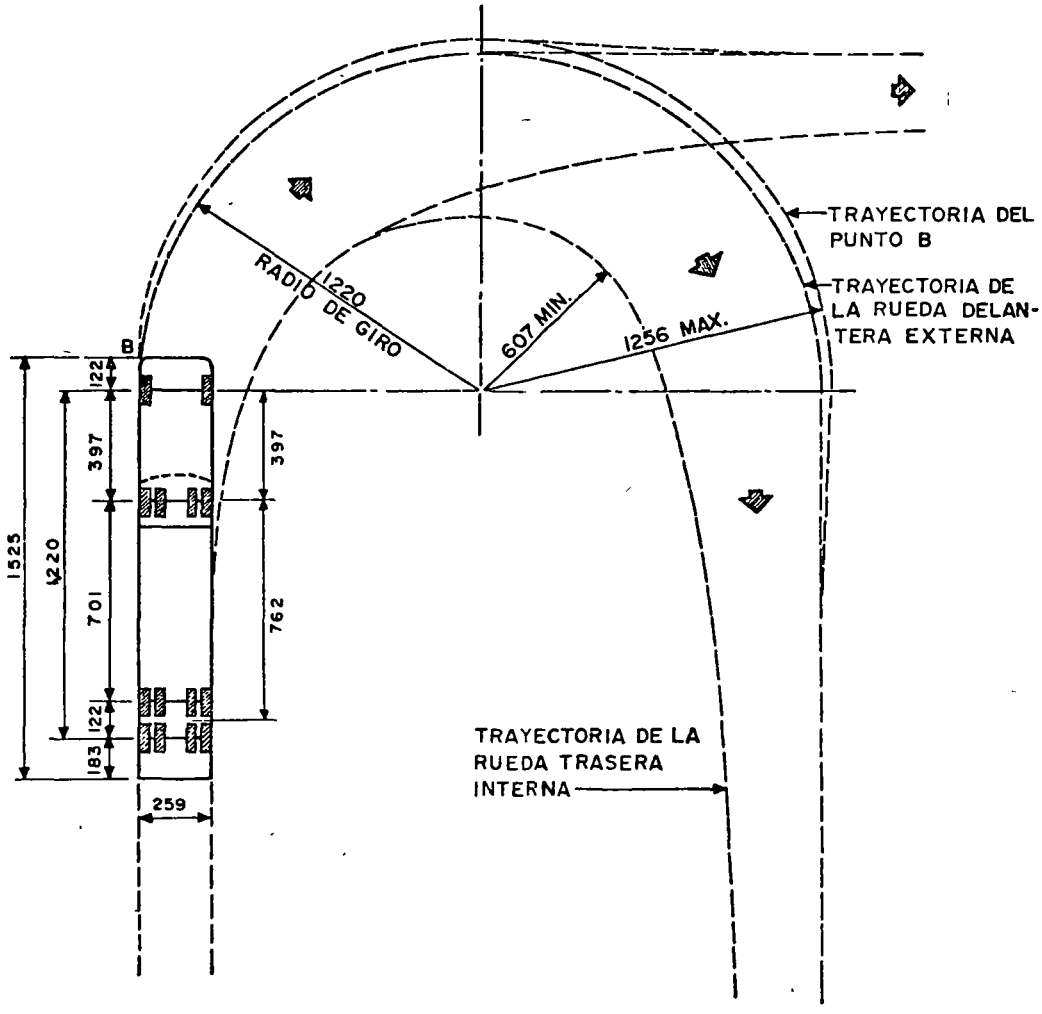


FIGURA 5.14. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-1220

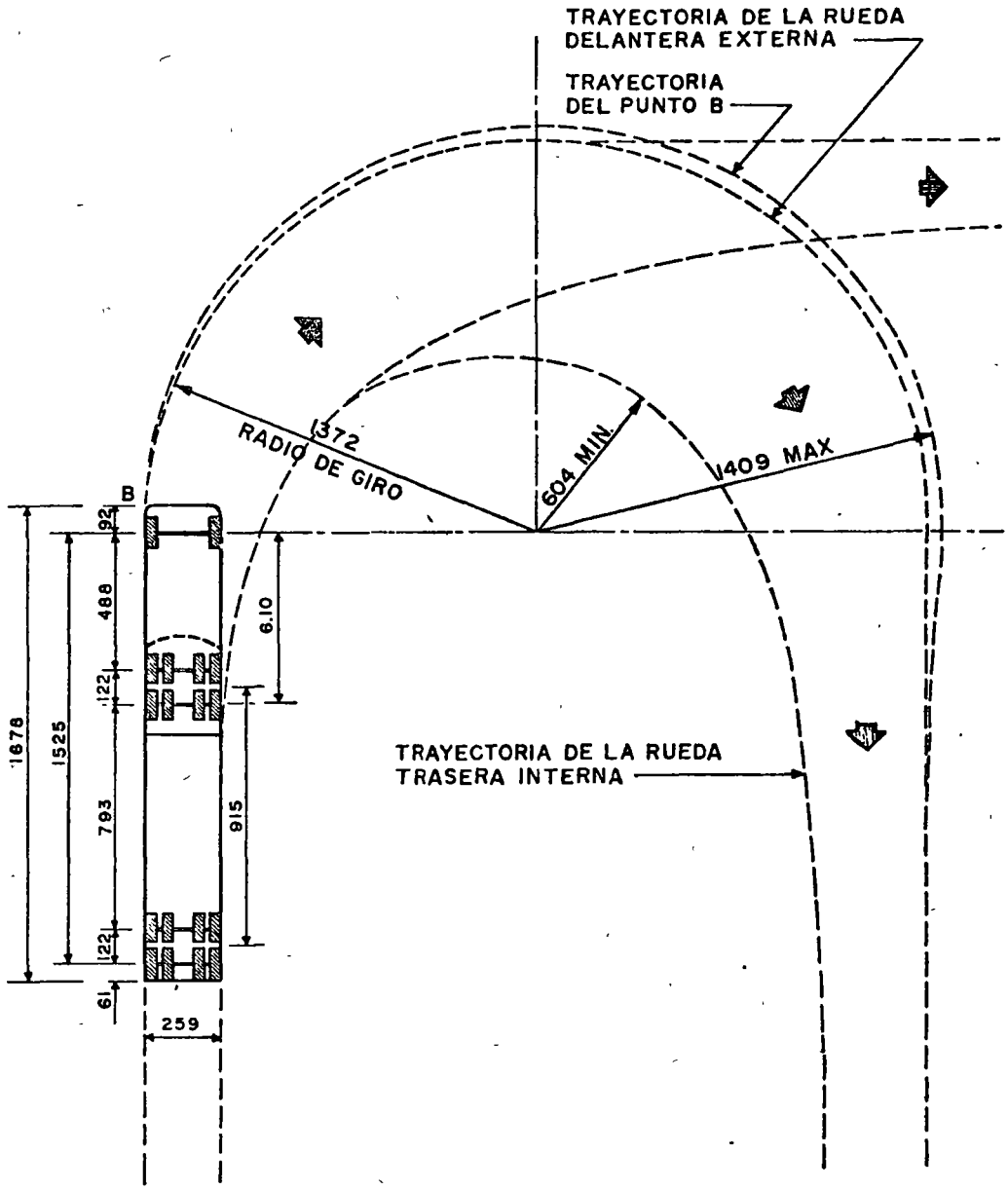


FIGURA 5.15. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-1525

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 Nº 159, Wáshington, D.C., 1967.

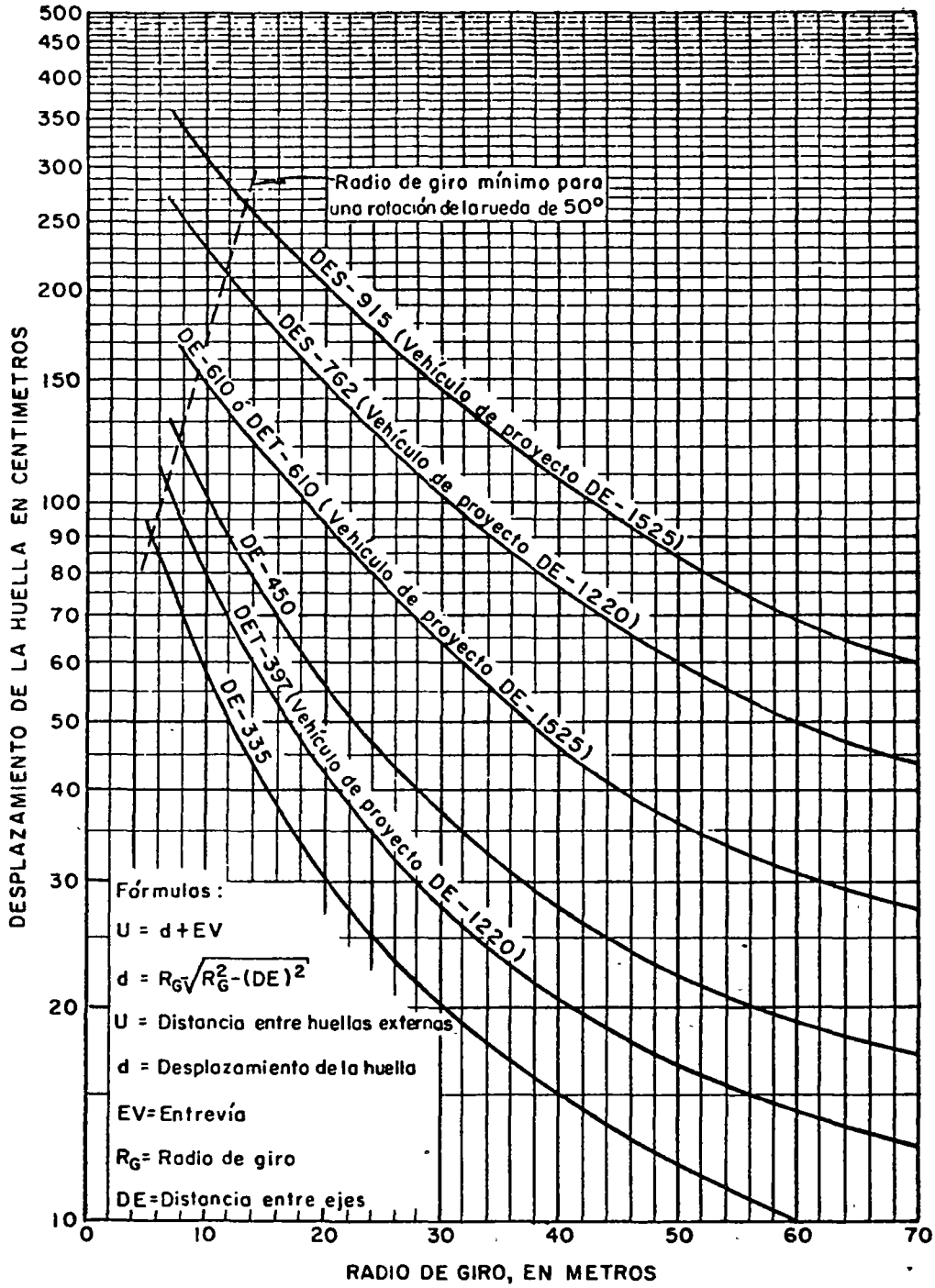


FIGURA 5.16. DESPLAZAMIENTO DE LA HUELLA DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO, PARA UN ANGULO DE VUELTA DE 90°

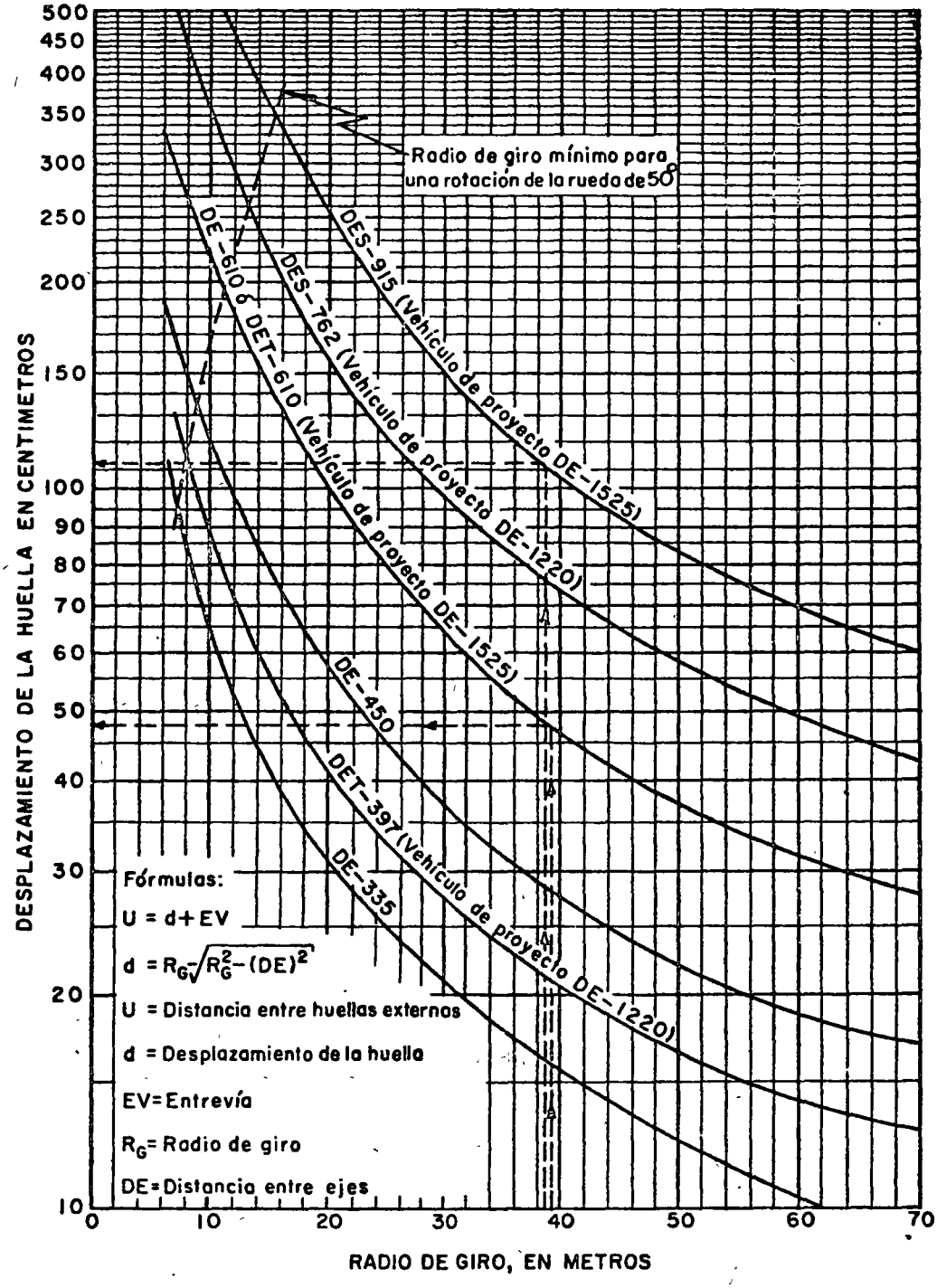


FIGURA 5.17. DESPLAZAMIENTO DE LA HUELLA DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO, PARA UN ANGULO DE VUELTA DE 270°

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

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.

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.

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.

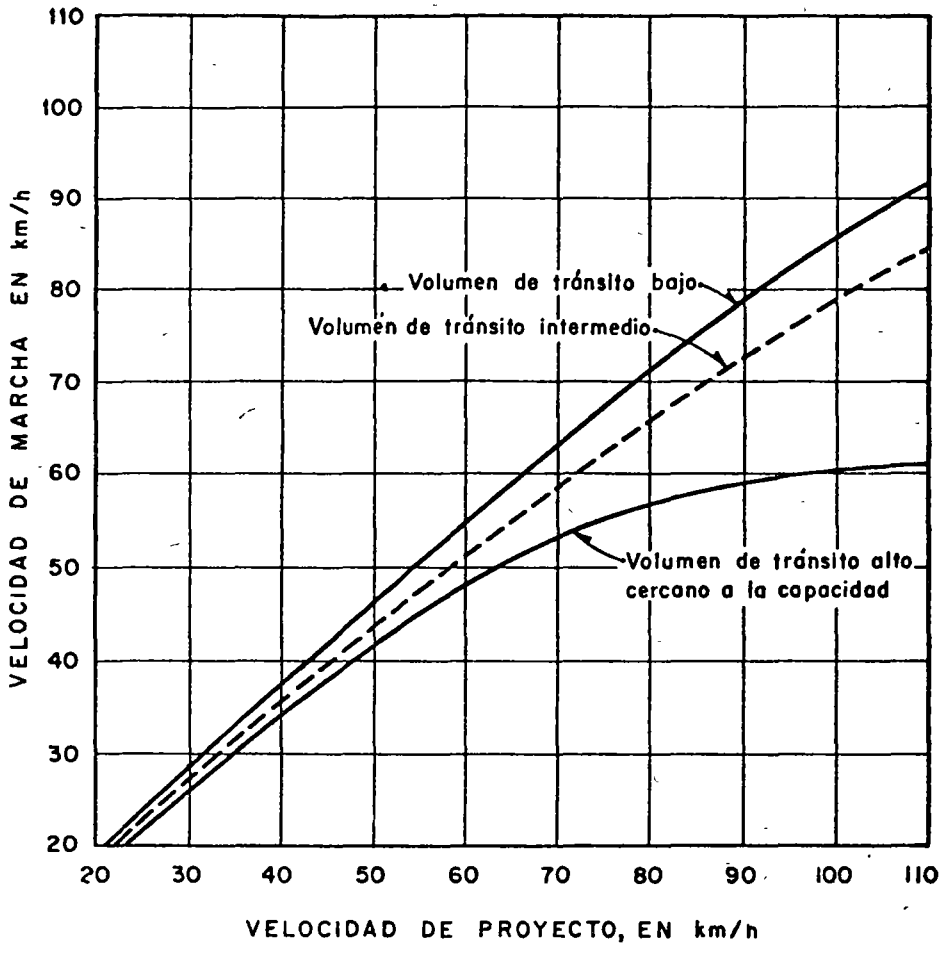
Las observaciones efectuadas en curvas horizontales indican que aquellas curvas con velocidades de proyecto bajas, producen velocidades de marcha muy próximas a la velocidad de proyecto. En curvas con velocidad de proyecto alta, la velocidad de marcha es apreciablemente menor que la velocidad de proyecto,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

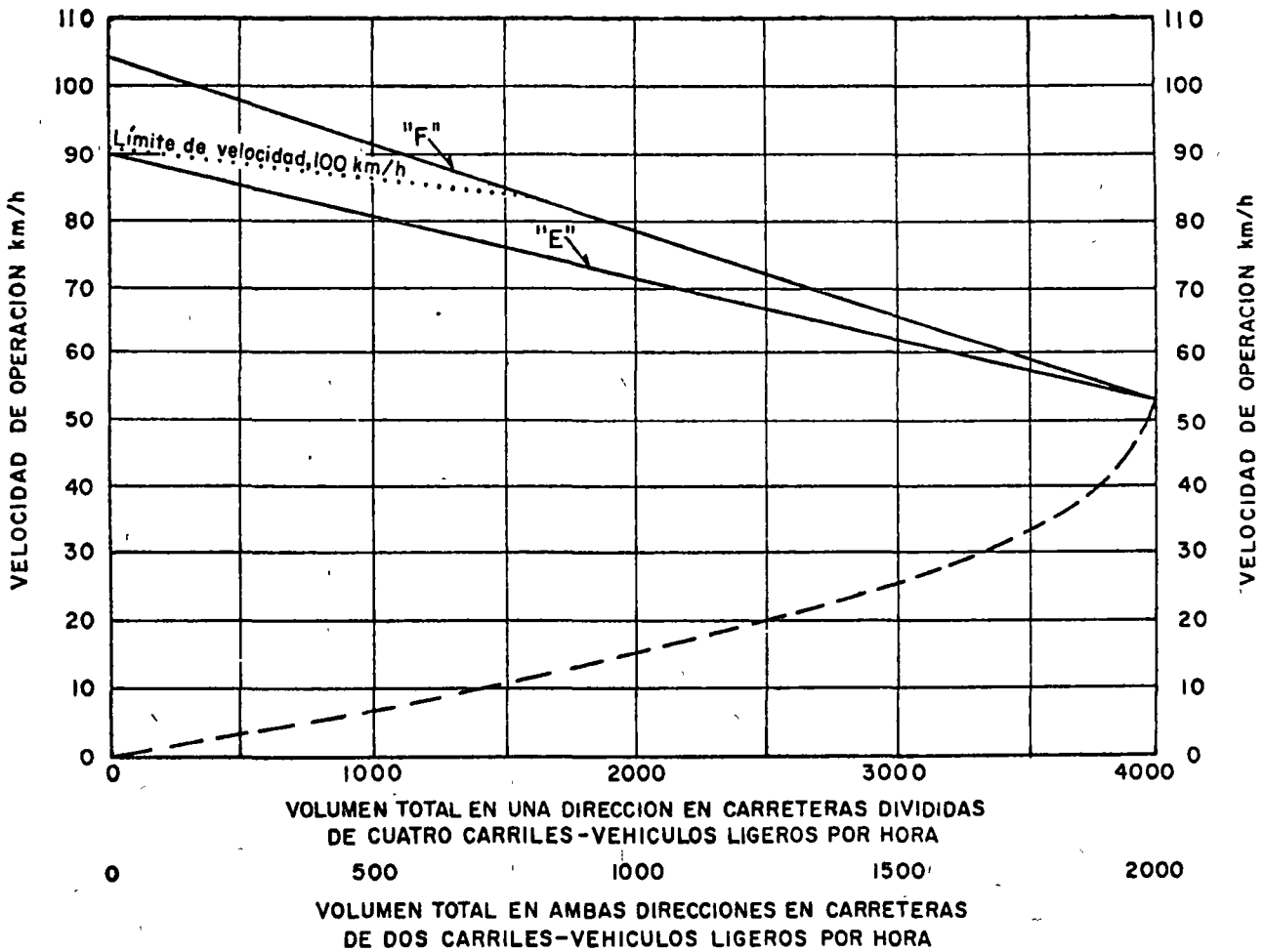


FIGURA 5.19. RELACION ENTRE VELOCIDAD DE OPERACION Y VOLUMEN DE TRANSITO EN CARRETERAS RURALES

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:

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

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

Cuando el volumen es máximo $\qquad T_o = C$

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

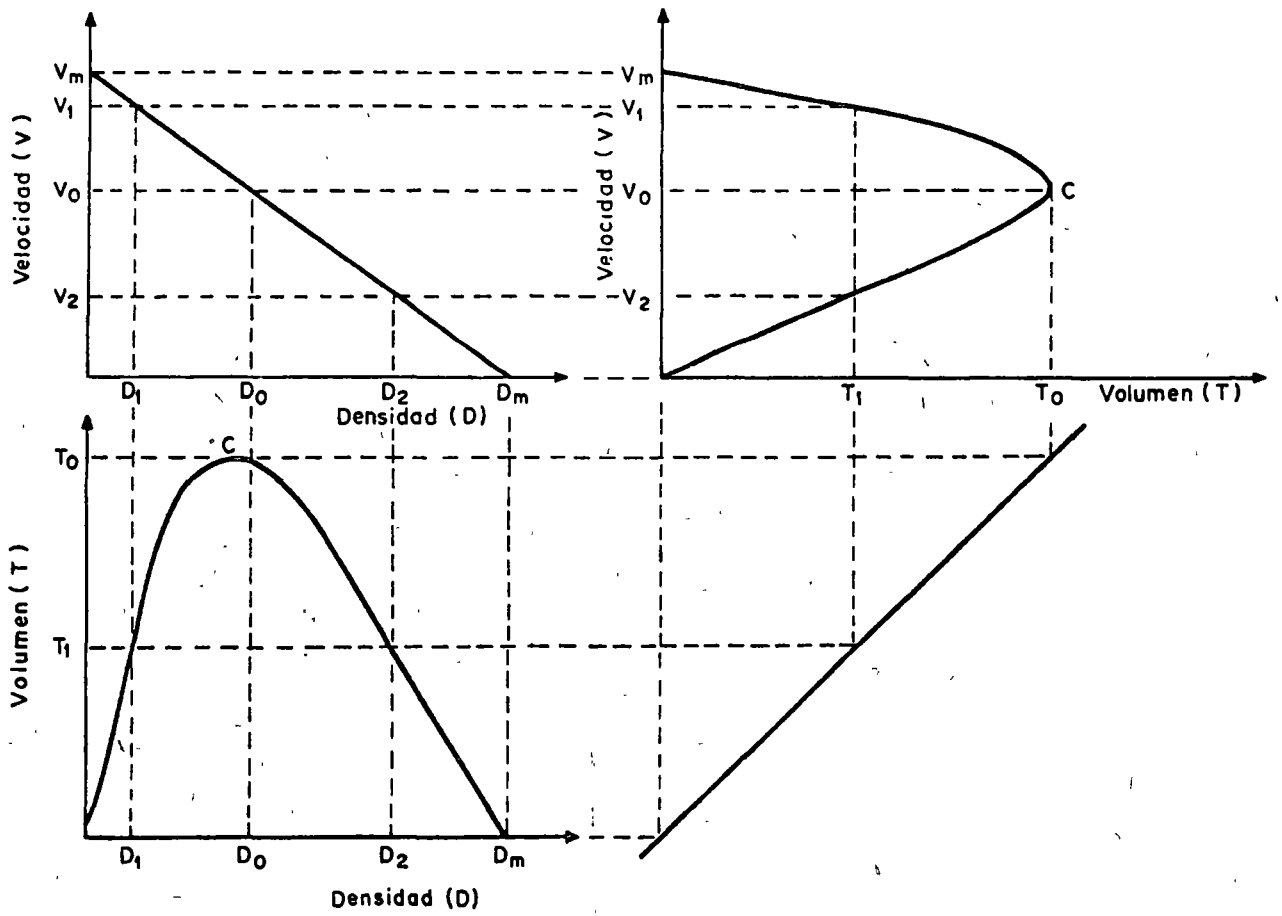


FIGURA 5.20. RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

y sustituyendo en (1)

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

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

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	Reaccion		Coeficiente de Friccion	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 ΔD_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:

$$D_R = 4.445V$$

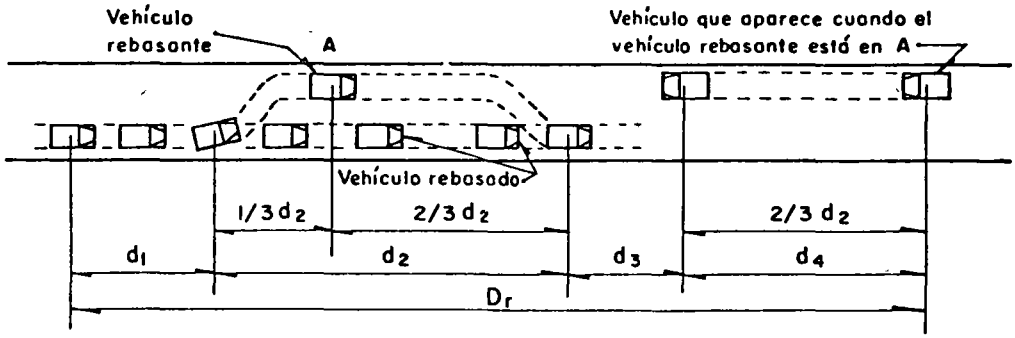
Para proyecto, la expresión para calcular la distancia de visibilidad de rebase mínima es:

$$D_R = 4.5V$$

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.

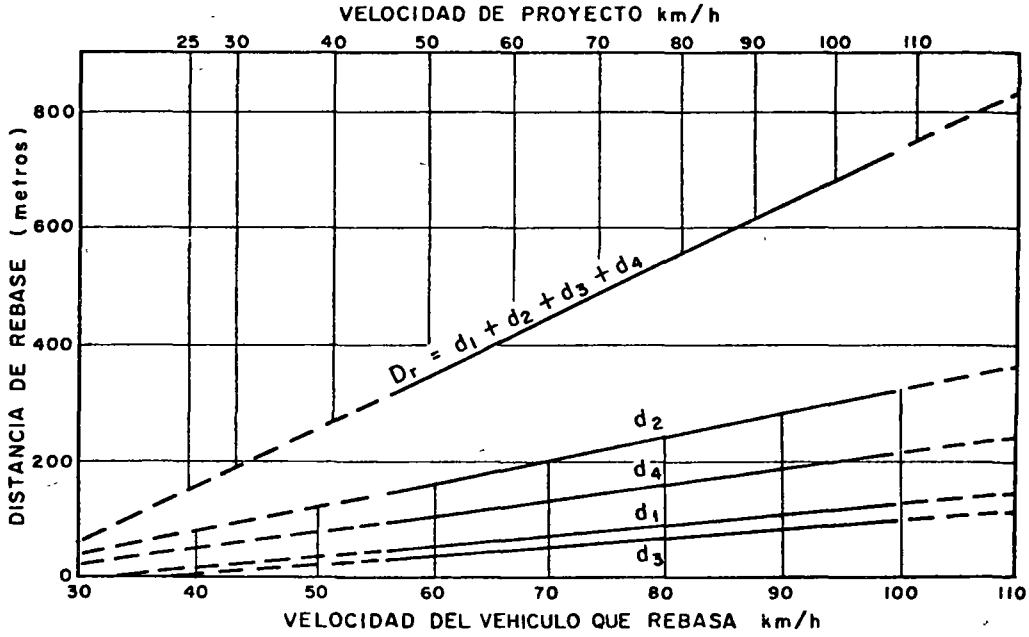


Fig. 5.21 Maniobra de rebase según AASHO

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 requerida 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

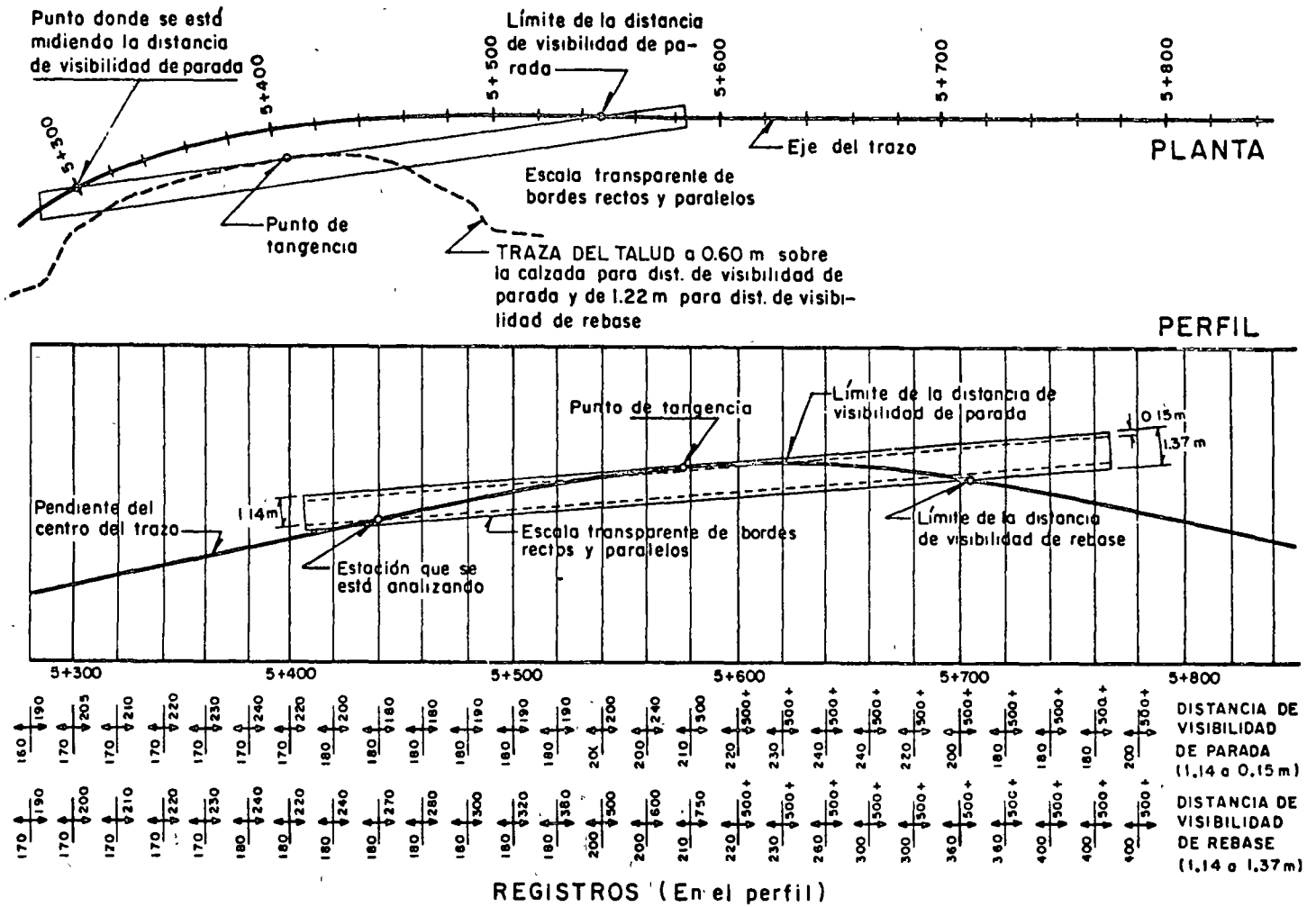


FIGURA 5.22. MEDIDA Y REGISTRO DE LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD SOBRE LOS PLANOS

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:

$$m = R_1 - R_1\left(1 - \frac{D^2}{8R_1^2} + \ldots\right) \doteq \frac{D^2}{8R_1}$$

$$P = \frac{D^2}{8R_1} - \frac{a + A}{4}$$

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-

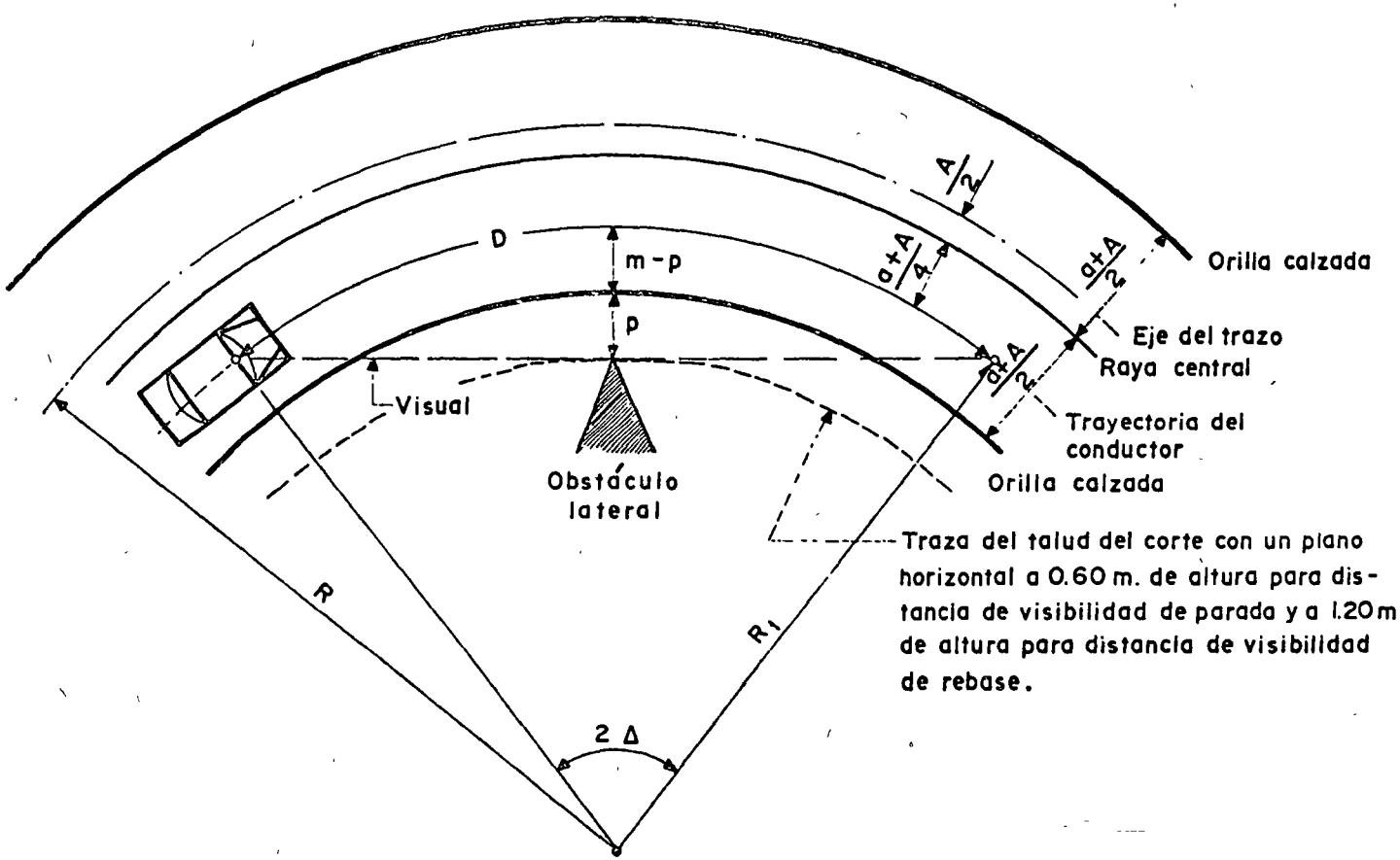


FIGURA 5.23. DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES EN CURVAS HORIZONTALES

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:

$$\frac{Y + y}{X} = P_1$$

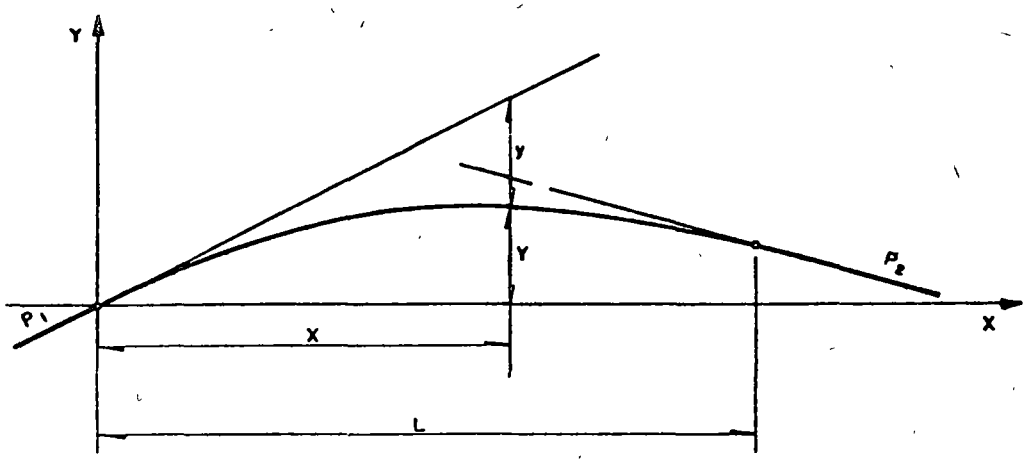
Substituyendo en (2) se llega a:

$$y = \frac{P_1 - P_2}{2L} X^2$$

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:

$$\frac{dD}{dP_1} = -\frac{H}{P_1^2} + \frac{h}{(A - P_1)^2} = 0\,; \qquad \frac{H}{P_1^2} = \frac{h}{P_2^2}$$

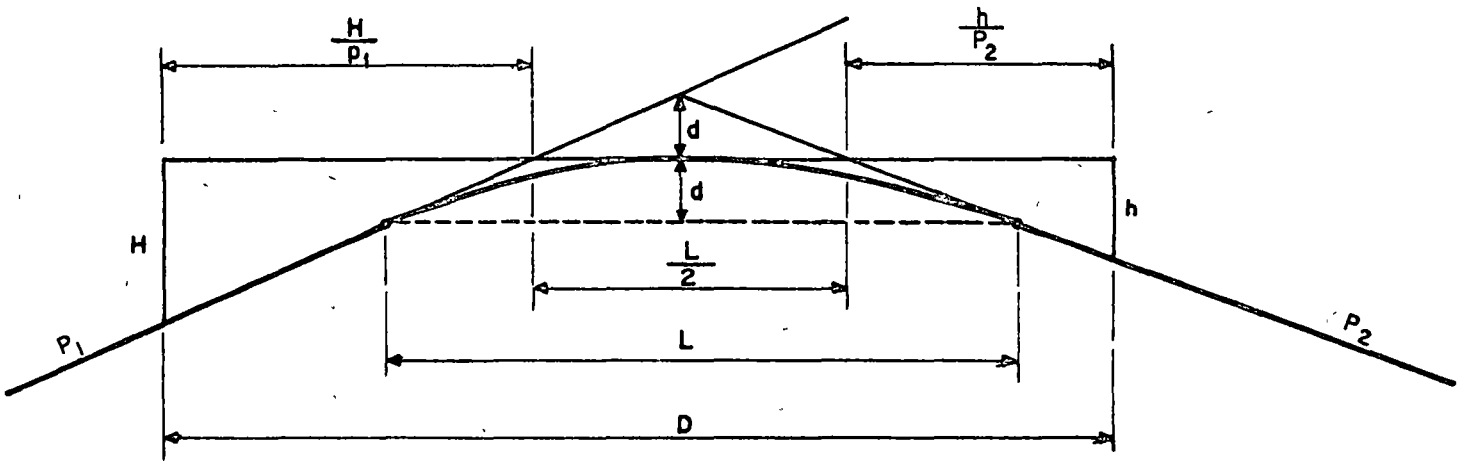


FIGURA 5.25. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN CRESTA. CASO I, D > L

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:

$$D = D_R\,; \qquad H = 1.14\text{ m}\,; \qquad h = 1.37\text{ m}\,; \qquad A \text{ en } \%$$

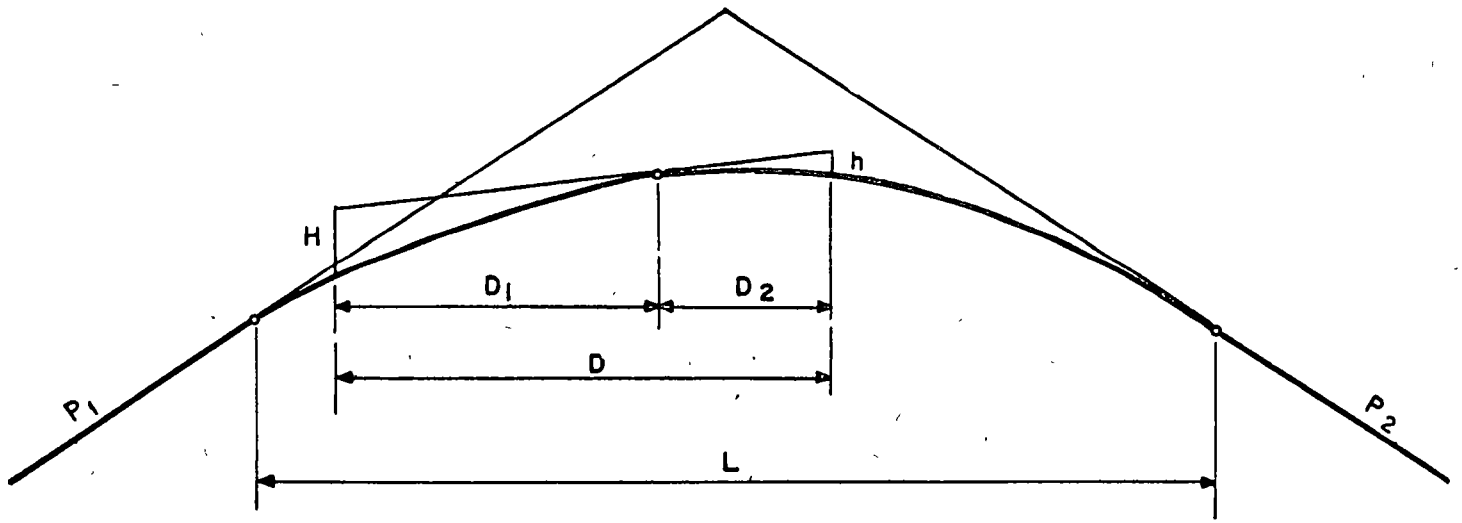
$$L = \frac{AD_R^2}{1\,000}$$

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:

$$D = D_1 + \frac{L}{2}$$



$$y = KX^2 \therefore \quad K = \frac{y}{X^2} \quad ; \quad K = \frac{H}{D_1^2} = \frac{h}{D_2^2}$$

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, $D < L$

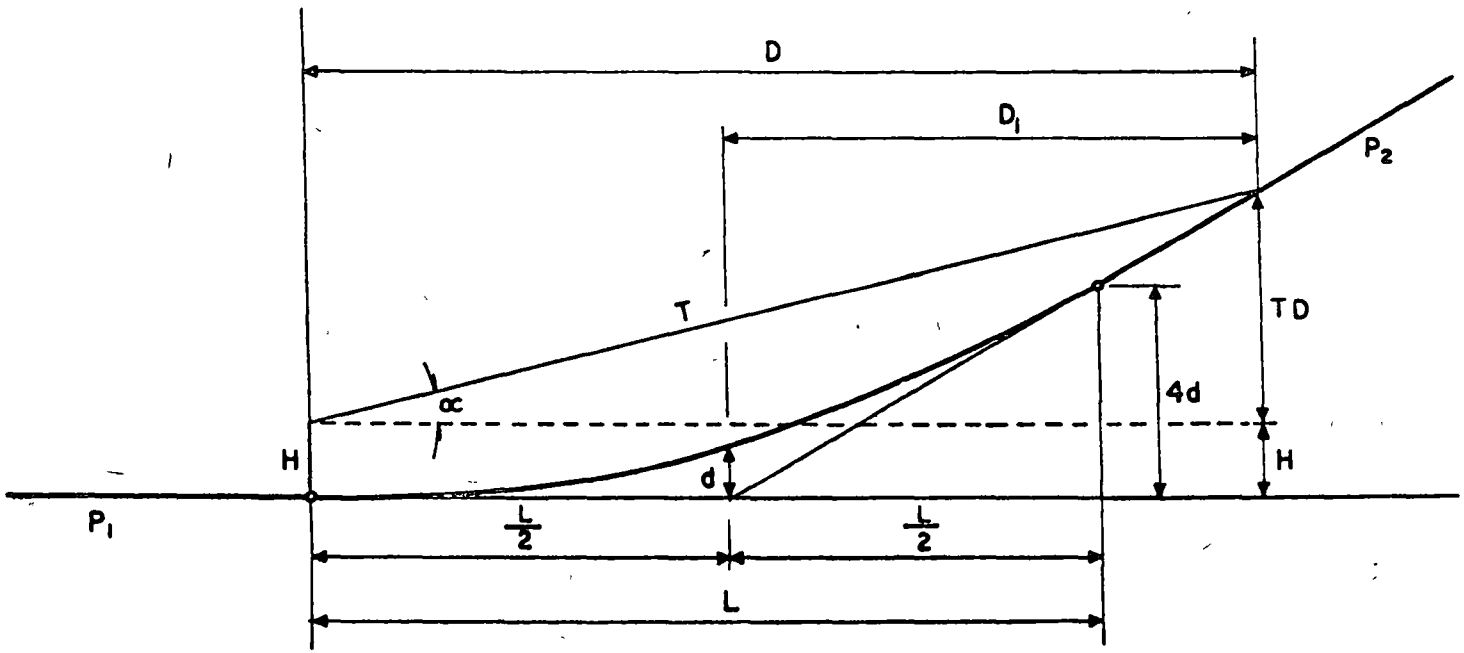
Por la propiedad de la parábola:

$$K = \frac{y}{X^2} = \frac{TD + H}{D^2}$$

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

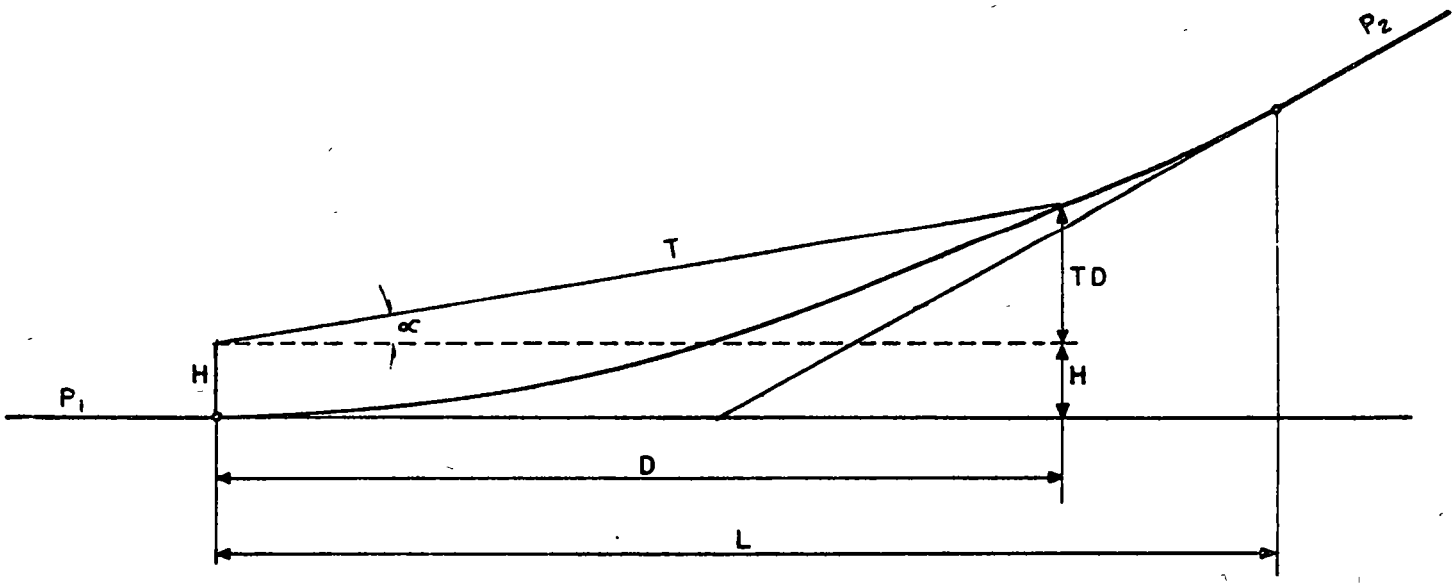
Para distancia de visibilidad de parada:

$D = D_P$; $H = 0.61$ 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

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

TEMA 5 "SECCION TRANSVERSAL"

ING. CRISTINO MONTOYA

MAYO DE 1977.

T E M A 5

SECCCION TRANSVERSAL

5.1 DEFINICION

La sección transversal de un camino, autopista, arteria o calle en un punto cualquiera de estas, es un corte vertical normal al alineamiento horizontal. Permite definir la disposición y dimenciones de los elementos que forman al camino en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural

5.2 ELEMENTO 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 el caso de zona rural. En la figura 5.1 se muestra una sección transversal típica de un camino en una tangente del alineamiento horizontal. Para el caso de zona urbana hay que considerar al area de rodamiento o arroyos de circulación, las fajas separadoras o camellones y las banquetas.

5.2.1 C O R O N A

La corona es la superficie del camino terminado que queda comprendida entre los hombros del mismo y/o sean las aristas de los taludes del terraplén y/o las interiores de las cunetas. En la sección transversal está representada por una linea. Los elementos que definen la corona son la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.

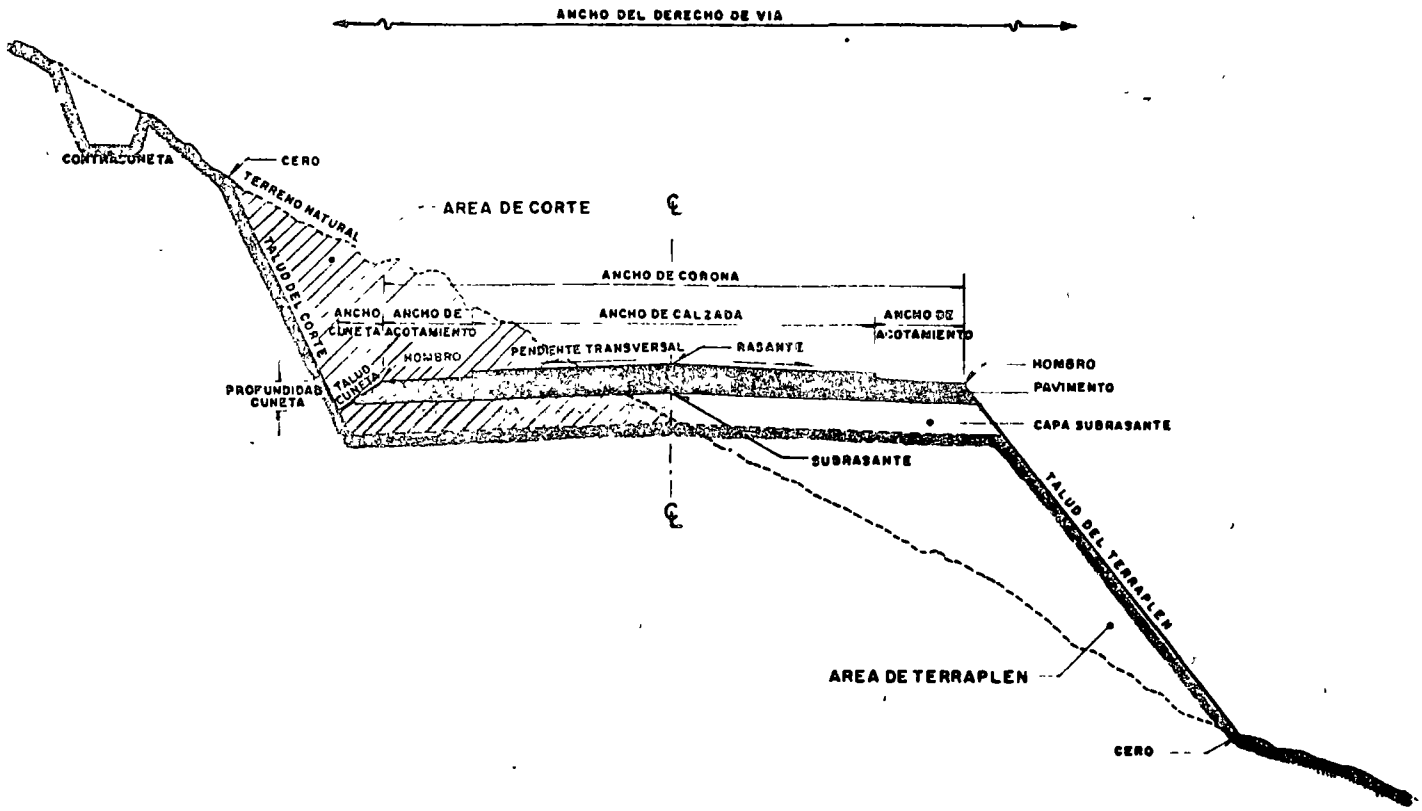
A) Rasante. La rasante es la linea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto

B) Pendiente transversal. Es la pendiente que se dá a la corona normal a su eje. Según su relación con los elementos del alineamiento horizontal se presentan tres casos:

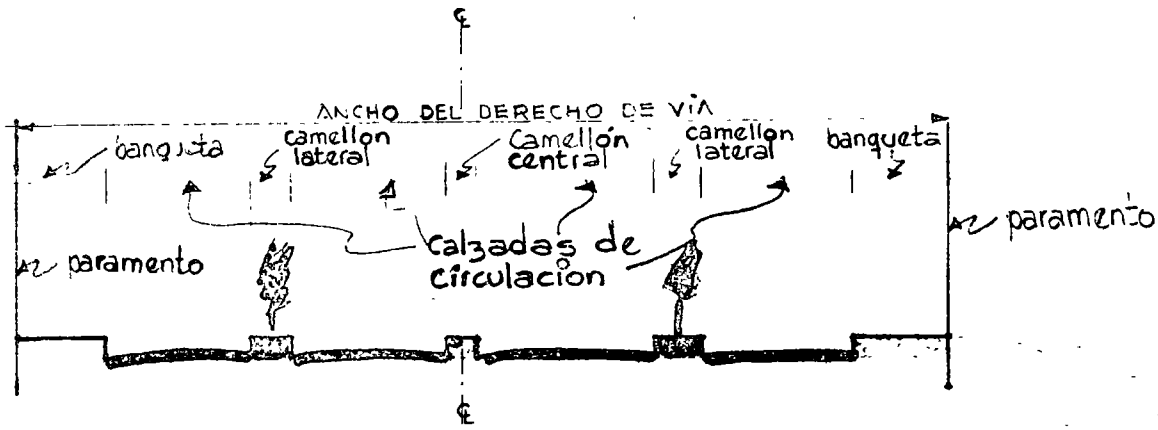
1. Bombeo.
2. Sobreelevación.
3. Transición del bombeo a la sobreelevación.

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 sera aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fín de que el conductor no tenga sensación de incomodidad o de inseguridad. En la tabla 5-A se dán valores guia para emplearse en el proyecto, en función del típo de superficie de rodamiento.

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO		BOMBEO
Muy Buena	Superficie de concréto hidráulico o asfáltico, tendido con extendedoras mecánicas.	0.010a0.020
Buena	Superficie de mezcla asfáltica tendida con motoconformadora. Carpeta de riegos	0.015a0.030
Regular a Mala	Superficie de tierra o grava	0.020a0.040



SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN UNA TANGENTE DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL



SECCION TRANSVERSAL TIPICA DE UNA ARTERIA URBANA.

FIGURA 5.1 Seccion Transversal Tipo para una carretera rural en la parte superior. Sección transversal tipo de una calle urbana en la gráfica inferior

2. Sobreelevación. La sobreelevación es la pendiente que se dá a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrifuga de un vehículo en las curvas del alineamiento horizontal.

La expresión para calcular la sobreelevación necesaria en una curva es:

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

en donde:

S = Sobreelevación, en valor absoluto
V = Velocidad del vehículo, en kilómetros por hora
R = Radio de la curva, en metros
μ = Coeficiente de la fricción lateral

Con la expresión anterior puede calcularse la sobreelevación necesaria para que no deslice o resbale un vehículo que circule por la curva con una velocidad dada; sin embargo, algunos problemas relacionados con la construcción, operación y conservación de la carretara, han mostrado la necesidad de fijar una sobeelevación máxima, admitiendose cuatro valores. Se usa una sobreelevación máxima de 12% en aquellos lugares donde no existen heladas ni nevadas y el porcentaje de vehículos pesados en la corriente del 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 nevadas o las heladas son frecuentes y finalmente, se emplea 6% en zonas urbanas.

Una vez establecida 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:

$$G_{máx} = \frac{146000\ (\mu + S_{máx})}{V^2}$$

Substituyendo en esta expresión los valores del coeficiente de fricción lateral (μ) establecidos por otro lado y con la sobreelevación máxima que se considere, pueden encontrarse los grados máximos de curvatura para cada velocidad de proyecto. En la tabla 5-B se indican esos grados máximos.

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 solo sería correcto para los vehículos que circularan a la velocidad de proyecto.

Velocidad de proyecto	Coeficiente de fricción lateral	Grado máximo calculado para sobreelevación 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	31.99	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 5-B GRADOS MAXIMOS DE CURVATURA

La figura 5.2 corresponde a la gráfica para calcular la sobre elevacion 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 del 10%.

Para ilustrar el uso de la gráfica se supone que se tiene una curvatura de 17 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 linea que corresponde a la velocidad de proyecto (40 km/h) en la familia derectas de la parte inferior de la gráfica, determinandose el valor de la sobreelevación (5.7%). A partir de este punto e -- intersectando la linea 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 18.00 metros. Si el bombeo es de 2%, el valor de N para la velocidad de 40 km/h será igual 6.40 m.

3. Transición del bombeo a la sobreelevación. En el alineamiento horizontal, al pasar deuna sección en tangente a otra en curva, se requiere cambiar la pendiente dela corona desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva; este cambio se hace gradualmente a toda la longitud de la espiral de transición.

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 - se requiere menor longitud de transición y los desniveles relativos - de los hombros son uniformes; los otros dos métodos tienen desventajas y solo se emplean en casos especiales.

En la figura 5.3 se ilustra el primer procedimiento, indicando - la variación y 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 exterior con centro en el eje de la corona, a fín de que en el TE --- esté a nivel como se muestra la sección B y el ala interior conserve su pendiente original de bombeo b; a partir de este 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 el cambio de la sobreelevación dentro de la curva circular, la sobreelevación en el PC es menor que la requerida teoricamente: 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.

El segundo y tercer procedimiento se ilustran en la figura 5.4 en ella se muestra la manera como se giran las alas del camino al --- rededor de una orilla de la corona.

En caminos divididos por una faja separadora central, el proce--

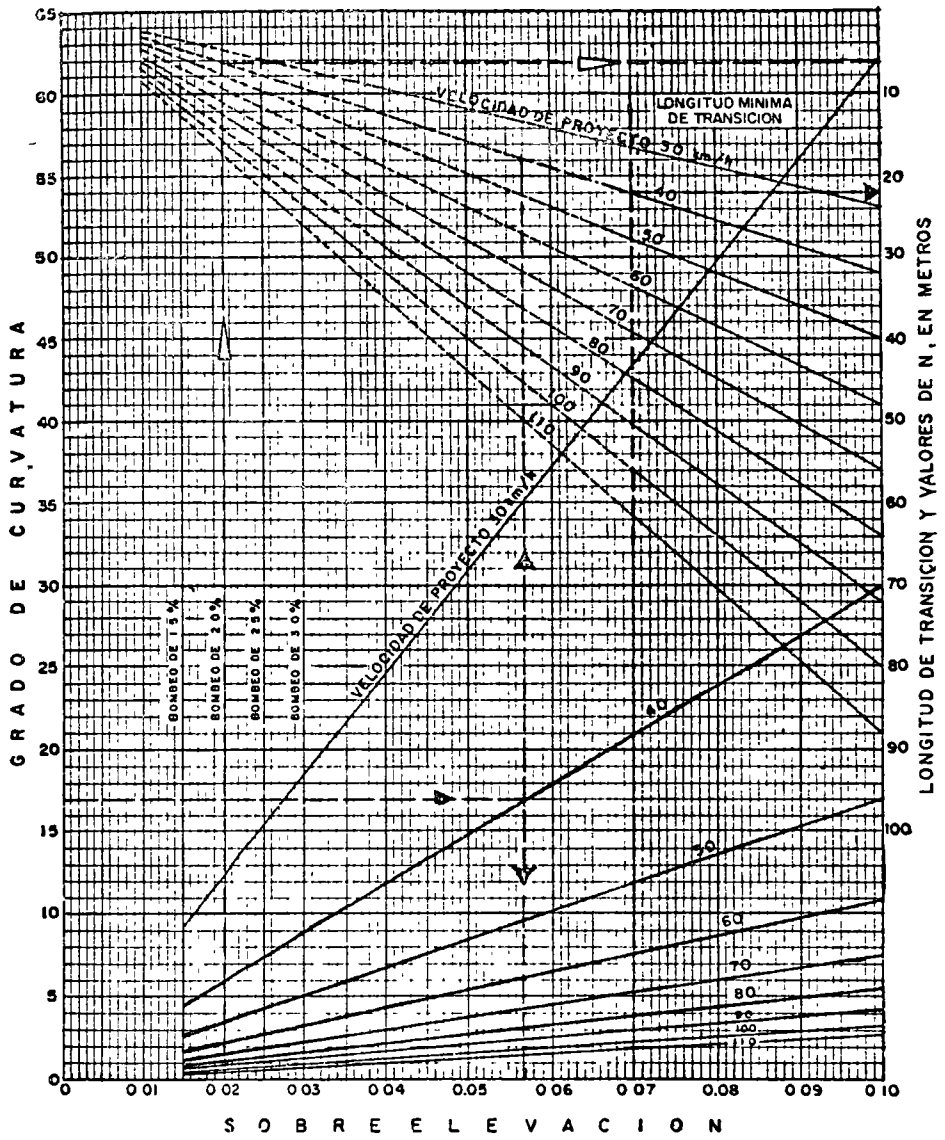
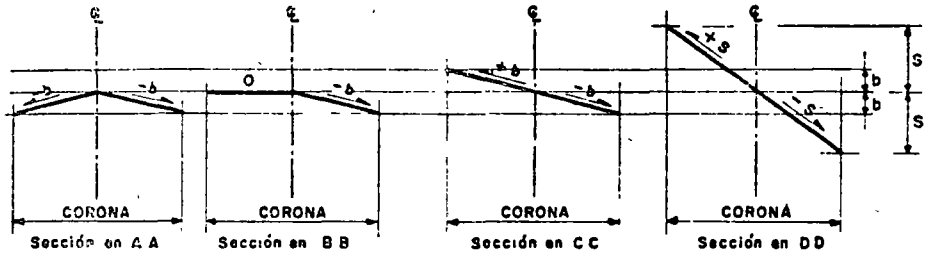
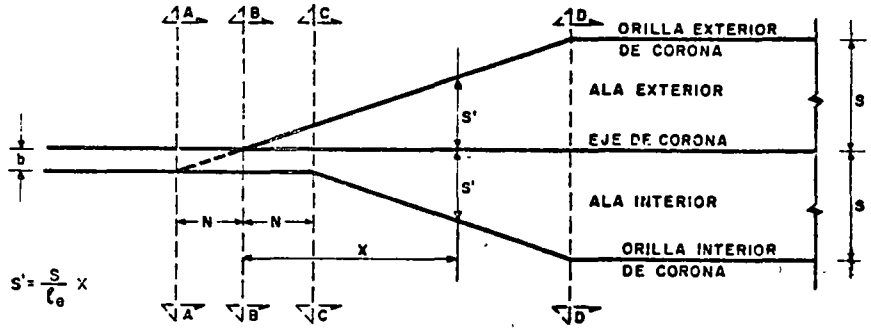


FIGURA 5.2 SOBREELEVACIONES Y LONGITUDES DE TRANSICION PARA SOBREELEVACION MAXIMA DE 10%

SECCIONES TRANSVERSALES



VARIACION DE LA SOBREELEVACION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICION

LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

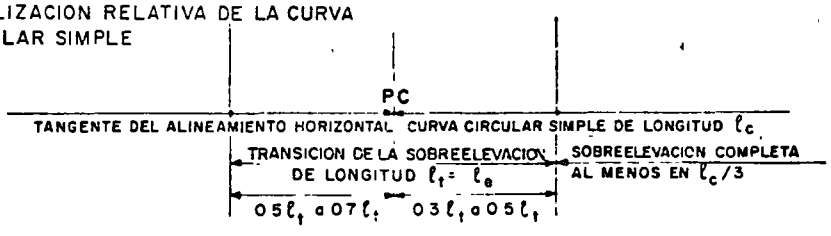


FIGURA 5.3 TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE CORONA

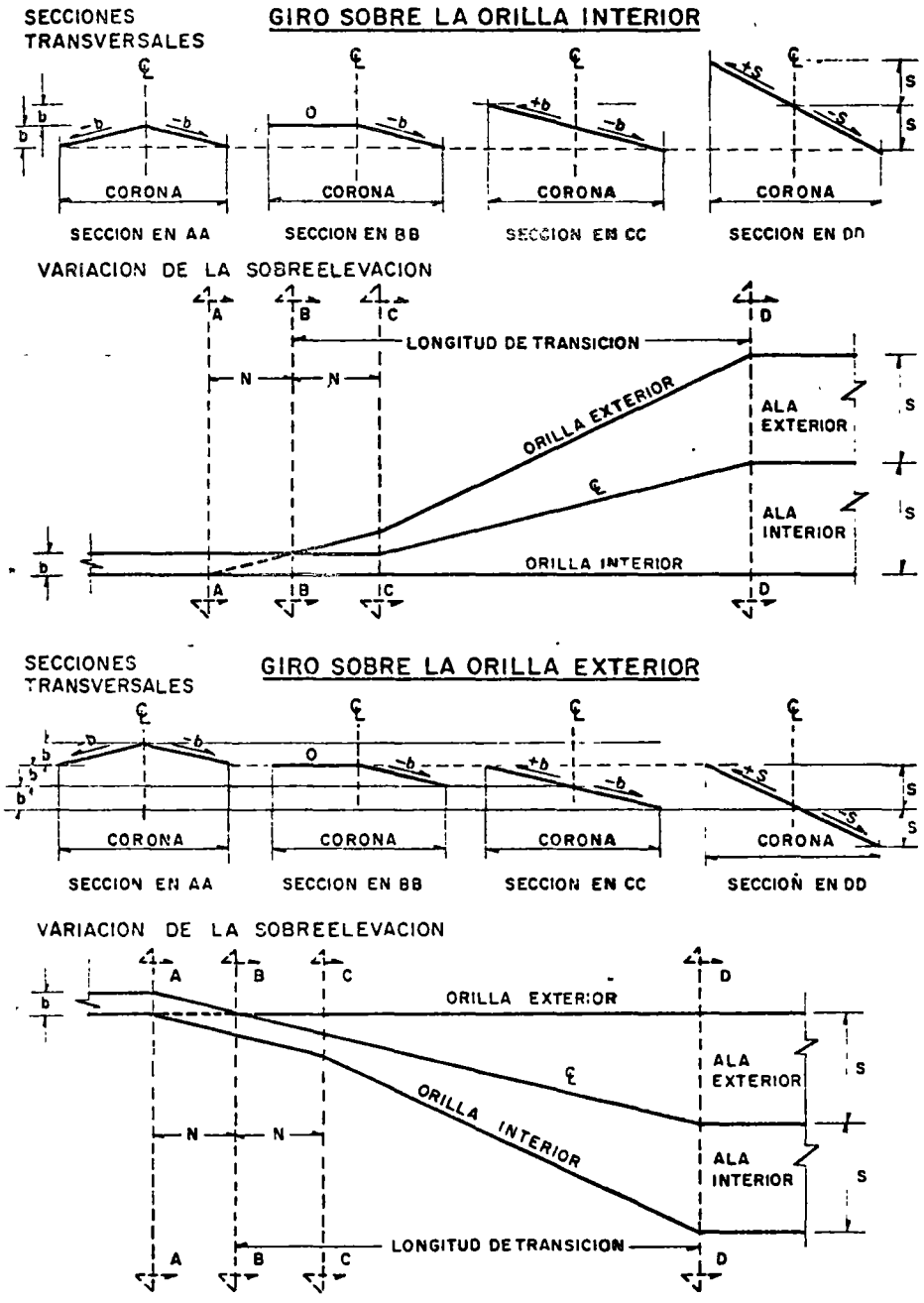


FIGURA 5.4 TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

dimiento 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 tornro 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, entendiendose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos

1. Ancho de calzada en tangente. Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivelde servicio deseado al final del plazo de provisión o en un determinado año de la vida del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse elancho y número de carriles, de manera que el volumen de tránsito en ese año no exceda el volúmen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril más empleados son: 2.75 m., 3.05 m., 3.35 m. y 3.65 m. proyectandose normalmente dos, cuatro o más carriles; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es muy bajo, de 75 vehículos por día o ménos, pueden proyectarse de un carril para los dos sentidos del tránsito, con un ancho de 5.50 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 el circulen todos los vehículos lentos, mejorando así la capacidad y el nivel de servicio.

2. Ancho de la 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 camino o del carril, por lo cual se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobreancho se le denomina ampliación y 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 estos y la orilla de la calzada el sobreancho FA 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 fig. 5.5 se ilustra la forma en que intervienen cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

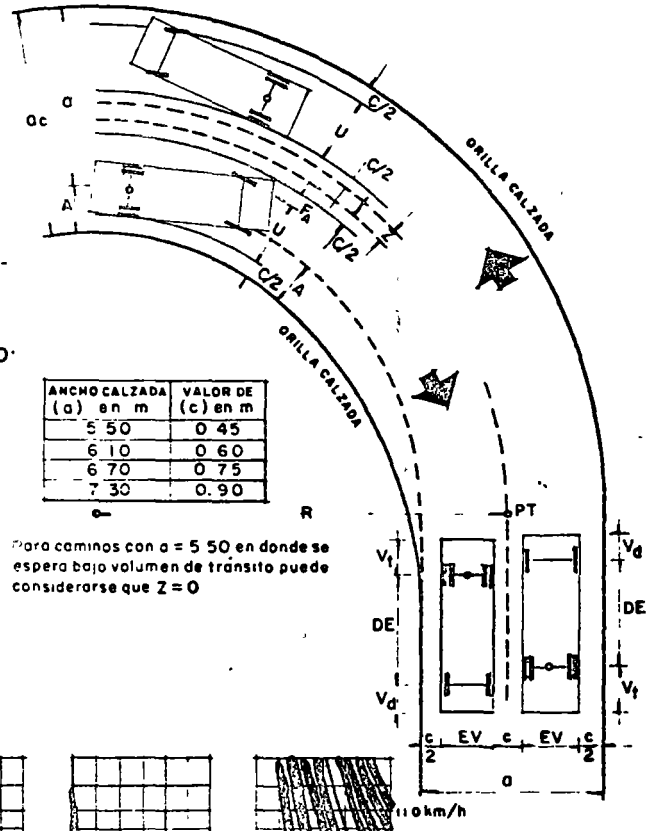
D) Acotamientos. Los acotamientos son las fajas contiguas a la calzada, comprendidas entre sus orillas y las lineas definidas por los hombros del camino. Tienen como ventajas las siguientes:

1. Dar seguridad al usuario del camino al proporcionarle un ancho

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

Para caminos con a = 5 50 en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que Z = 0

GRAFICAS PARA EL CALCULO.

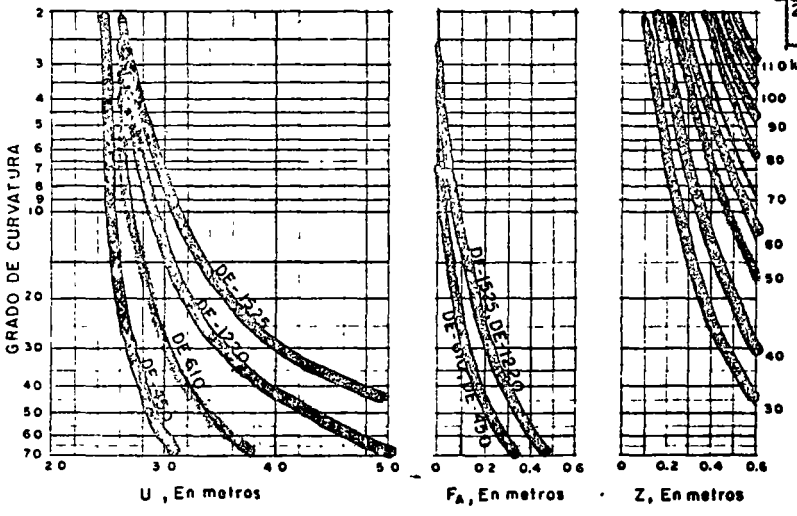


FIGURA 5.5 AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

de corona después de construir las capas de base y sub-base: es función de las mismas en cuanto a expesor, así como de la pendiente transversal y de los taludes.

Si el camino va en corte y se propone una cuneta provisional, el hombro de la subcorona quedará en la misma vertical que el de la corona, por lo tanto el ensanchamiento es nulo(ver fig. 5.7). Sin embargo si el camino va a ser pavimentado inmediatamente después de que se construyan las terracerias y no es necesario construir cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (fig. 5.6). Para este caso el sobreancho de la subcorona se calcula de la manera siguiente:

De la figura 5.6-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 $\tan\alpha = \frac{1}{t}$; $\tan\theta = -S$

quedando

$$B= e \frac{1}{t} -(-S)$$

por lo cual

$$e= \frac{B}{\frac{1}{t} + S}$$

En donde:

e= Ensanche en metros

B= Expesor de la basey sub-base,en metros

t= Talud de la cuneta

S= Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

Esta expresión puede aplicarse tambien para el calculo del ensanchamiento en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

En los casos en que el expesor del pavimento y/o la pendiente transversal tienen valores altos, la subcorona corta primero el talud del corte que el talud de la cuneta (fig. 5.6 - B); por loque la expresión para su calculo es distinta a la analizada con anterioridad -

Para estos casos la expresión es:

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - S}$$

En donde:

e= ensanchamiento,en metros

B= Expesor de base y sub-base,en metros

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 el cálculo de 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, debido a su importancia en el proyecto de las secciones de construcción,

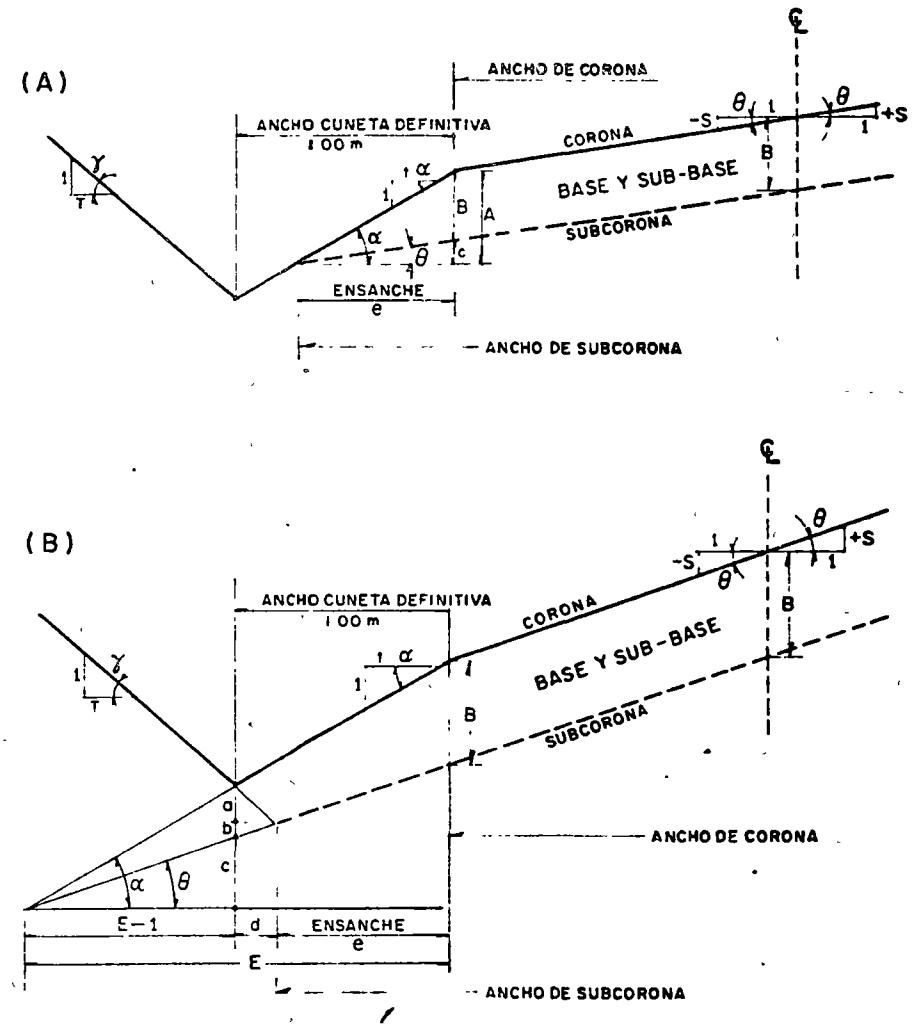


Fig. 5.6 ENSANCHAMIENTO DE LA SUBCORONA

adicional fuera de la calzada para que pueda eludir accidentes potenciales o reducir su severidad, pudiendo tambien aprovecharse para estacionamiento en caso necesario.

2. Proteger contra la humedad y posibles erociones 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 primordialmente del volumen de tránsito y del nivel de servicio que se desea ofrecer en el camino.

El color, textura y espesor de los acotamientos dependerá de los objetivos que se quiera lograr con su construcción, siendo su pendiente transversal la misma de la calzada.

5.2.2 SUBCORONA

La subcorona es la superficie que limita a las terracerias y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En la seccion transversal queda representada por una linea.

Se entiende por terracerías al volumen de material que cortar o terraplenar para formar el camino hasta la subcorona.

Se entiende por pavimento a la capa o capas de material seleccionado y/o tratado, comprendido entre la subcorona y la corona y tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos trasmitidos a la capa de terracerias subyacentes a la subcorona no le causen deformaciones perjudiciales. El pavimento está generalmente formado por la sub-base, la base y la carpeta.

Los elementos básicos que define la subcorona de un camino son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

A) Subrasante. Es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal está definido como un punto cuya diferencia de elevación con la rasante está determinada por el expesor del pavimento.

B) Pendiente transversal. Es la misma que la de la corona y nos permite mantener uniforme el expesor del pavimento

C) Ancho. Es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplen, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de la corona y del ensanchamiento de esta.

La expreción general para el cálculo del ancho As de la subcorona es la siguiente:

$$As = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

As = Ancho de la subcorona, en metros

C = Ancho de la corona en tangente, en metros

e_1 y e_2 = Ensanche, a cada lado del camino, en metros

A = Ampliación de la calzada en la sección considerada, en metros

El ensanche es el sobre ancho que se da a cada lado de la subcorona, para que con los taludes de proyecto pueda obtenerse el ancho,

es necesario establecer una metodología de cálculo, que facilite las operaciones, mediante el empleo de una tabla similar a la 5-C.

En su parte superior tiene cinco columnas de datos. En la primera se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva; en la segunda se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes, tales como la velocidad de proyecto V, la sobreelevación máxima (S máx), el grado máximo de curvatura (G max), el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b ; en la tercera se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y sentido de la deflexión ($G=2^{o}$ Der.), la sobreelevación de la curva S, la longitud de la transición le, la distancia N y la ampliación de la curva A. Cada uno de los elementos anteriormente citados se calcula a través de las expresiones 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 lleva a cabo el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobreelevación DS y de la ampliación DA. Siendo lineal esta variación, se tiene:

$$DS=\frac{S}{le} \quad y \quad DA=\frac{A}{le}$$

Una vez que se há completado 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.

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 d del camino, anotando primero las conocidas, que son las de los puntos que definen a la curva y sus transiciones. Las 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 recom ndados para los taludes del corte y de la cuneta o terraplen en cada estación.

En las columnas (6) se anotan los ensanches calculados, limitados por los taludes del corte, cuneta o terraplen.

En las columnas (7) se anotan los semianchos de la subcorona para proyecto, integrados por la suma de la semicorona en tangente horizontal, el ensanchamiento y la ampliación.

5.2.3 CUNETAS Y CONTRACUNETAS

Las cunetas y contracunetas son obras de drenaje que por su naturaleza quedan incluidas en la sección transversal.

Cunetas. Las cunetas son zanjas que se construyen en los tramos en corte a uno o ambos lados de la corona, contiguas a los hombros, con el objeto de recibir en ellas al agua que escurre por la corona y los taludes del corte.

Normalmente, la cuneta tiene sección triangular con un ancho de 1.00m. medido horizontalmente del hombro de la corona al fondo de la

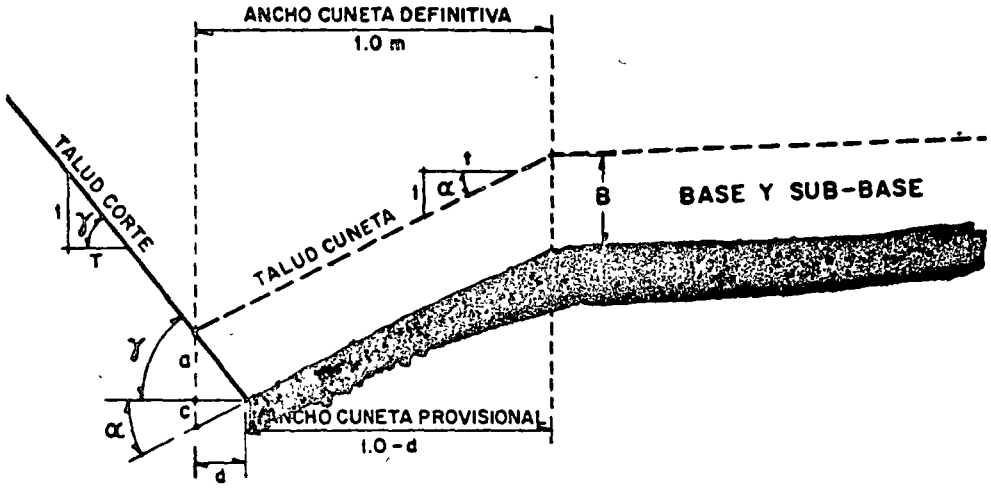


FIGURA 5.7 CUNETA PROVISIONAL

CAMINO . . . . . .
TRAMO. . . . . .
SUBTRAMO. . . . . .

V . . . . . 100 km/m
Sn áx. . 10 %
Gmáx. . 3.25°
C . . . . . 9.0 m
b . . . 2 %
B . . 0.3 m
a . . . 7.30 m

G . . . . . 4° 1[illegible]
S . . . . . 6.2 %
le . . . . . 50 m
N . . . . . 10.12 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	4.93	5.38
20 + 660	20.45	+ 2.5	— 2.5	0.07	3	1.5	0 81	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 5-C SOBREELEVACIONES, AMPLIACIONES Y ENSANCHES DE LA SUBCORONA

cuneta; su talud es generalmente de 3:1; del fondo de la cuneta parte el talud del corte. La capacidad hidráulica puede calcularse con los métodos establecidos y debe estar de acuerdo con la precipitación pluvial de la zona.

Cuando los caminos no van a ser pavimentados de inmediato, es necesario construir una cuneta provisional para drenar la subcorona. El ancho de este tipo de cuneta debe ser tal que al construir la definitiva quede con su ancho de proyecto. Fig. 5.7

La pendiente longitudinal de las cunetas generalmente es la misma que la del camino, pero pude aumentarse si las condiciones del drenaje así lo requieren.

La longitud de una cuneta está limitada por su capacidad hidráulica, pues no debe permitirse que el agua rebase su sección y se extienda sobre el acotamiento.

B) Contracunetas. Generalmente son zanjas de sección trapezoidal que se excavan arriba de la linea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural.

5.2.4.TALUDES

El talud es la inclinación del paramento de los cortes o de los terraplenes, expresado numéricamente por el recíproco de la pendiente.

Los taludes de los cortes y terraplenes se fijan de acuerdo con su altura y la naturaleza del material que los forma.

5.2.5 PARTES COMPLEMENTARIAS

Bajo esta denominación quedan incluidos aquellos elementos de la sección transversal que aparecen ocacionalmente y con los que se trata de mejorar la operación y conservación del camino. Dentro de estos elementos están: las guarniciones, bordillos, banquetas y fajas separadoras. Las defensas y cierto tipo de dispositivos para el control del tránsito, tambien pueden ser considerados como parte de la sección transversal.

A) Guarniciones y bordillos. Las guarniciones son elementos parcialmente enterrados, comunmenete 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 lo tanto en la seguridad y eficiencia del camino.

Existen dos tipos de guarnición; verticales y achaflanadas, las primeras tienen su parte saliente de 0.20 m como máximo y su cara exterior sensiblemente vertical; las segundas tienen la parte saliente achaflanada para que los vehículos en caso de emergencia , puedan pasar sobre ella con relativa facilidad. Fig. 5.8

Las guarniciones achaflanadas se emplean principalmente en zonas rurales y las verticales en zonas urbanas.

Los bordillos son elementos generalmente de concreto asfáltico, que se construyen sobre los acotamientos junto a los hombros de los terraplenes, a fin de encausar el agua que escurre por la corona y que de otro modo causaría erociones en el talud del terraplen, ver Figura 5.9

B) BANQUETAS. Las banquetas son fajas destinadas a la circulación de los peatones: estan 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 rurales rara vez

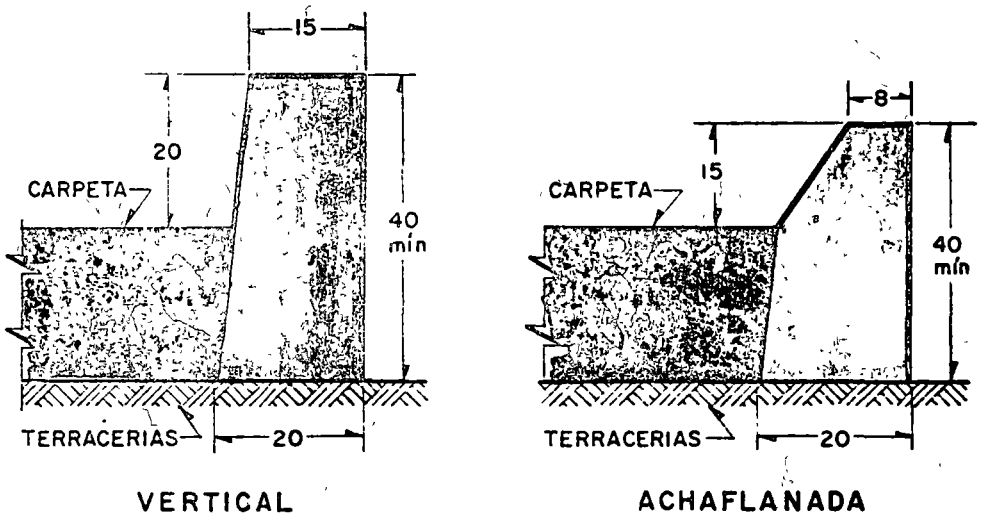


FIGURA 5.8 TIPO DE GUARNICIONES

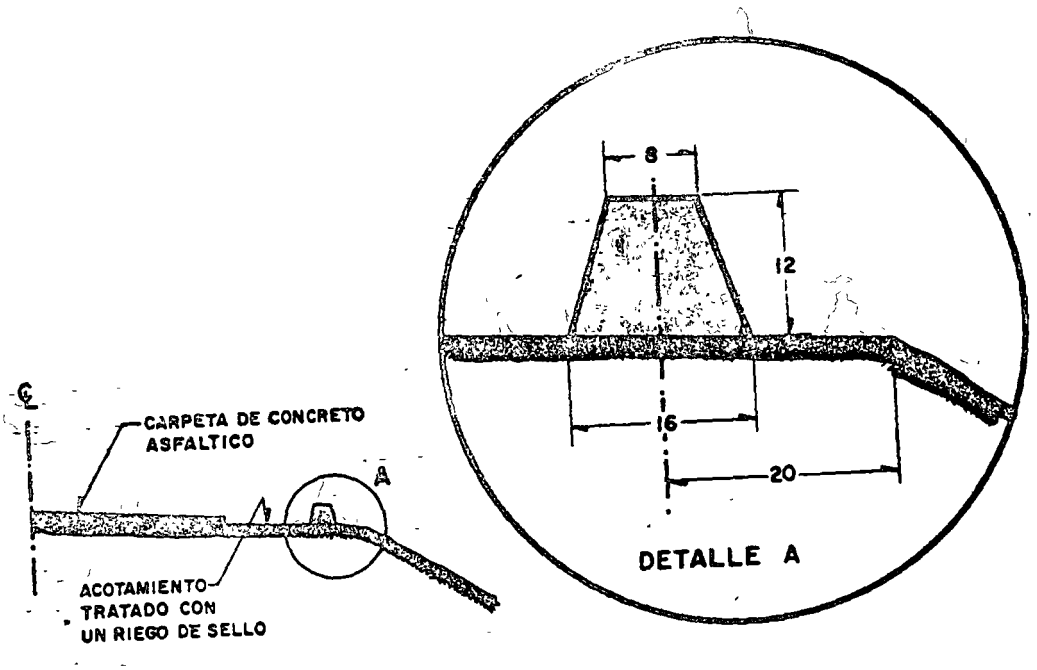


FIGURA 5.9 BORDILLO

son necesarias.

La justificación del proyecto de banquetas dependedel peligro al que estén -- sujetos los peatones en caso de no haberlas, lo que a su vez está governado por - la circulación horaria depeatones, el volumen y la velocidad del tránsito. Cuando la circulación de peatones es eventual no es necesario construir banquetas.

C) Fajas separadoras y camellones. Se denominan fajas separadoras a las zo-- nas 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 natura-- leza. A las primeras se les denomina fajas separadoras centrales y las segundas-- fajas separadoras laterales. Cuando estas fajas se construyen con guarniciones -- laterales y con un nivel superior al de la calzada, se le denomina camellón; su - anchura es varaible dependiendo del costo del derecho de via y de las necesidades del tránsitp. El ancho mínimo es 1.20 m

Los camellones centrales se utilizan en caminos de cuatro o más carriles; --- los laterales se proyectan en zonas urbanas y suburbans para separar el tránsito - directo del tránsito local en una calle o camino lateral.

En ocaciones, se construyen camellones centrales co setos altos para evitar el deslumbramiento de los usuarios, pero esto reduce la distancia de visibilidad en lascurvas horizontales, 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.

5.2.6 DERECHO DE VIA

El derecho de vía de una carretera es la faja que se requiere para la conser trucción, 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 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 ancho mayor.

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

CAPACIDAD

POR EL METODO DE WEBSTER PARA DETERMINAR:

FLUJO DE SATURACION
TIEMPO PERDIDO
DEMORAS
CICLO OPTIMO
REPARTO

Ing. Cristino Montoya Cerón

Mayo, 1977.

ANALISIS DE CAPACIDAD

EN INTERSECCIONES A NIVEL

POR EL METODO DE WEBSTER PARA DETERMINAR:

- - FLUJO DE SATURACION
- - TIEMPO PERDIDO
- - DEMORAS
- - CICLO OPTIMO
- - REPARTO

Mayo, 1977

CAPACIDAD (*)

La cantidad de tránsito que puede pasar a través de una intersección controlada con semáforos, desde un acceso dado, depende del tiempo de verde disponible para el tránsito y del máximo flujo de vehículos que pasan la línea de parada durante el período de verde.

Flujo de Saturación.

Cuando el período de verde comienza, les toma cierto tiempo a los vehículos para arrancar y acelerar a la velocidad de marcha normal, sin embargo, después de algunos segundos la cola es desalojada a un ritmo más o menos constante, llamado flujo de saturación. Ver figura 1

El flujo de saturación es aquel flujo que se obtendría si hubiera una cola de vehículos constante y se diera 100% de tiempo de verde. Se expresa generalmente en vehículos por hora de luz verde. Se puede ver en la figura 1 que el flujo promedio es menor durante los primeros segundos (cuando los vehículos están acelerando para alcanzar la velocidad normal) y durante el período de ámbar (dado que algunos vehículos deciden pasar y otros seguir adelante). Es conveniente reemplazar los períodos de verde y de ámbar por un período de "verde efectivo" en el que se supone que el flujo se mueve al ritmo de saturación, y un tiempo "perdido" durante el cual no hay flujo. Este es un concepto útil porque la capacidad es entonces directamente proporcional al tiempo efectivo de verde. En términos gráficos ésto significa substituír la curva de la figura 1 por un rectángulo de área igual, donde la altura del rectángulo es igual al flujo de saturación promedio. A la base del rectángulo se le llama tiempo efectivo de verde y la di-

(*) Traffic Signals; Road Research Laboratory; Technical Paper Núm. 56; London, 1966.

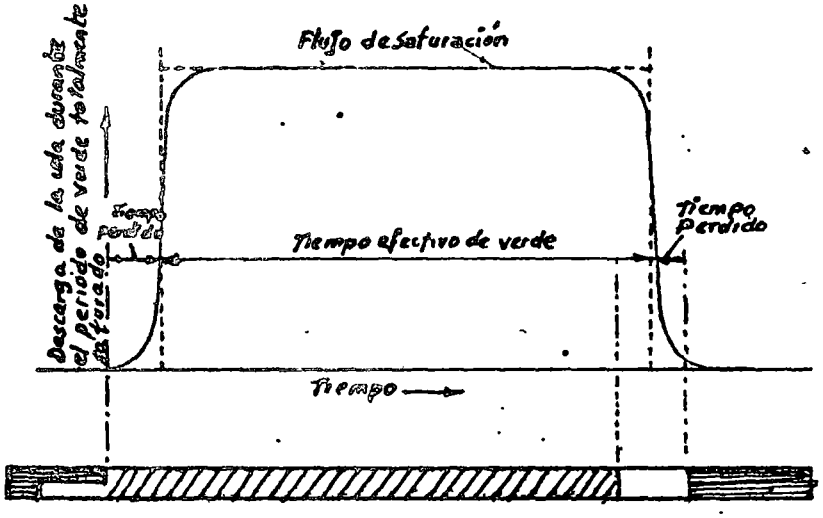


Fig. 1.- Variación en el tiempo de la descarga de la cola en el período de verde totalmente saturado.

ferencia entre este y los tiempos de verde y ámbar combinados es tiempo perdido.

Si G = períodos de verde y ámbar combinados (segundos

g = tiempo efectivo de verde (segundos)

c = tiempo de ciclo (segundos)

ℓ = tiempo perdido (segundos)

y s = flujo de saturación (vehículos por hora)

$$\text{Capacidad} = \frac{g}{c}\, s \quad \text{vehículos por hora} \tag{1}$$

$$\text{en donde} \quad g = G - \ell \ \text{segundos} \tag{2}$$

El flujo de saturación y el tiempo perdido pueden medirse directamente en el camino.

Estimación del flujo de saturación.

El flujo de saturación depende de la forma de la intersección (especialmente la anchura del acceso), el número de vehículos que dan vuelta a la izquierda, vehículos de carga, la presencia de un vehículo estacionado y muchos factores de orden menor. Se hicieron investigaciones en cerca de 100 cruceros controlados por semáforos principalmente en el área de Londres incluyendo algunos de otras ciudades grandes.

Para suplir las observaciones del tránsito real en el camino y extender el rango de algunas de las variables, se llevaron a cabo experimentos de tránsito bajo condiciones "controladas" fuera del camino, en una pista de prueba.

Efecto de la anchura del acceso.- El flujo de saturación expresado en términos de vehículos ligeros por hora sin tránsito que de vuelta y sin vehículos estacionados está dado por

$$s = 525\ w \quad v.l./h. \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \qquad (3)$$

en donde w es la anchura del acceso del camino en metros (medido de la guarnición al límite del refugio de peatones o de la raya central, cualesquiera que esté más cerca, o al límite del camellón central en caso de un camino dividido). Este resultado es aplicable a anchuras de accesos entre 5.50 m y 18.30 m (la máxima anchura probada). Para anchuras entre 3.00 m y 5.20 m el flujo de saturación acusa cierta variación (ver figura 2)

w =	3.05	3.35	3.70	4.00	4.30	4.60	4.90	5.20	
s =	1850	1875	1900	1950	2075	2250	2475	2700	v.l./h

Se supone que la anchura es constante en, por lo menos, la longitud del acceso (definido como la longitud que alojará la cola de vehículos que alcanza a pasar la intersección, justamente durante el período de verde totalmente saturado).

Se encontró que el flujo de saturación era menor que los valores dados más arriba en cerca de 6 porciento durante los períodos fuera de los máximos; ésto pudo haber sido porque los conductores se veían menos apurados en ese momento. Las reglas señaladas antes se consideran suficientemente precisas para propósitos prácticos tanto en períodos máximos como fuera de los máximos.

Efecto de las pendientes.- Por cada 1 porciento de pendiente ascendente se encontró que el flujo de saturación disminuía en 3 porciento. La pendiente se des-

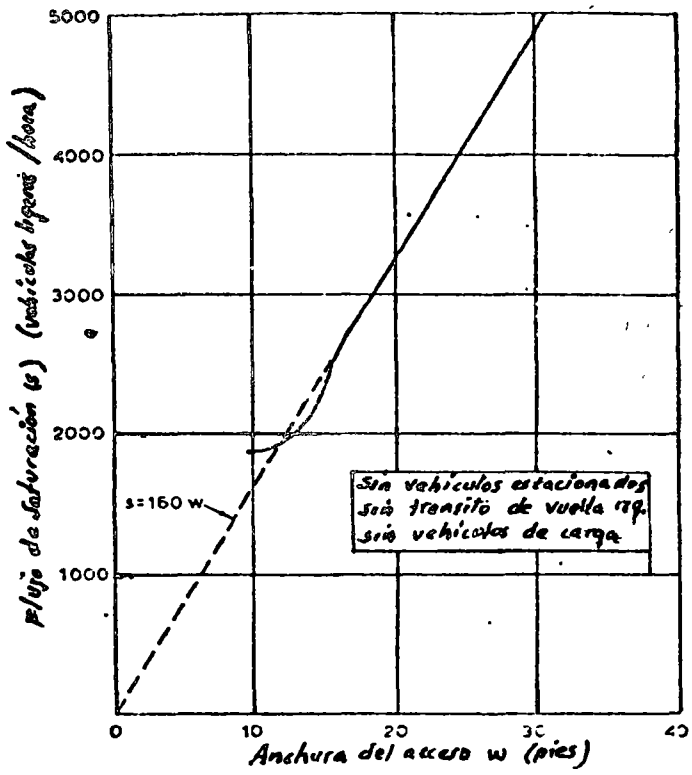


Fig. 2.- Efecto de la anchura en el flujo de saturación.

finió como la inclinación promedio entre la raya de parada y un punto en el acceso situado 60 metros antes de la raya. Los resultados se basaron en pendientes que no excedían 10 porciento de subida y 5 porciento de bajada y en lugares donde ésta continuaba a través de la intersección.

Efecto de la composición del tránsito.- El efecto de los diferentes tipos de vehículos sobre el flujo de saturación en los semáforos está dado por los siguientes equivalentes en vehículos ligeros:

1 vehículo pesado de carga, mediano	=	1 3/4	v.l.
1 autobús	=	2 1/4	v.l.
1 camión con remolque	=	2 1/2	v.l.
1 vehículo ligero (automóvil o camioneta)	=	1	v.l.
1 motocicleta	=	1/3	v.l.
1 bicicleta	=	1/5	v.l.

Se encontró que las equivalencias en vehículos ligeros eran las mismas en accesos con pendientes que en accesos a nivel (dentro de las limitaciones dadas en la sección anterior).

Efecto del tránsito que dá vuelta a la izquierda.- Si los movimientos de vuelta a la izquierda en las direcciones opuestas ocasionan que la intersección se obstruya, entonces la capacidad de la intersección no puede ser determinada fácilmente.

Bajo condiciones en que no exista obstrucción los efectos del tránsito que dá vuelta a la izquierda dependen de si el tránsito conflictivo se mueve o nó durante la misma fase o si al tránsito que dá vuelta a la izquierda se le proporcionan

carriles exclusivos. Existen cuatro posibilidades.

(i) Sin tránsito opuesto y sin carriles exclusivos de vuelta derecha. Se puede obtener una cifra global del flujo de saturación para el acceso (sin considerar movimientos de vuelta) usando las reglas dadas anteriormente.

(ii) Sin tránsito opuesto, con carriles exclusivos de vuelta izquierda. El flujo de saturación de la corriente de vuelta izquierda debe obtenerse separadamente. Se ha encontrado que el flujo de saturación (s) de una corriente dando vuelta en angulo recto depende del radio de curvatura (r) y está dado por:

$$s = \frac{1800}{1+1.5/r} \text{ v.l./h para corrientes con una fila de vehículos} \quad (4)$$

$$s = \frac{3000}{1+1.5/r} \text{ v.l./h para corrientes con dos filas de vehículos} \quad (5)$$

(iii) Con tránsito opuesto, sin carriles exclusivos de vuelta izquierda. El efecto sobre los vehículos que dan vuelta a la izquierda, en estas circunstancias, es de tres clases. Primero, debido al tránsito opuesto, aquellos sufren demoras y como consecuencia provocan demoras a otros vehículos (los que no dan vuelta izquierda) en la misma corriente; segundo, su presencia tiende a inhibir el uso del carril izquierdo, a los vehículos que siguen de frente, por el riesgo que hay de ser demorados; y tercero, a aquellos vehículos girando a la izquierda, que permanecen en la intersección al final del período de verde, les toma cierto tiempo despejar la intersección y pueden demorar el arranque de la fase transversal.

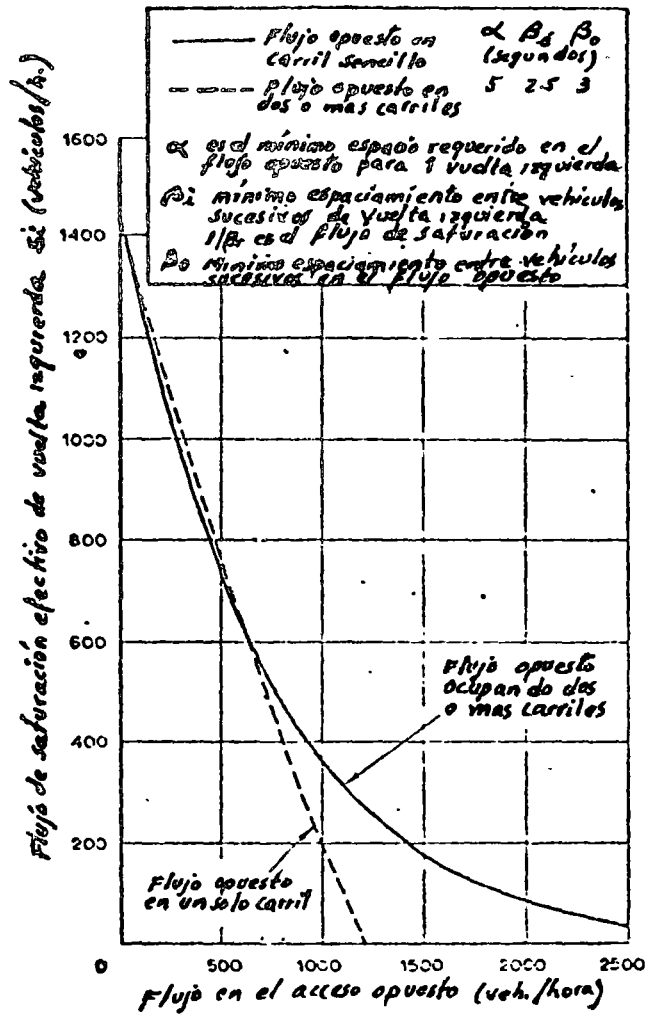
Los primeros dos efectos pueden tomarse en cuenta suponiendo que, en promedio, cada vehículo que da vuelta a la izquierda es equivalente a 1 3/4 vehículos que siguen de frente.

El tercer efecto es más complicado. Los que dan vuelta a la izquierda pueden pasar a través de espaciamientos adecuados en la corriente opuesta. Las observaciones indican que un espaciamiento (α) de 5 ó 6 segundos, es típico. La figura 3 ha sido elaborada de resultados teóricos para dos situaciones (1) cuando el flujo en sentido opuesto circula en un solo carril y se supone α = 5 segundos y (2) cuando el flujo opuesto va en dos o más carriles y se supone α = 6 segundos. La gráfica muestra, para un flujo opuesto dado, el flujo de saturación efectivo de vuelta izquierda. v.g. el flujo teórico máximo de los vehículos que dan vuelta izquierda (S_i) pasando a través de espacios libres en el flujo opuesto, suponiendo que este último se mueve continuamente. Para convertir S_i al máximo número de vehículos que dan vuelta izquierda por ciclo (n_i) que aprovechan los espaciamientos en la corriente opuesta, puede usarse la siguiente ecuación

$$n_i = S_i \left(\frac{gs - qc}{s - q} \right) \qquad \text{- - - - - - - -} \qquad (6)$$

donde q y s son los valores del flujo y del flujo de saturación para el acceso opuesto y g y c son los tiempos de verde y de ciclo respectivamente. Si g y c están en segundos S_i debe expresarse en vehículos por segundo antes de substituírlos en la ecuación (9)

La diferencia entre el número promedio de vehículos dando vuelta izquierda por ciclo y n_i da el número promedio esperando al final del período de verde (n_w). La descarga de estos vehículos es de aproximadamente uno cada 2 1/2 segundos. Si se supone que el primero de los vehículos esperando para dar vuelta izquierda cruza un punto en el eje de la intersección justo cuando el semáforo cambia a rojo (3 segundos después de que empiece el período entre verdes) en-



3

Fig. 3.- Estimación del flujo de saturación efectivo de vuelta izquierda (Si) para usarse con la ecuación ( )

tonces, el segundo alcanza este punto 2 1/2 segundos después, el tercero 5 segundos más tarde y así sucesivamente (ver figura 4). Para que no haya desperdicio de tiempo entre los vehículos de vuelta izquierda despejando la intersección y el tránsito transversal debe llegar a este punto 2 1/2 segundos, justamente después del último que dió vuelta izquierda. Si se supone que el primer vehículo de la fase transversal requiera alrededor de 3 segundos, desde el inicio de su propio período de verde para acelerar y alcanzar este punto (llegando 3 segundos después del final del período entre verdes) entonces, despreciando variaciones en el número de vehículos dando vuelta a la izquierda, no habría desperdicio de tiempo si el período entre verdes fuera 2 1/2 n_W segundos. Si I, el período entre verdes, es menor que 2 1/2 n_W, la diferencia da una estimación gruesa de la demora adicional para el inicio del tránsito transversal. Con número al azar de vehículos de vuelta derecha arribando por ciclo, el efecto total de demora en el arranque del tránsito transversal será mayor que si se supusiera que arriban de manera uniforme por ciclo. Sin embargo para la mayoría de los propósitos es probablemente innecesario tomar ésto en cuenta.

(iv) Tránsito opuesto, carriles exclusivos de vuelta izquierda. No debe haber demora para el tránsito que sigue de frente si usan el mismo acceso que los vehículos que dan vuelta, sin embargo, habrá cierto efecto en la fase transversal y éste, debe calcularse como se explicó en el punto (iii).

Efecto del tránsito que da vuelta a la derecha.- El efecto de los que dan vuelta derecha en el flujo de saturación depende de lo agudo del ángulo de vuelta y del flujo de peatones. Las reglas respecto al efecto de curvatura, dadas en la sección previa para el tránsito de vuelta izquierda, pueden ser aplicadas, igualmen-

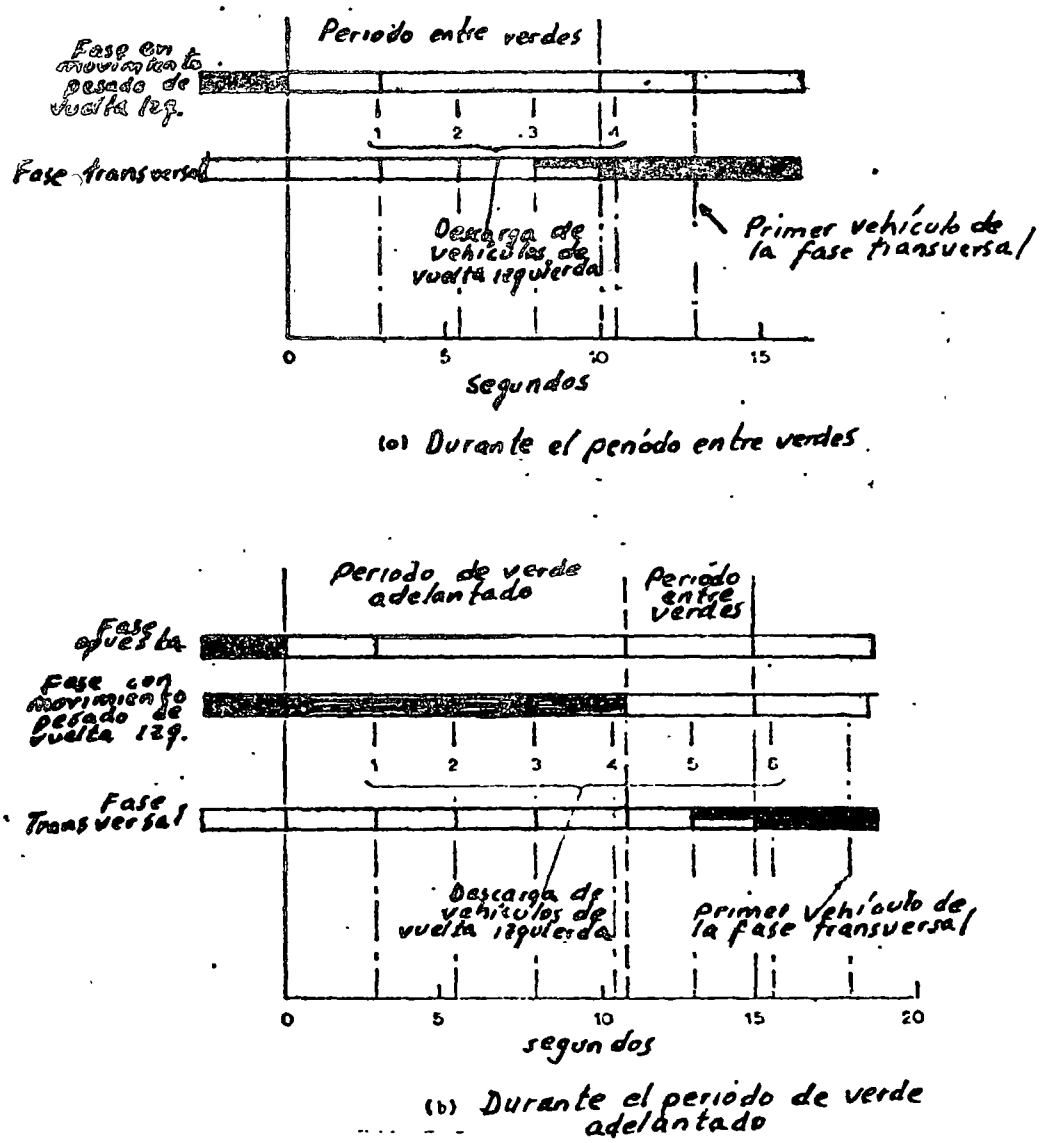


Fig. 4.- Ejemplos de tiempos de descarga de vehículos de vuelta izquierda durante (a) período entre verdes (b) período de verde adelantado.

te, a corrientes de vuelta derecha bien definidas. Cuando, un número pequeño de vehículos que van a dar vuelta derecha están mezclados con vehículos que van a seguir de frente, es innecesario hacer una corrección para ellos ya que las relaciones del flujo de saturación generales, dadas al principio incluyen los efectos del tránsito de vuelta derecha (constituyendo alrededor de 10 porciento del tránsito total), presente cuando los estudios fueron realizados. Si los que dan vuelta derecha son más del 10 porciento del tránsito, se puede hacer una corrección para el exceso sobre 10% suponiendo que cada vehículo que da vuelta derecha es equivalente a 1 1/4 vehículos de frente.

Efecto de los peatones.- El efecto del flujo de peatones no ha sido determinado con precisión y probablemente depende, en gran medida, de las condiciones particulares del lugar. Se sugiere para flujos promedio de peatones, no se hagan correcciones, ya que los peatones estaban presentes cuando se hicieron los estudios originales, sin embargo, para flujos de peatones excesivamente altos, debe tomarse en cuenta el efecto cuando se clasifique el lugar, de acuerdo con las reglas dadas más adelante en "Efecto de las características del lugar".

Efecto de un vehículo estacionado.- Se ha encontrado que la reducción en el flujo de saturación causada por vehículos estacionados cerca de la línea de parada en un acceso en particular es equivalente a una pérdida de anchura de acceso en la línea de parada, y puede expresarse aproximadamente como sigue:

Pérdida efectiva de anchura

$$= 1.68 - \frac{0.9\ (z - 7.62)}{k} \qquad (7)$$

donde z ($\geq$ 7.62 m) es la distancia libre del vehículo estacionado, más cercano,

desde la raya de parada (m)* y k es el tiempo de verde (segundos). Si la expresión llega a ser negativa la pérdida efectiva debe considerarse cero. La pérdida efectiva debe incrementarse en 50 porciento para vehículos más grandes que un automóvil.

Efecto de las características del lugar.- Muchos otros factores afectan la saturación de flujo, pero en grado mucho menor que los que se han discutido. Estos factores se han agrupado juntos y están reflejados en el tipo de lugar. Los lugares se han clasificado en bueno, promedio o pobre, de acuerdo con la descripción dada en la Tabla 1.

Para las tres clases de lugares, los porcentajes arriba y abajo de los valores normales del flujo de saturación dados previamente se muestran en la tabla. La interpolación entre estas categorías parece razonable. Puede ser útil destacar que de cerca de 100 lugares, el porcentaje más bajo del flujo de saturación normal fué 70 y el más alto 135.

Tiempo perdido.

Los experimentos en Londres han mostrado que, en el ciclo promedio de semáforo, el tiempo perdido causado por demoras en el arranque y reducciones de flujo durante el período de ámbar, anda alrededor de 2 segundos por fase, aunque es muy variable habiéndose observado valores entre 0 y 7 segundos. El mismo valor promedio se ha encontrado para intersecciones con pendientes. Además del tiempo perdido para un acceso en particular, se pierde cierta cantidad de tiempo del ciclo debido a períodos de todo-rojo. La figura 5 muestra la

---

* Para z 7.60 m la distancia debe tomarse como 7.60 m.

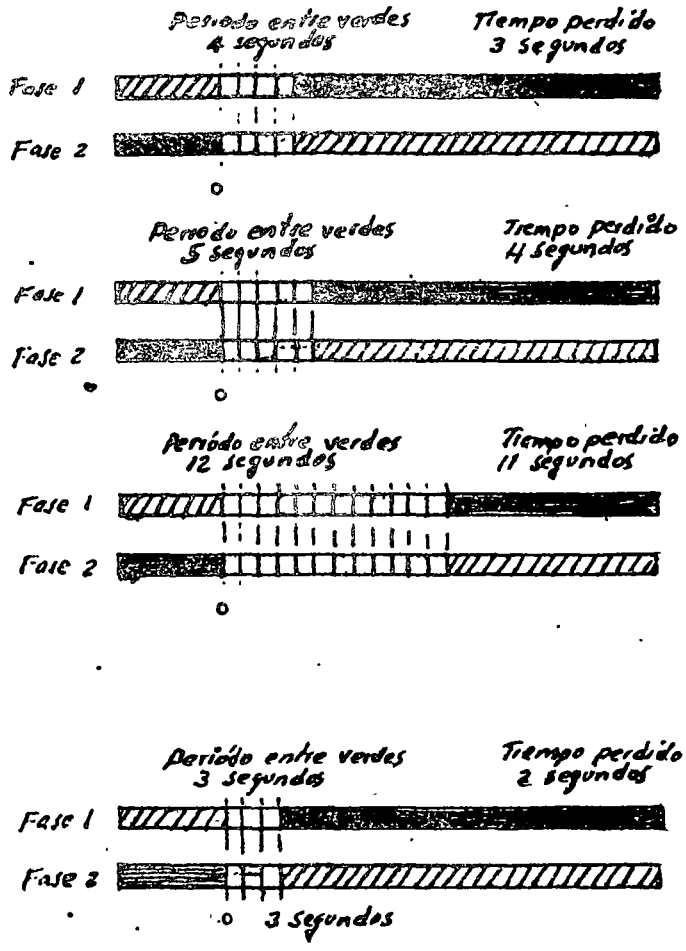


Fig. 5.- Ejemplos de períodos entre verdes en una intersección de 2 fases

donde $A = \frac{(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)}$, $B = \frac{x^2}{2(1-x)}$ y C es el tercer término.

A y B han sido tabulados (ver tablas 2 y 3) y C ha sido calculado como porcentaje de los dos primeros términos de la ecuación (9) y es dado en la tabla (4) en términos de x, λ y M, donde M (= q/c) es el número promedio de vehículos arribando por ciclo.

Tiempo de Ciclo.

El ciclo de un semáforo es el tiempo total que establece la duración de la secuencia de fases para permitir el paso, al menos una vez, de todos los movimientos incompatibles, por la intersección.

Ciclo óptimo.

A través del desarrollo matemático, resultado de diferenciar la ecuación de la demora total con respecto al tiempo de ciclo, se llega a la siguiente expresión para el ciclo óptimo:

$$C_o = \frac{KL + 5}{1 + Y} \qquad (10)$$

en donde K varía entre 1.24 y 1.98 de acuerdo con el valor del flujo de saturación promedio y la relación de flujo a flujo de saturación.

La expresión general para todos los casos es

$$C_o = \frac{1.5L + 5}{1 - Y} \qquad (11)$$

en donde C_o = Tiempo óptimo del ciclo; es el tiempo de ciclo que da la menor demora a todos los vehículos que utilizan la intersección.

L = Tiempo total perdido por ciclo. Es la suma de tiempos perdidos en cada fase.

TABLA 1

Efecto de las características del lugar en el flujo de saturación

Designación del lugar	Descripción	Porcentaje del flujo de Saturación normal
Bueno	Doble sentido de circulación. Interferencia poco notable de peatones, vehículos estacionados, -- tránsito de vuelta izquierda (bien sea por su ausencia o porque hay previsiones especiales para manejarlo). Buena visibilidad y radio de giro adecuado. Salidas de anchura adecuada y alineamiento.	120
Promedio	Lugares promedio. - Algunas características de "Bueno" y "Pobre"	100
Pobre	Velocidades promedio bajas. Alguna interferencia de vehículos parados, peatones, tránsito de -- vuelta izquierda. Visibilidad pobre y/o alineamiento pobre de la intersección. Calle comercial con mucho movimiento.	85

relación de los períodos entre verdes y el tiempo perdido. Por consiguiente si el período entre verdes es I segundos y las demoras por arranque más el ámbar no utilizado es 1 segundos de cada período de verde y ámbar combinado, entonces el tiempo perdido correspondiente a cada cambio de derecho de paso es ---------- (I-a) + ℓ segundos, donde a es el período de ámbar. Generalmente I = 2 segundos, el cual, con un período de ámbar de 3 segundos, da un tiempo perdido de (I-1) segundos en cada cambio de fase.

Demora en intersecciones con semáforos.

Se llevaron a cabo cálculos de la demora para una diversidad de flujos, flujos de saturación y programas de tiempos del semáforo y de éstos resultados se dedujo una fórmula para la demora promedio en cualquier acceso simple de una intersección controlada por semáforos de tiempo fijo. Se encontró que:

$$d = \frac{9}{10}\left[\frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)}\right] \qquad (8)$$

donde d = demora promedio por vehículo en un acceso particular

c = tiempo de ciclo

λ = porción del ciclo que es verde efectivo, para la fase bajo consideración (g/c)

q = flujo o intensidad del tránsito en un acceso particular de la intersección.

s = flujo de saturación (igual a 525 veces la anchura del acceso en metros) en vehículos ligeros por hora

x = grado de saturación. Es la relación entre el flujo real y el flujo máximo que puede pasar por un acceso, a través de la intersección esta dado por $x = q/\lambda s$

la demora total para cada acceso de la intersección por unidad de tiempo es el producto de la demora promedio por vehículo, por el flujo real.

D = (Demora promedio por vehículo) x flujo

Para estimar la demora más fácilmente la ecuación (8) puede escribirse como sigue:

$$d = cA + \frac{B}{q} - C \qquad (9)$$

Tabla 2

Tabulacion de $A = \frac{(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)}$

x \ λ	0 1	0 2	0 3	0 35	0 40	0 45	0 50	0 55	0 60	0 65	0 70	0·80	0·90
0 1	0 409	0·327	0 253	0 219	0 188	0 158	0·132	0 107	0 085	0 066	0 048	0 022	0 005
0 2	0 413	0·333	0·261	0 227	0·196	0·166	0·139	0·114	0·091	0·070	0·052	0 024	0 006
0 3	0 418	0 340	0·269	0 236	0·205	0·175	0 147	0·121	0 098	0·076	0 057	0 026	0·007
0·4	0 422	0 348	0·278	0·246	0·214	0·184	0·156	0·130	0·105	0·083	0 063	0 029	0 008
0·5	0·426	0 356	0 288	0 256	0·225	0·195	0 167	0·140	0·114	0 091	0 069	0 033	0 009
0 55	0 429	0·360	0 293	0·262	0·231	0·201	0·172	0·145	0·119	0·095	0 073	0 036	0 010
0 60	0 431	0 364	0·299	0·267	0·237	0 207	0·179	0 151	0 125	0 100	0 078	0 038	0 011
0·65	0 433	0·368	0·304	0 273	0·243	0·214	0·185	0·158	0·131	0·106	0 083	0 042	0 012
0 70	0 435	0 372	0 310	0 280	0 250	0 221	0·192	0 165	0·138	0·112	0 088	0 045	0 014
0 75	0 438	0 376	0 316	0 286	0 257	0 228	0·200	0·172	0·145	0·120	0 095	0 050	0 015
0 80	0 440	0·381	0 322	0 293	0 265	0 236	0 208	0 181	0 154	0 128	0 102	0 056	0·018
0 85	0 443	0·386	0·329	0 301	0 273	0 245	0·217	0 190	0·163	0 137	0 111	0 063	0 021
0 90	0 445	0·390	0·336	0·308	0 281	0 254	0 227	0 200	0 174	0·148	0 122	0 071	0 026
0 92	0 446	0·392	0·338	0·312	0 285	0·258	0·231	0 205	0·179	0·152	0 127	0 076	0 029
0 94	0 447	0 394	0·341	0·315	0·288	0 262	0 236	0 210	0·183	0·157	0·132	0 081	0 032
0 96	0 448	0 396	0·344	0 318	0 292	0 266	0 240	0 215	0 189	0 163	0·137	0 086	0 037
0 98	0 449	0·398	0 347	0 322	0 296	0 271	0 245	0 220	0 194	0 169	0 143	0 093	0 042

Tabla 3

Tabulacion de $B = \dfrac{x^2}{2(1-x)}$

x	0·00	0·01	0·02	0·03	0·04	0·05	0·06	0·07	0·08	0·09
0·1	0·006	0·007	0·008	0·010	0·011	0·013	0·015	0·017	0·020	0·022
0·2	0·025	0·028	0·031	0·034	0·038	0·042	0·046	0·050	0·054	0·059
0·3	0·064	0·070	0·075	0·081	0·088	0·094	0·101	0·109	0·116	0·125
0·4	0·133	0·142	0·152	0·162	0·173	0·184	0·196	0·208	0·222	0·235
0·5	0·250	0·265	0·282	0·299	0·317	0·336	0·356	0·378	0·400	0·425
0·6	0·450	0·477	0·506	0·536	0·569	0·604	0·641	0·680	0·723	0·768
0·7	0·817	0·869	0·926	0·987	1·05	1·13	1·20	1·29	1·38	1·49
0·8	1·60	1·73	1·87	2·03	2·21	2·41	2·64	2·91	3·23	3·60
0·9	4·05	4·60	5·28	6·18	7·36	9·03	11·5	15·7	24·0	49·0

Tabla 4

Término de corrección de la ecuación (9) como porcentaje de los dos primeros términos.

x	λ \ M	2·5	5	10	20	40
0·3	0·2	2	2	1	1	0
	0·4	2	1	1	0	0
	0·6	0	0	0	0	0
	0·8	0	0	0	0	0
0·4	0·2	6	4	3	2	1
	0·4	3	2	2	1	1
	0·6	2	2	1	1	0
	0·8	2	1	1	1	1
0·5	0·2	10	7	5	3	2
	0·4	6	5	4	2	1
	0·6	6	4	3	2	2
	0·8	3	4	3	3	2
0·6	0·2	14	11	8	5	3
	0·4	11	9	7	4	3
	0·6	9	8	6	5	3
	0·8	7	8	8	7	5
0·7	0·2	18	14	11	7	5
	0·4	15	13	10	7	5
	0·6	13	12	10	8	6
	0·8	11	12	13	12	10
0·8	0·2	18	17	13	10	7
	0·4	16	15	13	10	8
	0·6	15	15	14	12	9
	0·8	14	15	17	17	15
0·9	0·2	13	14	13	11	8
	0·4	12	13	13	11	9
	0·6	12	13	14	14	12
	0·8	13	13	16	17	17
0·95	0·2	8	9	9	9	8
	0·4	7	9	9	10	9
	0·6	7	9	10	11	10
	0·8	7	9	10	12	13
0·975	0·2	8	9	10	9	8
	0·4	8	9	10	10	9
	0·6	8	9	11	12	11
	0·8	8	10	12	13	11

Y = Suma, para toda la intersección de los valores y correspon--- dientes a cada fase siendo y la relación entre el flujo real y el flujo de saturación (q/s) para una fase dada.

Algunos ejemplos de la variación de la demora con el tiempo de ciclo se --- muestran en la Fig. 6. Se ha encontrado que para tiempos de ciclo dentro del - rango 3/4 a 1 1/2 veces el valor óptimo, la demora nunca va más allá de ------ 10 ó 20 porciento de aquella obtenida con el ciclo óptimo.

Reparto (tiempos de verde)

El reparto del tiempo de un ciclo está definido por la asignación de un tiempo de verde a cada fase. Es conocido también por programa de tiempos.

Una regla simple para establecer los tiempos de verde que de la demora total mínima para todo el tránsito que utiliza la intersección, ha sido derivada de la ecuación de la demora.

Si C_o - L es el tiempo total efectivo de verde en el ciclo

$$g_1 = \frac{y_1}{Y} \quad (C_o - L)$$

$$g_2 = \frac{y_2}{Y} \quad (C_o - L) \qquad (12)$$

Se sugiere el siguiente procedimiento para determinar el reparto de una in-- tersección.

(i) Estímese el flujo y la saturación de flujo para cada acceso de la intersec-- ción.

(ii) Determínese la relación flujo a saturación de flujo (y) para cada acceso de la intersección.

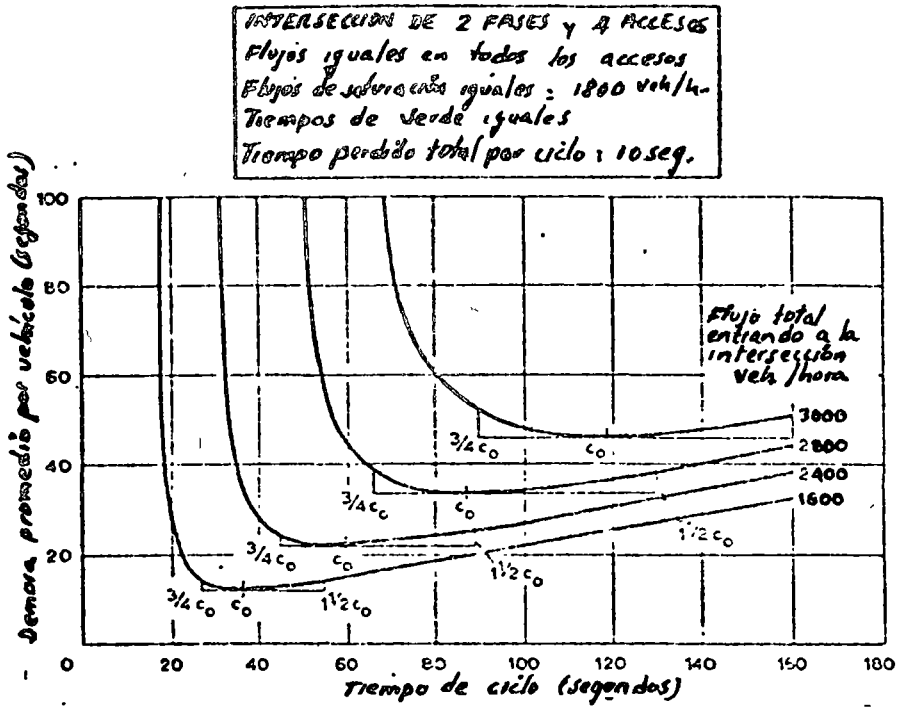


Fig. 6.- Efecto de la variación del ciclo sobre la demora.

(iii) Súmense los valores y para obtener el valor Y para toda la intersección.

(iv) Determínense los períodos de "todo rojo", para peatones, fases complementarias o de despeje, etc., y estímese el tiempo perdido R por estos conceptos.

(v) Calcúlese el tiempo de ciclo de la ecuación

$$C_o = \frac{1.5\,L + 5}{1 - Y}$$

donde L es el tiempo perdido total por ciclo dado por $L = nl + R$

donde n es el número de fases y l es el tiempo perdido promedio por fase debido a demoras por arranque de los vehículos.

(vi) Réstese el tiempo perdido total L, del tiempo de ciclo y divídase éste entre las relaciones flujo a saturación de flujo (valores y). v.g.

$$g1 = \frac{y_1}{Y}\,(C_o - L)$$

$$g2 = \frac{y_2}{Y}\,(C_o - L) \text{ etc.}$$

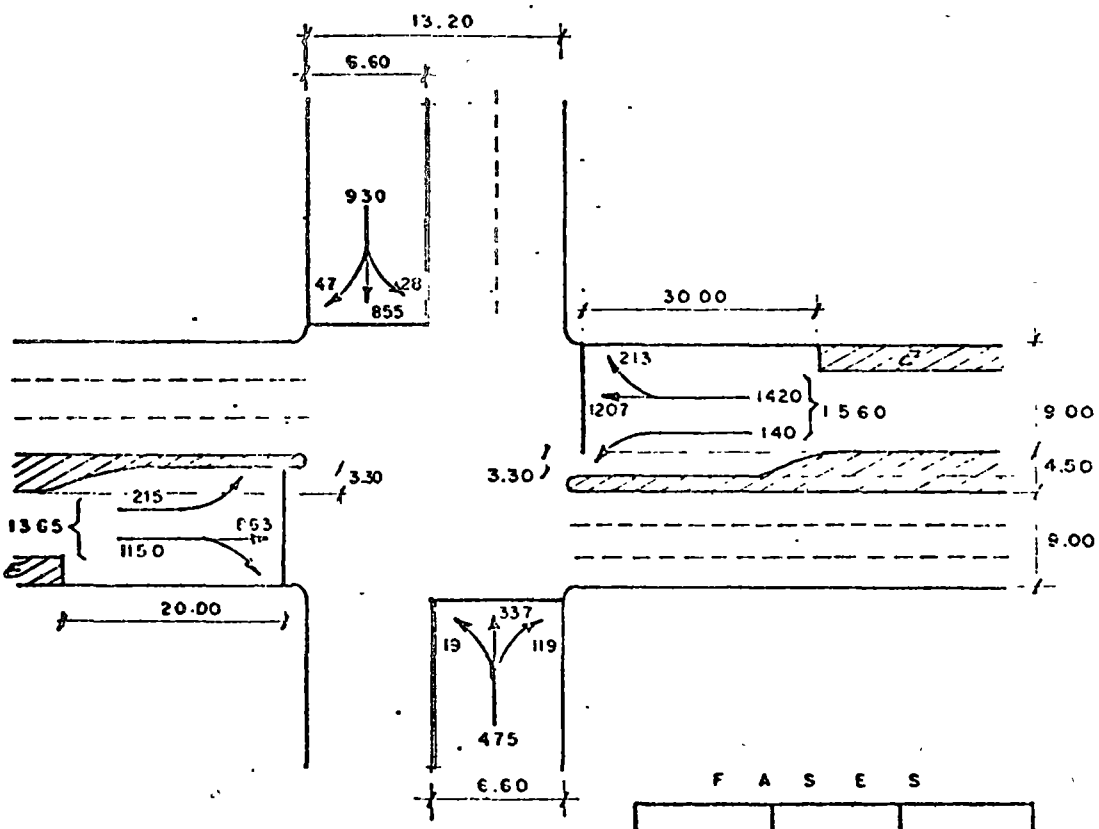
(vii) Súmense l segundos a cada verde efectivo, g_1, g_2, ... y réstese el período de ámbar (3 segundos) para obtener el tiempo de verde necesario.

PROBLEMA.

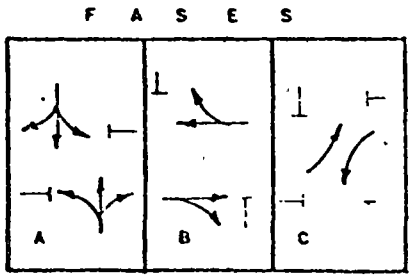
La intersección mostrada en la figura está ubicada en un lugar con características promedio. Los volúmenes horario de proyecto son los indicados y los porcentajes de vehículos pesados, vueltas a la derecha, vueltas a la izquierda y demás características de tránsito, se muestran en la tabla de más abajo. La operación de la intersección es con 3 fases. Los tiempos de ámbar son de 3 seg. por fase.

1.- Aplicando el método de Webster, determinar: a) flujo de saturación; b) ciclo óptimo; c) reparto; d) demora promedio por vehículo en el acceso oriente.

2.- Aplicando los procedimientos del Manual de Capacidad de Carreteras, verificar el reparto encontrado por el método de Webster.



Todo Rojo Fase A = 1 seg.
Fase B = 2 seg.
Fase C = ---



MOVIM.	V.H.P.	% Veh. Pes.	% VD	% VI	Autobuses hora	FHMD	Velocidad 85 porcentual
N - S	930	15	5	3	10	0.85	45 km/h
S - N	475	12	25	4	10	0.85	45 "
O - P	1420	7	15	--	24	0.85	60 "
P - O	1150	13	25	--	24	0.85	60 "
O - S	140	7	--	--	--	0.85	---
P - N	215	13	--	--	--	0.85	---

a).- CALCULO DEL FLUJO DE SATURACION

Concepto	N - S	S - N	O - P	P - O	O - S	P - N
q	930	475	1420	1150	140	215
s	525x6.60=3465	525x6.60=3465	525x9.00=4725	525x9.00=4725	$\frac{1800}{1+1.5/7.0}=1482$	$\frac{1800}{1+1.5/7.0}=1482$
f_T	$\frac{100}{95+(5x1.75)}=.9638$	$\frac{100}{88+(12x1.75)}=.9174$	$\frac{100}{93+(7x1.75)}=.9501$	$\frac{100}{87+(13x1.75)}=.9112$	0.9501	0.9112
fE	1.00	1.00	$1.68-\frac{0.9(30-7.62)}{30}=1.00$ $\frac{9.00-1.00}{9.00}=0.88$	$1.68-\frac{0.9(20-7.62)}{20}=1.12$ $\frac{9.00-1.12}{9.00}=0.8755$	1.00	1.00
fVD	1.00	$\frac{100}{85+(15x1.25)}=.9639$	$\frac{100}{95+(5x1.25)}=.9876$	0.9639	1.00	1.00
fVI	$\frac{100}{97+(3x1.75)}=.9779$	$\frac{100}{96+(4x1.75)}=.9709$	1.00	1.00	1.00	1.00
f comb.	0.9425	0.8585	0.8257	.7690	0.9501	0.9112
S	3265	2974	3901	3633	1408	1350
y = q/s	0.2848	0.1597	0.3640	0.3165	0.0994	0.1593
$\sum y = Y$	0.8081					
1 - Y	0.1919					

b).- CICLO OPTIMO.

$$Co = \frac{1.5L + 5}{1 - Y} = \frac{1.5 \times 9 + 5}{0.1919} = 95.5$$

$$Co = 96.5 \text{ seg.} \qquad 95 \text{ seg.}$$

---

c).- REPARTO.

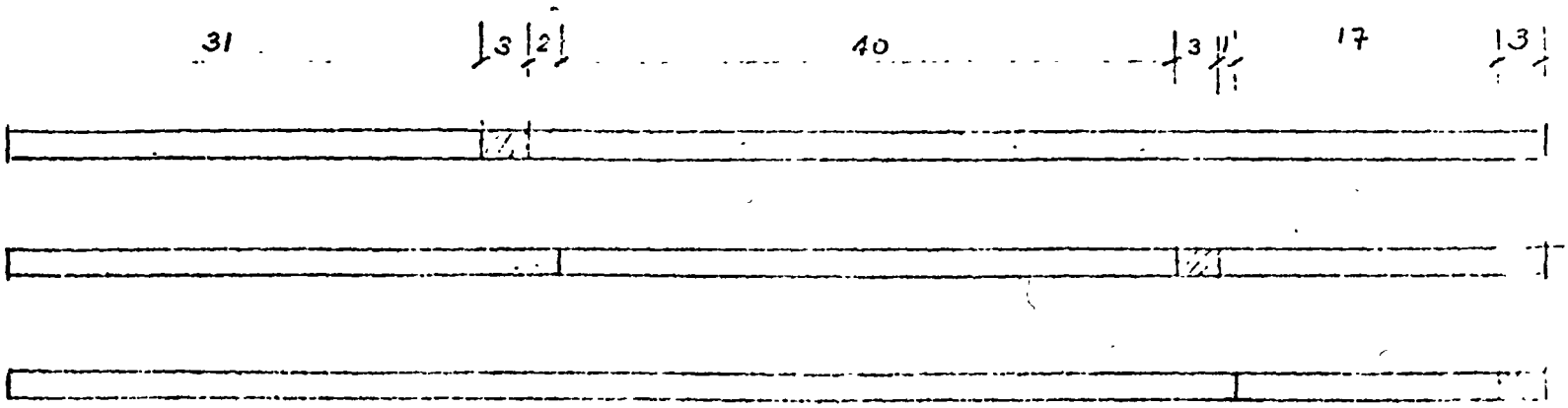
$$g_A = \frac{y_A}{Y}(Co - L) = \frac{0.2848}{0.8081}(95 - 9) = 30.3 \text{ seg.}$$

$$g_B = \frac{y_B}{Y}(Co - L) = \frac{0.3640}{0.8081}(95 - 9) = 38.7 \text{ seg.}$$

$$g_C = \frac{y_B}{Y}(Co - L) = \frac{0.1593}{0.8081}(95-9) = 17.0 \text{ seg.}$$

$$86.0 \text{ seg.}$$

		segundos	%	% ajustado
$G_A = g_A + 1 - A =$	$30.3 + 2 - 3 =$	29.3	30.8	31.0
$G_B = g_B + 1 - A =$	$38.7 + 2 - 3 =$	37.7	39.7	40.0
$G_C = g_C + 1 - A =$	$17.0 + 2 - 3 =$	16.0	16.8	17.0
		83.0	87.3	88.0
	Ambar	9.0	9.5	9.0
	T. rojo	3.0	3.2	3.0
		95.0	100.0	100.0



d).- Demora promedio por vehículo en el acceso Ote.

$$d = cA + \frac{B}{q} - C$$

$c = 95$ segundos

$g = G - 1 = 40 - 2 = 38$ segundos

$$\lambda = \frac{g}{c} = \frac{38}{95} = 0.40$$

$$x = \frac{q}{\lambda s} = \frac{1420}{0.4\,(3901)} = 0.91$$

De la tabla 2 $\quad A = 0.281$

$cA = 26.7$

De la tabla 3 $\quad B = 4.60$

$$\frac{B}{q} = \frac{4.60}{1420 / 3600} = \frac{4.60}{0.394} = 11.7$$

$$M = \frac{1420}{3600} \times 95 = 37.4$$

De la tabla 4 $\quad C = 9.3$

$$d = 26.7 + 11.7 - C$$

$$= 38.4 - \frac{9.3}{100}\,(38.4)$$

$$= 38.4 - 3.6$$

$d = 34.8$ segundos.

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

INTERSECCIONES

NOTAS TOMADAS DEL LIBRO "MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS", SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS, 1976

ING. ENRIQUE SALCEDO MARTINEZ

MAYO DE 1977.

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.

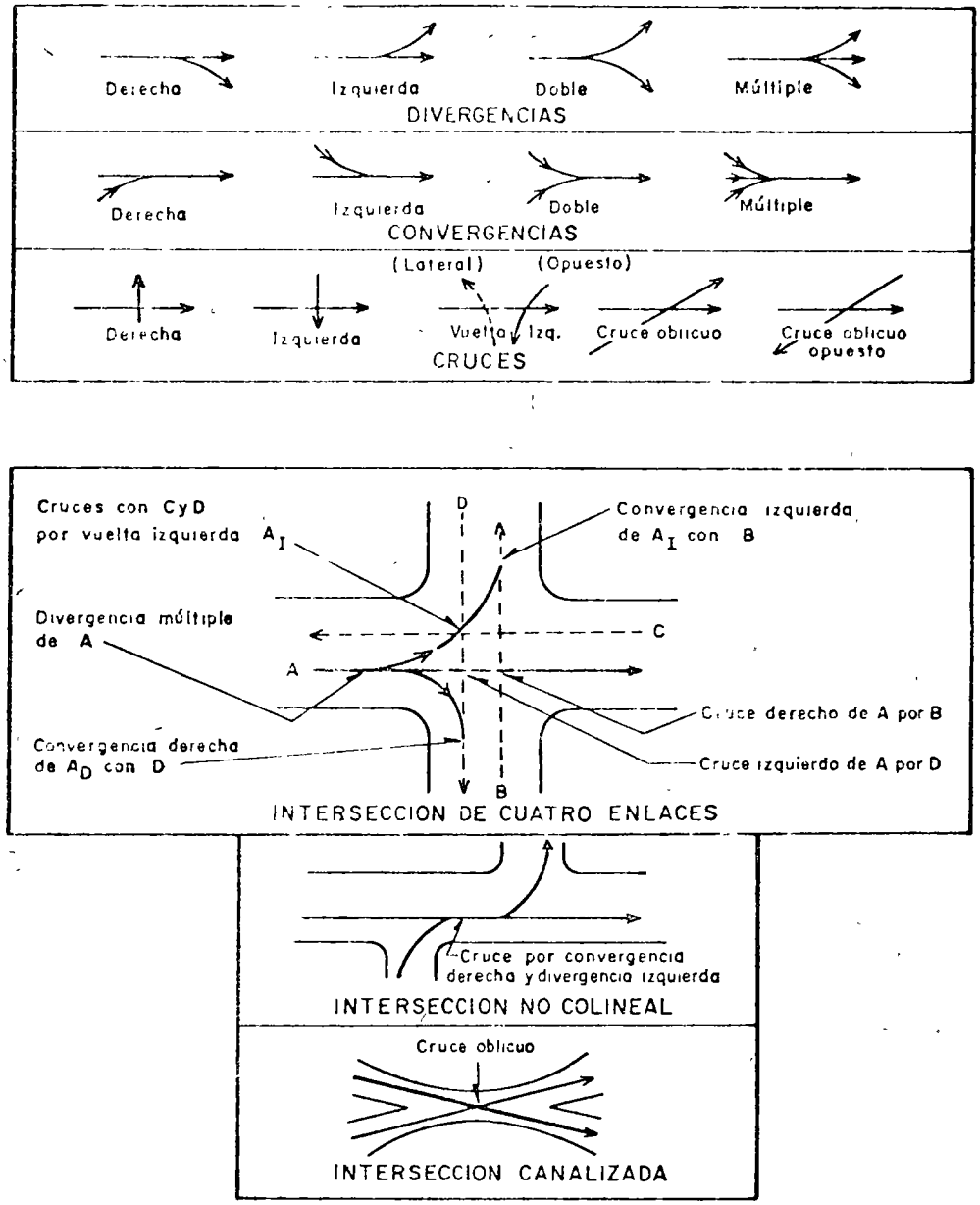


FIGURA 11.1. MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES

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.

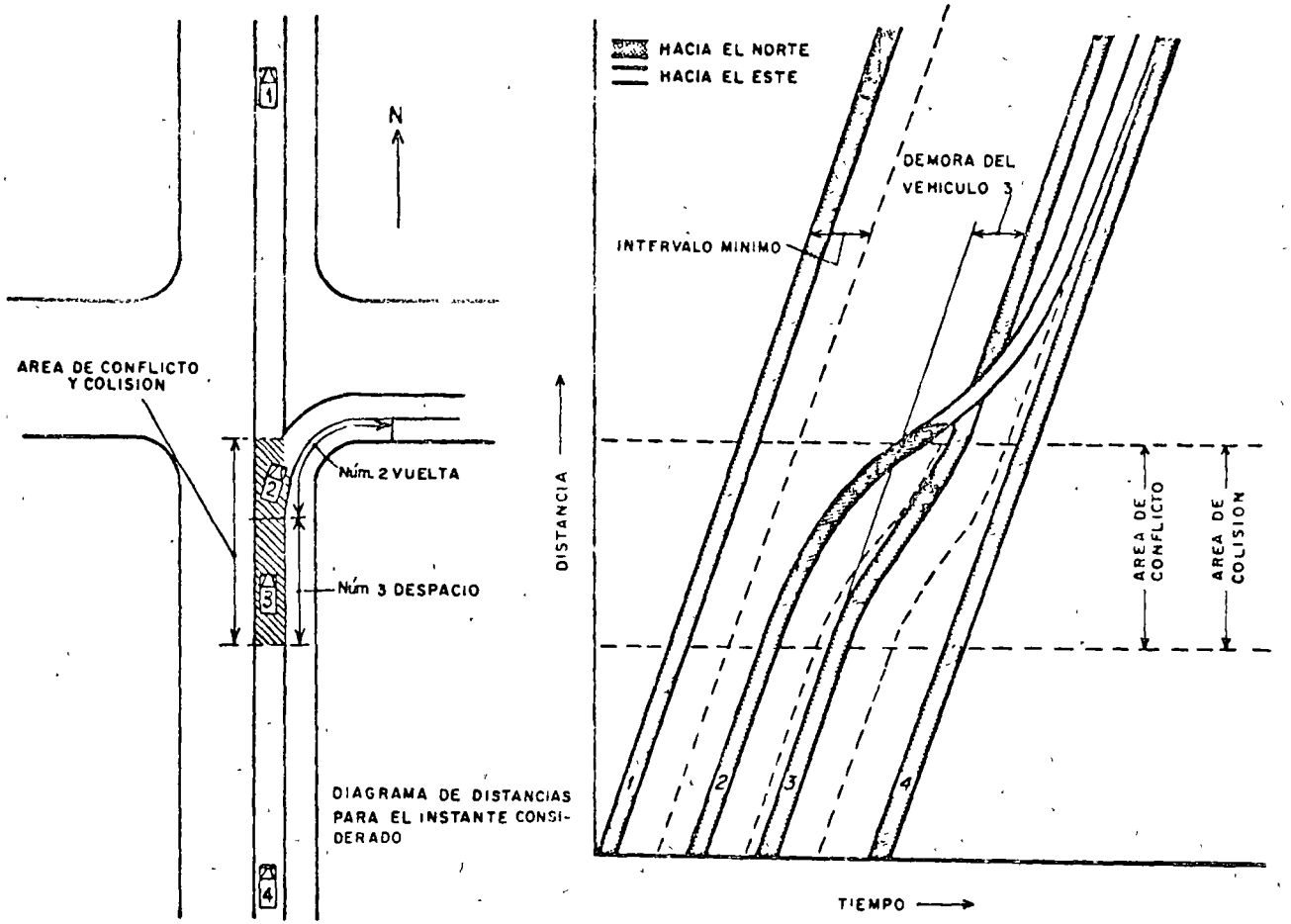


FIGURA 11.2. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE DIVERGENCIA

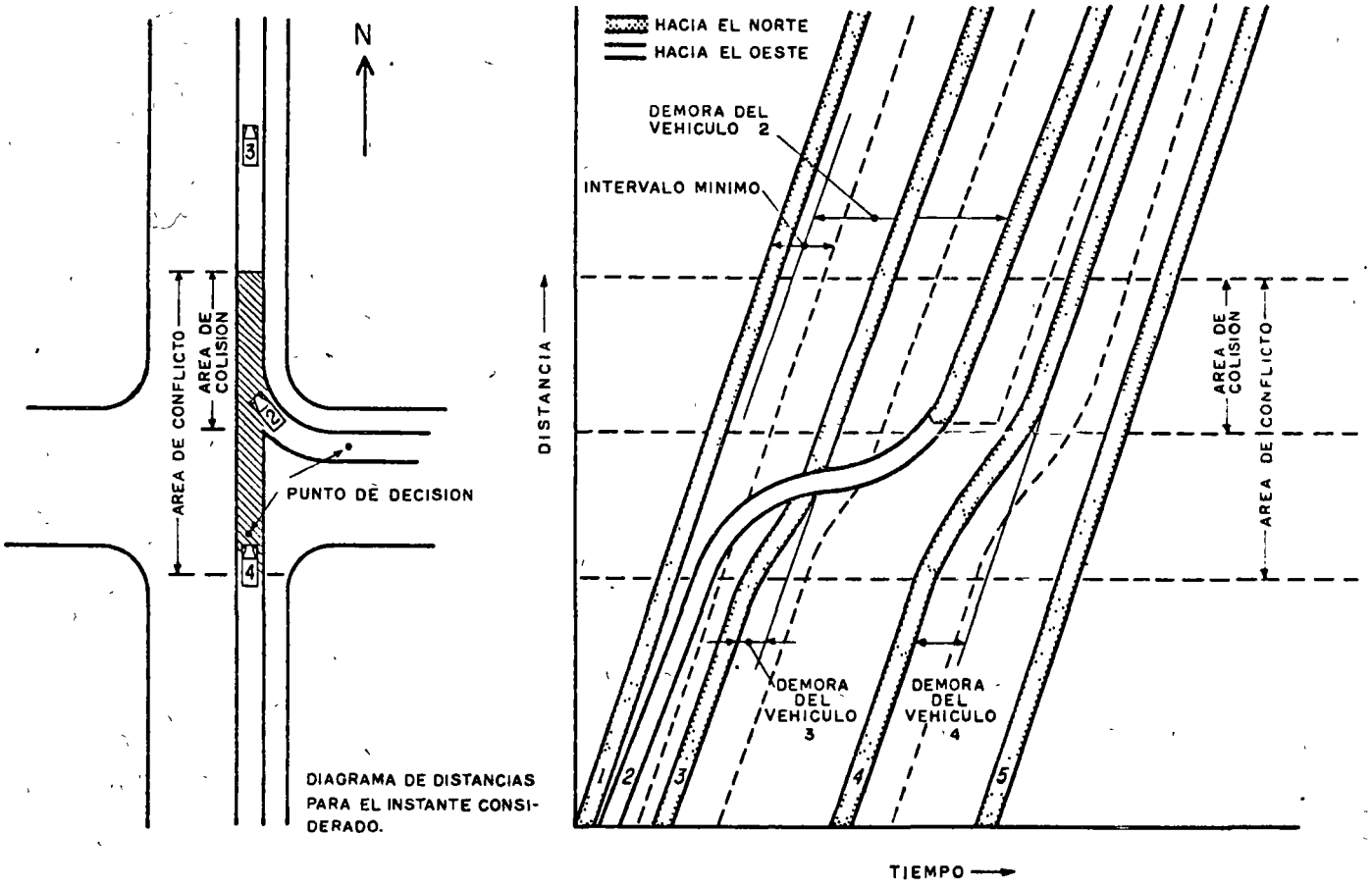


FIGURA 11.3. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CONVERGENCIA

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

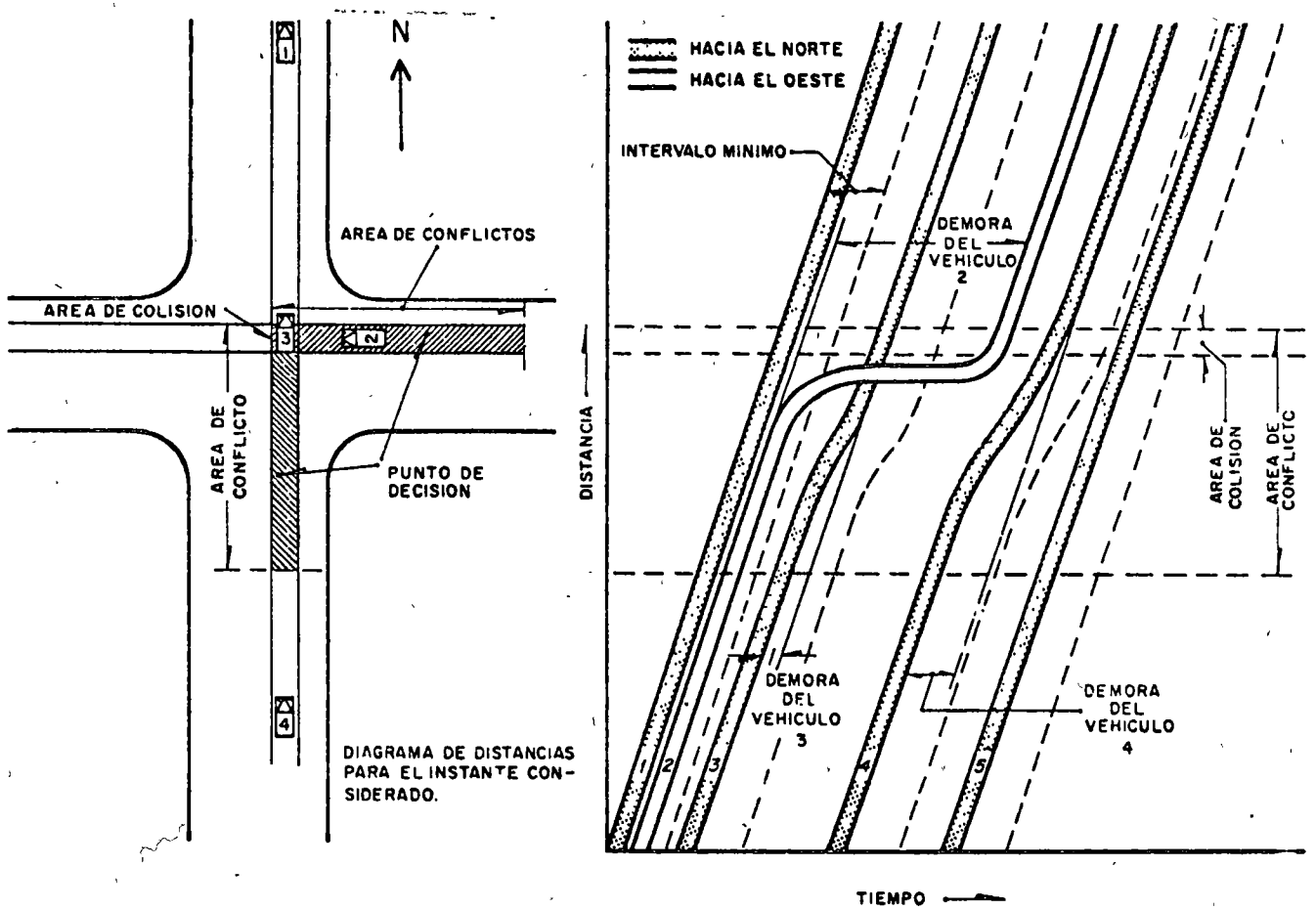


FIGURA 11.4. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CRUCES

NUMERO DE RAMAS DE DOBLE CIRCULACION	NUMERO DE CONFLICTOS EN LOS MOVIMIENTOS DE LA INTERSECCION POR TIPOS DE MANIOBRAS			
	CRUCE	CONVERGENCIA	DIVERGENCIA	TOTAL
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.

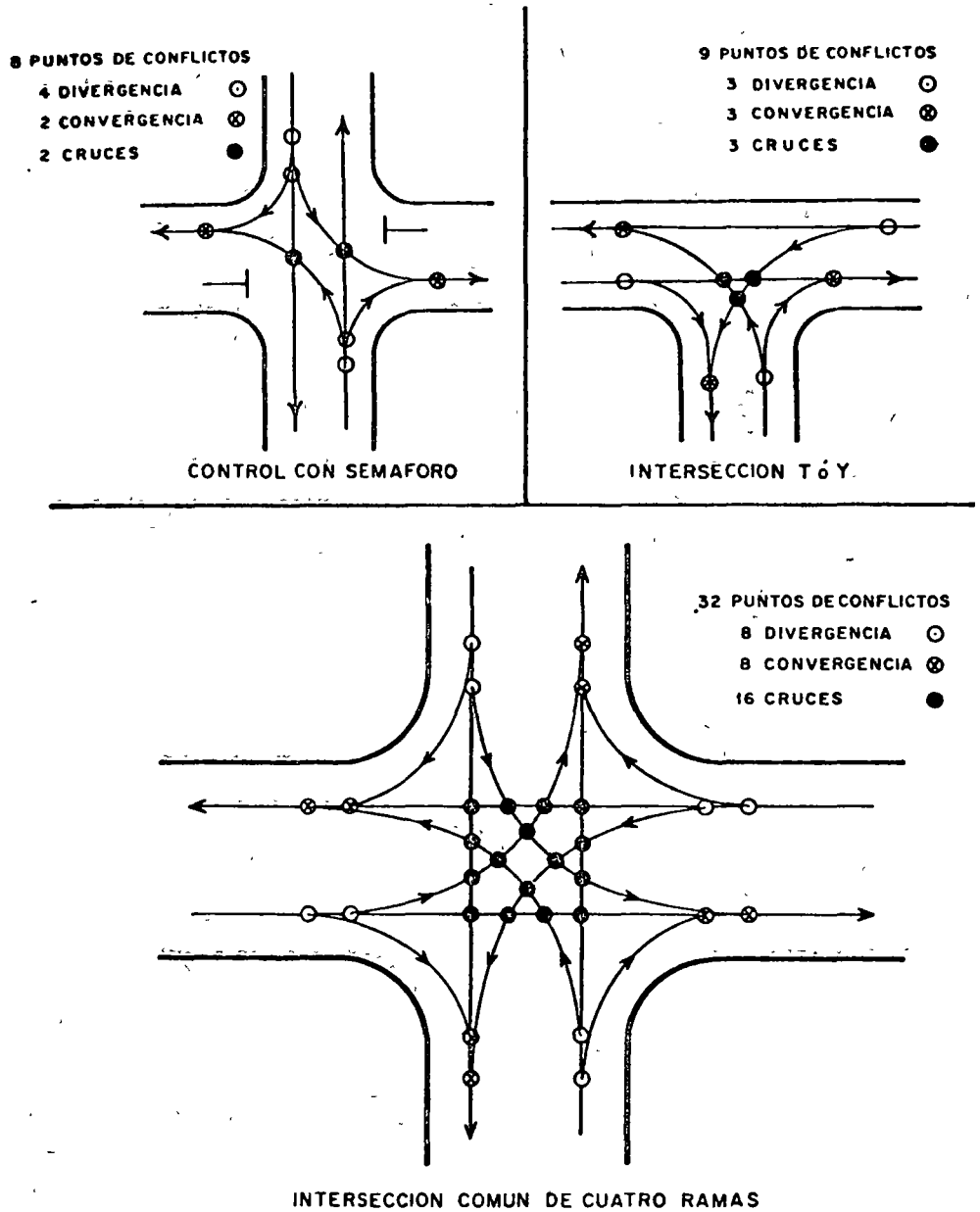


FIGURA 11.5. PUNTOS DE CONFLICTO EN INTERSECCIONES

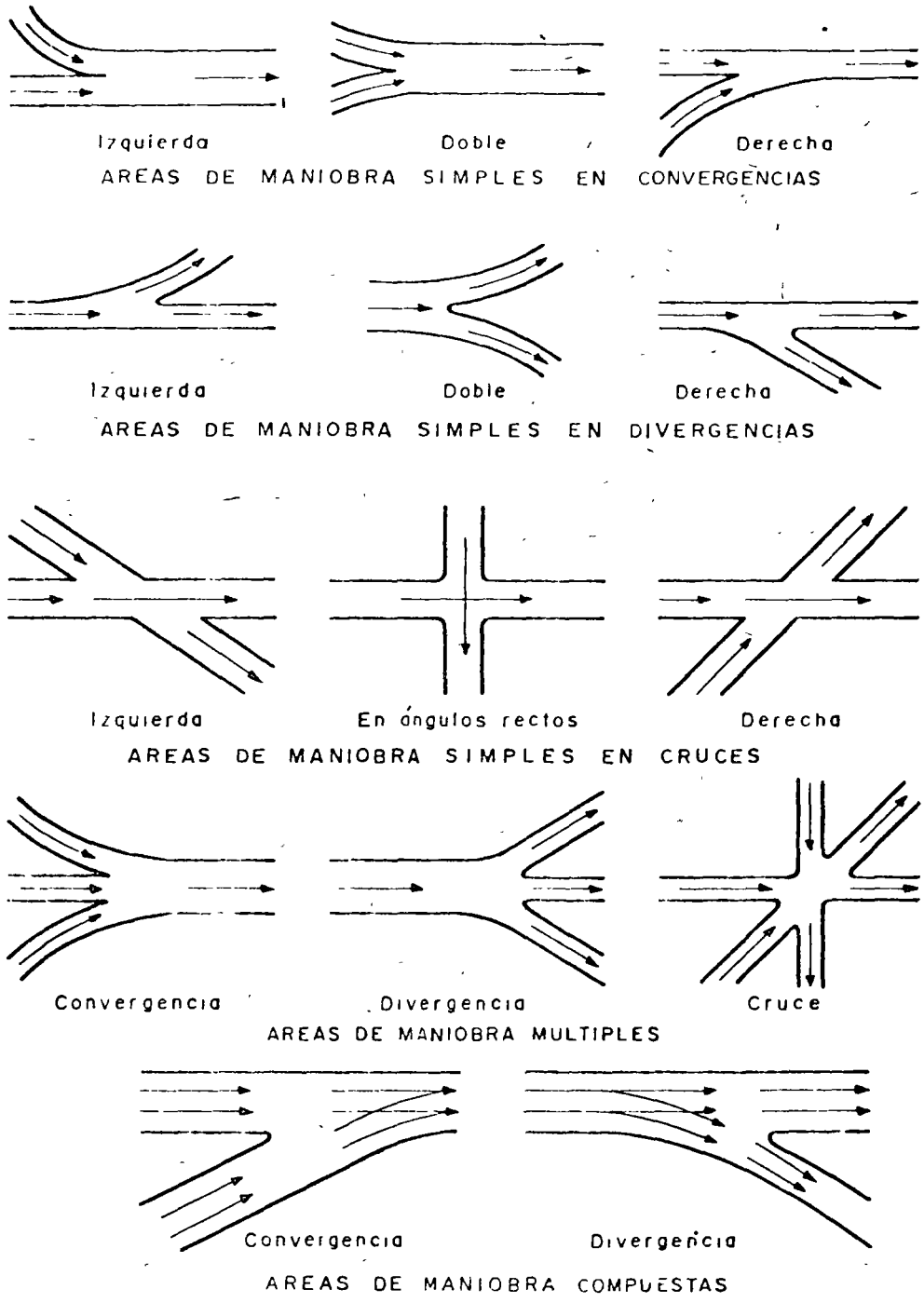


FIGURA 11 6 EJEMPLOS DE AREAS DE MANIOBRA SIMPLES, MULTIPLES Y COMPUESTAS

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.

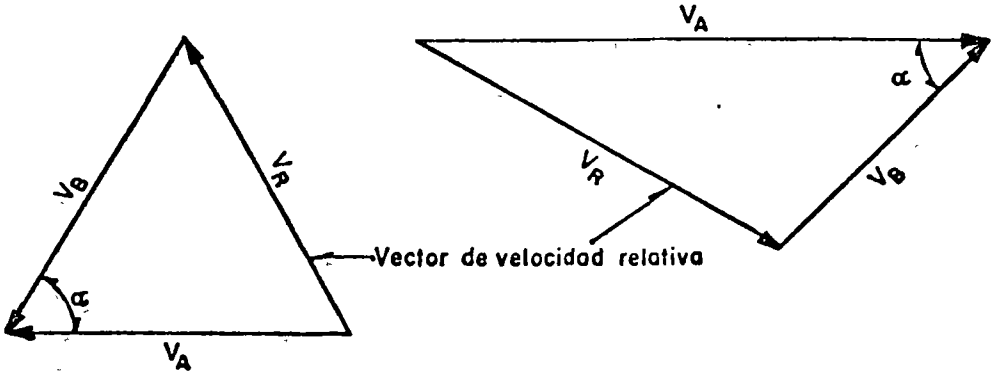
Dentro de las áreas de maniobra, la velocidad relativa es función inversa de la calidad de operación, razón por la cual, cuando se logra una velocidad relativa baja, se tiene una circulación continua, en cambio para la velocidad relativa alta, la circulación es discontinua.

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: V_A/V_B es 1:1

la relación de: 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.

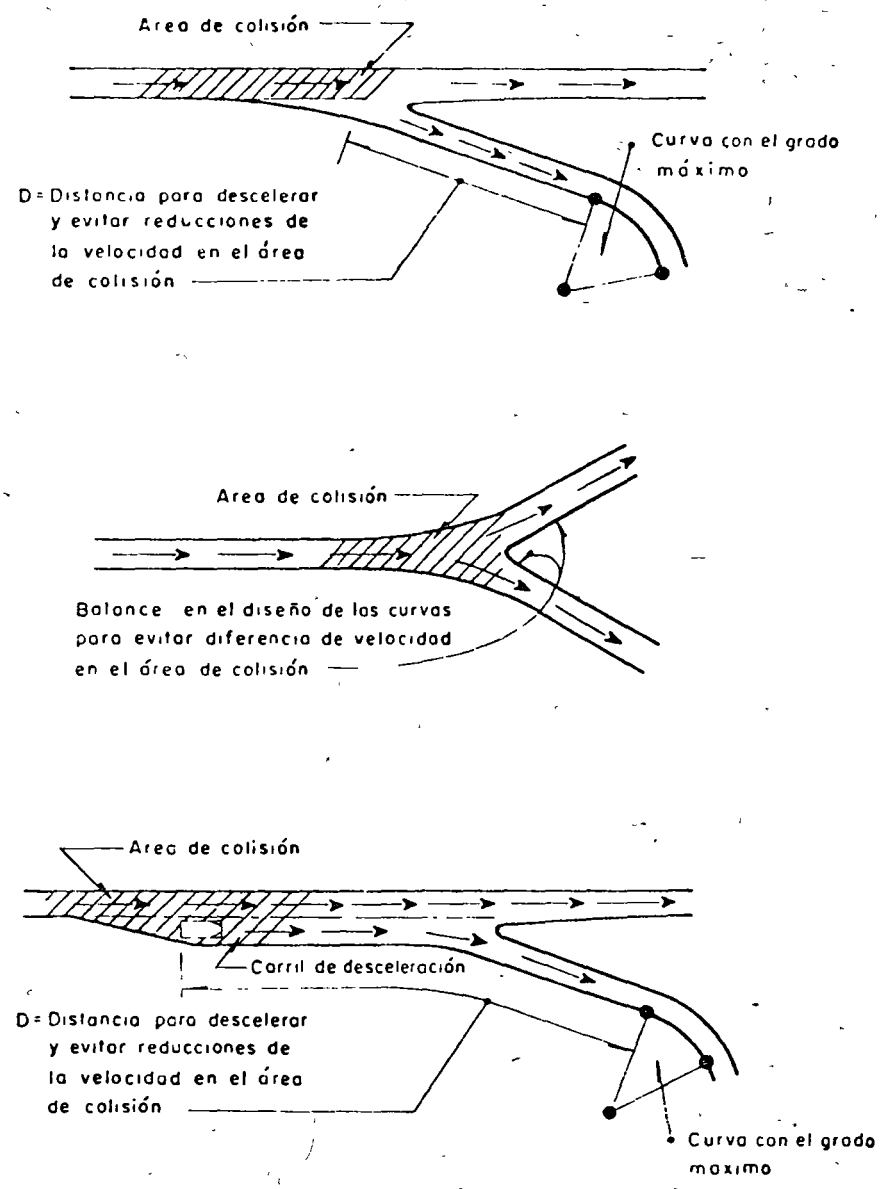


FIGURA 11.8. AREAS DE MANIOBRA SIMPLES DE DIVERGENCIA, CONSIDERANDO UNA VELOCIDAD RELATIVA BAJA

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.

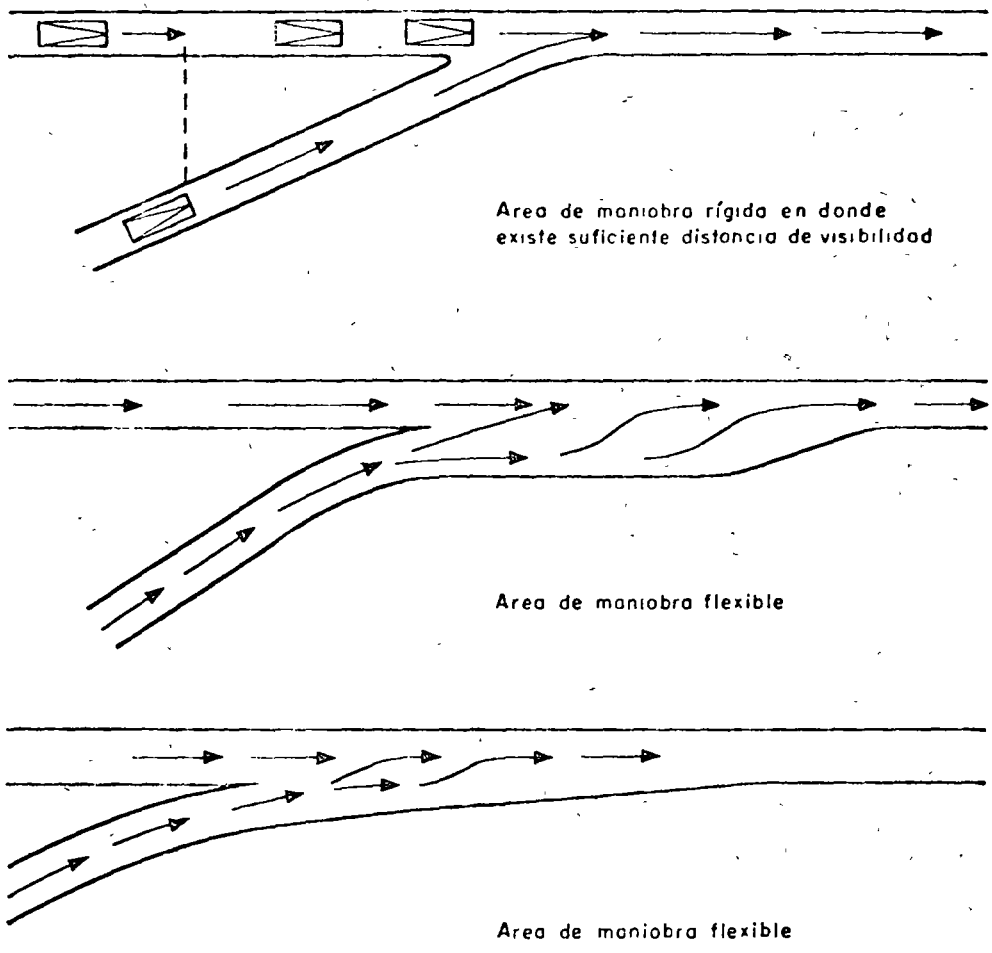


FIGURA 11 9. PROCEDIMIENTOS PARA PROPORCIONAR EL TIEMPO DE MANIOBRA

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.

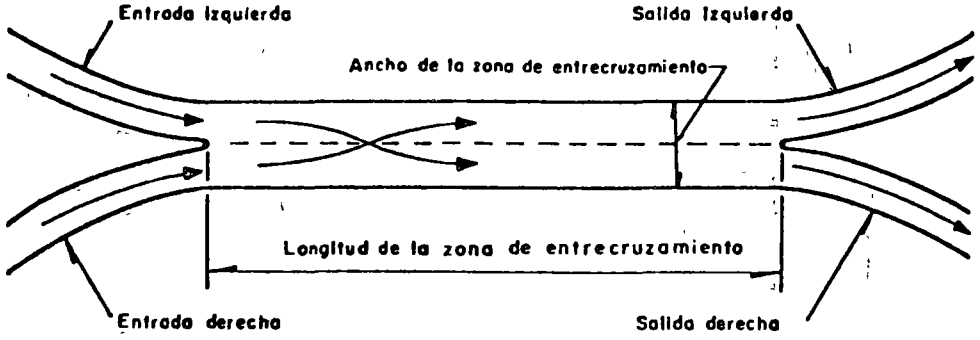


FIGURA 11.10. ZONA DE ENTRECRUZAMIENTO

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.

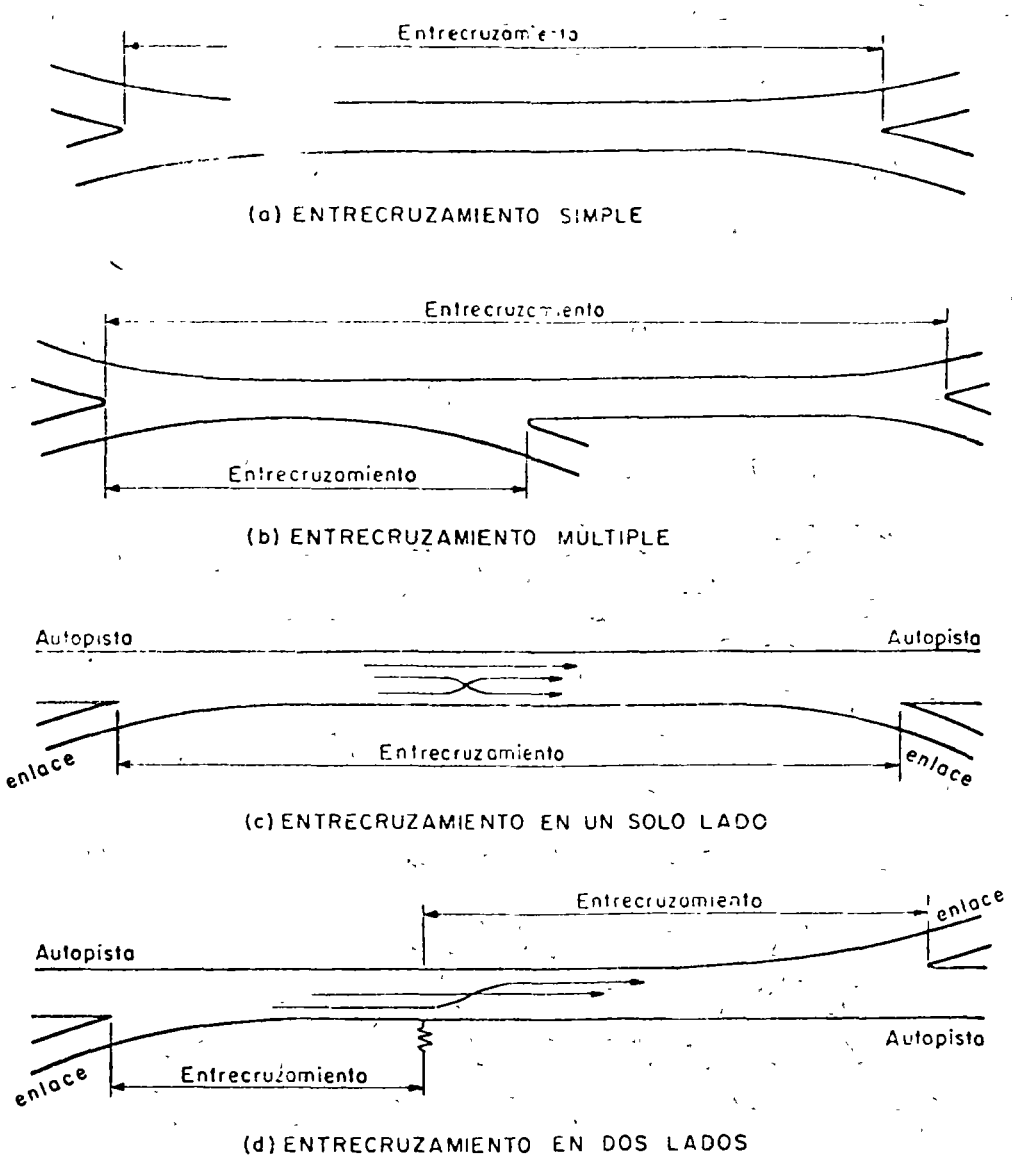


FIGURA 11.11. TIPOS DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

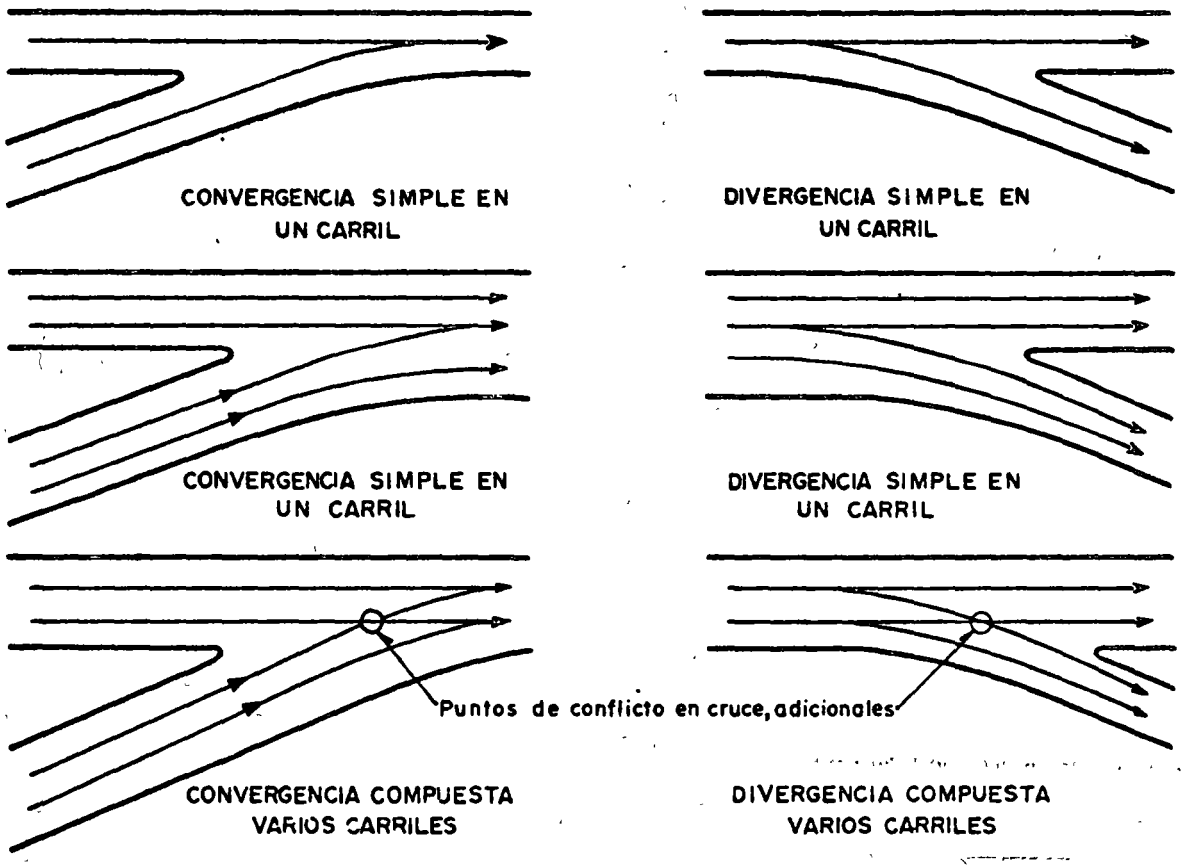


FIGURA 11.12. AREAS DE MANIOBRAS SIMPLES Y COMPUESTAS DE CONVERGENCIA Y DIVERGENCIA

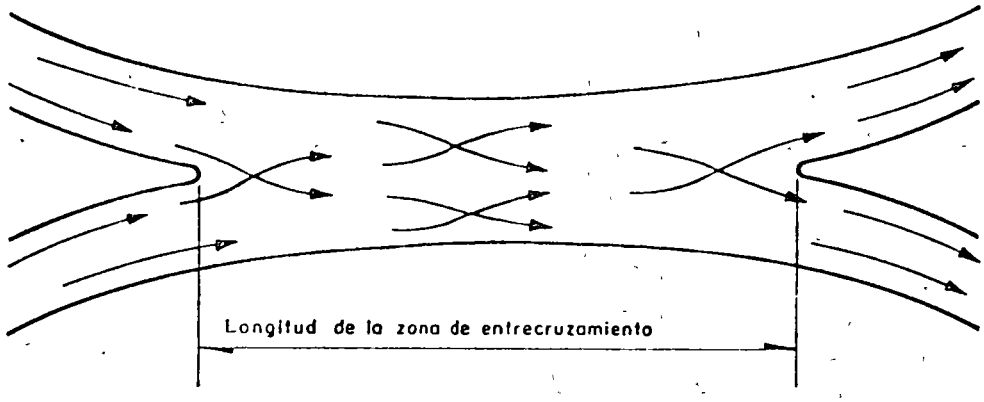


FIGURA 11.13. ZONA DE ENTRECRUZAMIENTO COMPUESTO

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.

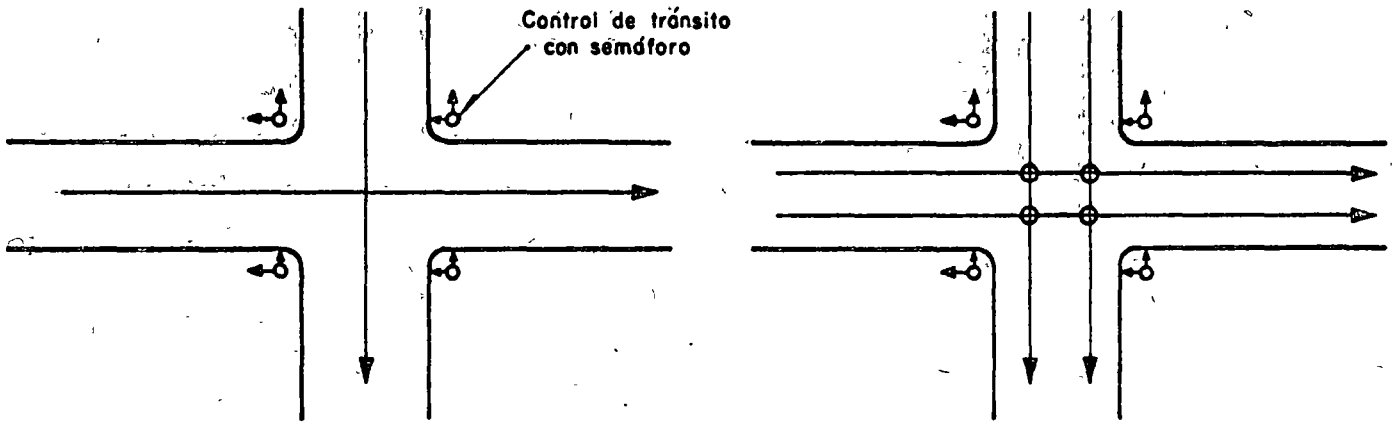
Las áreas de maniobra están separadas en espacio y en tiempo, como se analiza a continuación:

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

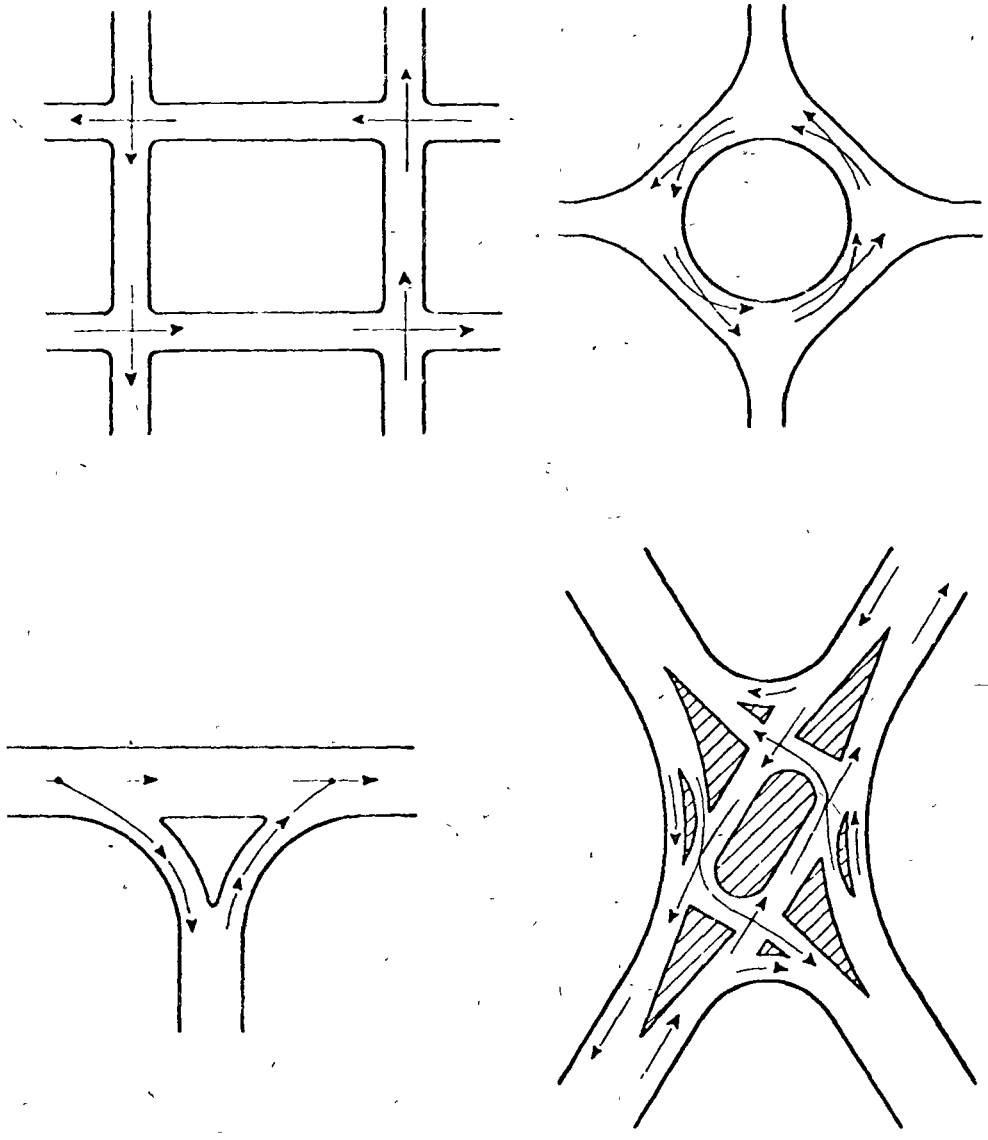


FIGURA 11.15. EJEMPLOS DE SEPARACION DE AREAS DE MANIOBRA

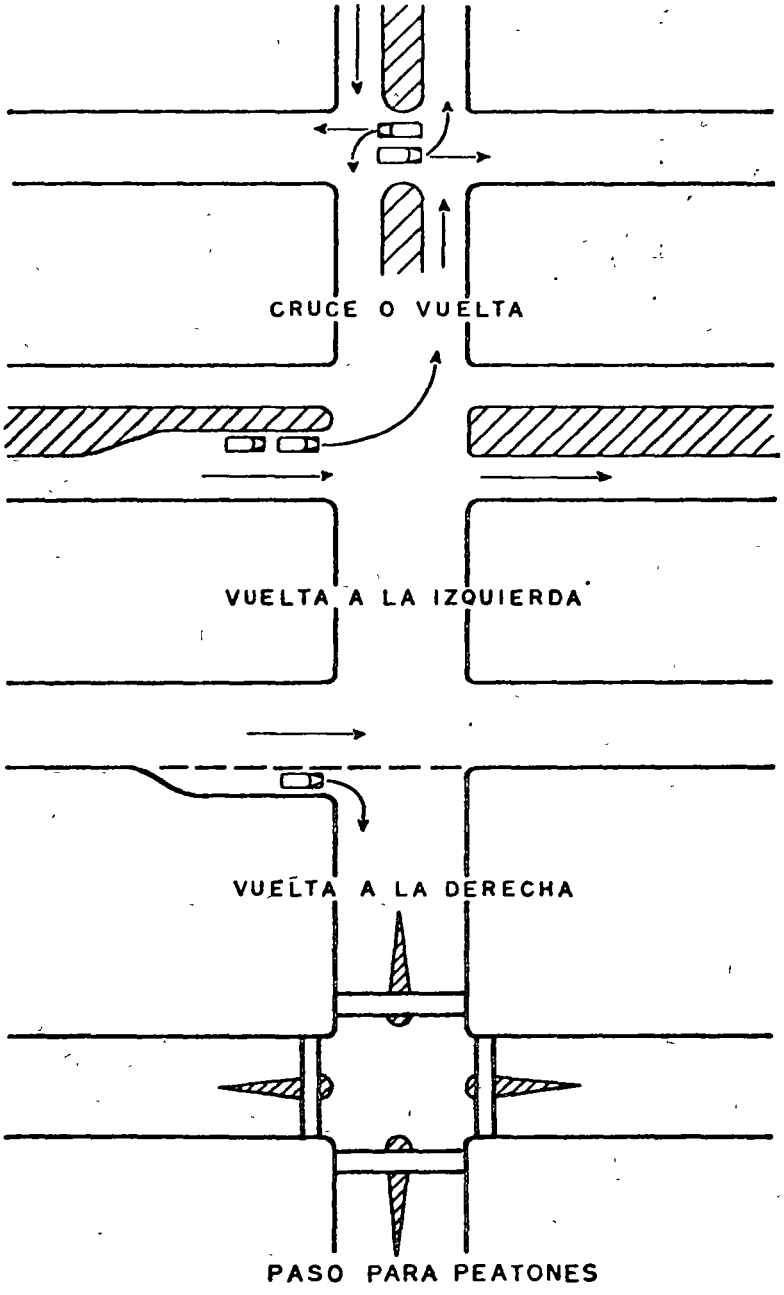


FIGURA 11.16. EJEMPLOS DE ZONAS DE PROTECCION

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.

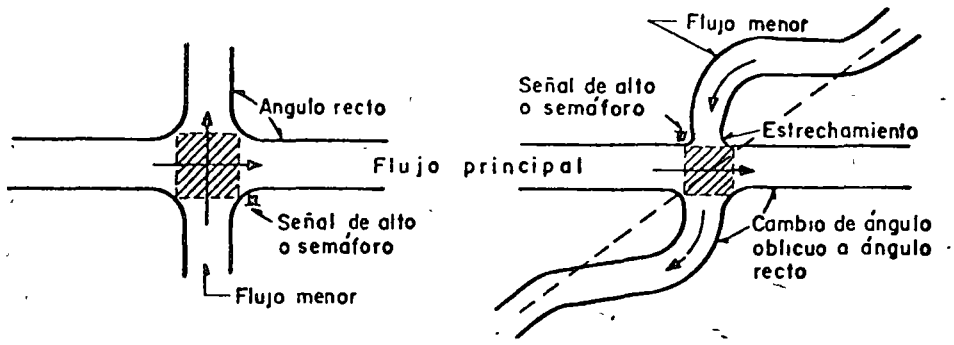
Las alternativas en el proyecto de intersección se presentan cuando uno de estos tipos de maniobra de cruce puede ser substituido por otro. Una alternativa más en el proyecto de intersecciones se tiene por las diversas formas en las que los movimientos de vuelta pueden realizarse. En la Figura 11.18 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.

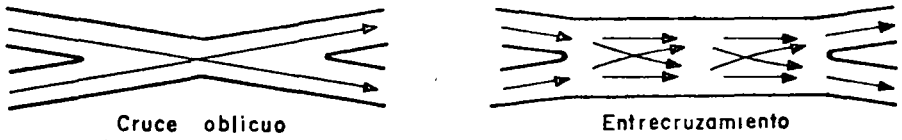
11.3.6 Disposición de las áreas de maniobra

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.

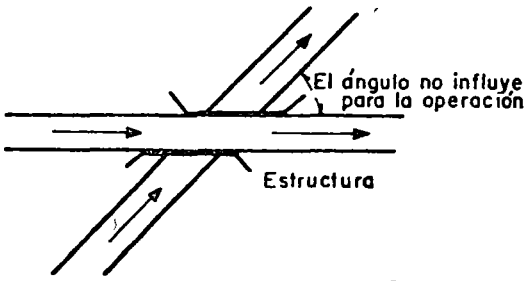
Los movimientos de vuelta derecha, presentan el menor problema en la integración de los movimientos en una intersección, ya que no se cruza ninguna otra corriente, se utilizan en todas las intersecciones en que no lo impiden las limitaciones del lugar. En cambio los movimientos directos de vuelta izquierda, 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

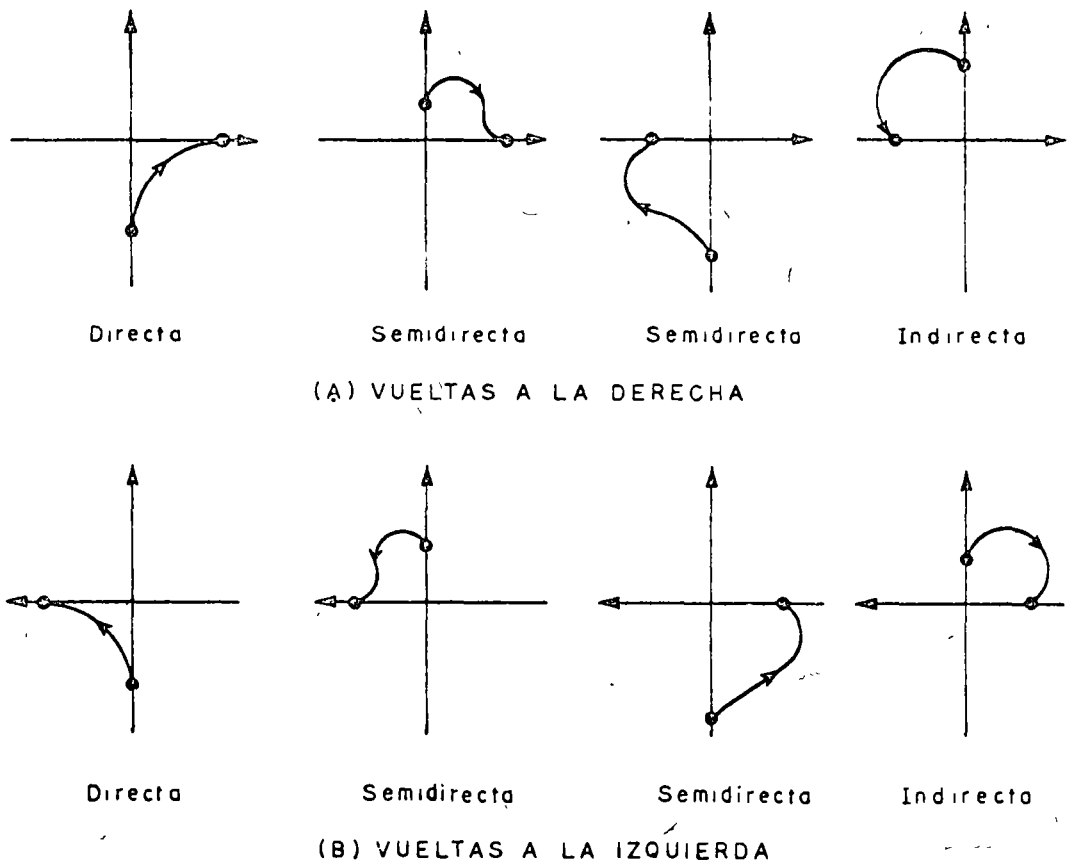


FIGURA 11.18. GEOMETRIA DE MOVIMIENTOS DE VUELTAS A LA DERECHA Y A LA IZQUIERDA

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.

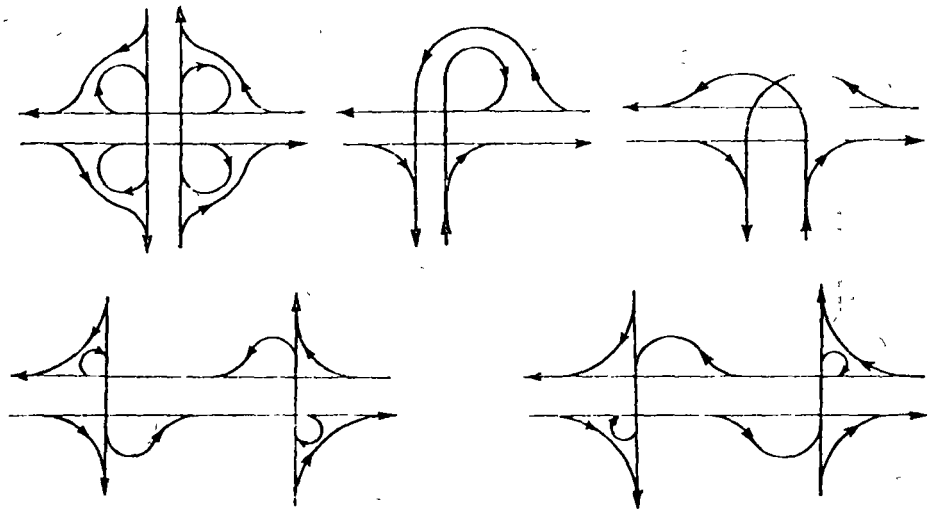
11.4.1 Curvas en intersecciones

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.

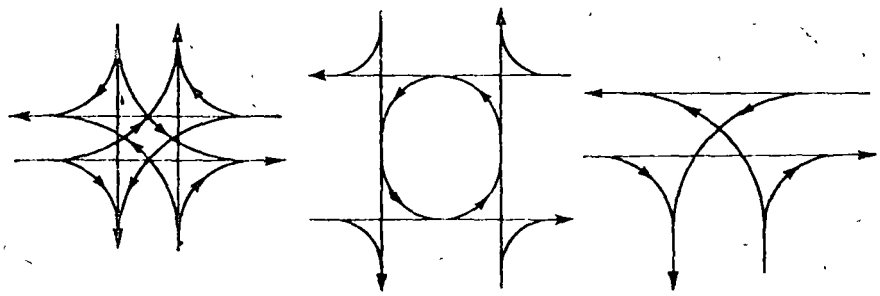
A) Diseño mínimo para vueltas forzadas. Para la determinación de los radios de la orilla interna de la calzada, en las curvas, que permiten alojar la trayectoria mínima del vehículo de proyecto, se supone que éste vehículo transita adecuadamente dentro de su carril, al entrar y al salir de la curva, 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.

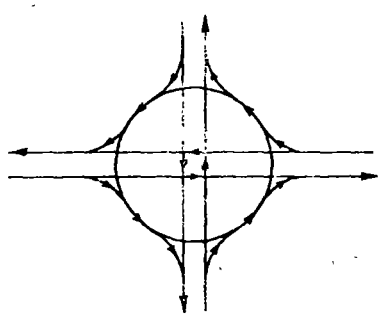
El croquis mostrado en la Figura 11.20-B representa una curva compuesta, con radios de 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m. El ancho de calzada que resulta con este diseño es un poco mayor que el correspondiente a la curva



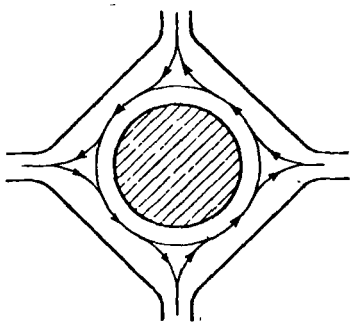
A- CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA INDIRECTA O SEMIDIRECTA Y VUELTA DERECHA DIRECTA



B - CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA DIRECTA Y VUELTA DERECHA DIRECTA

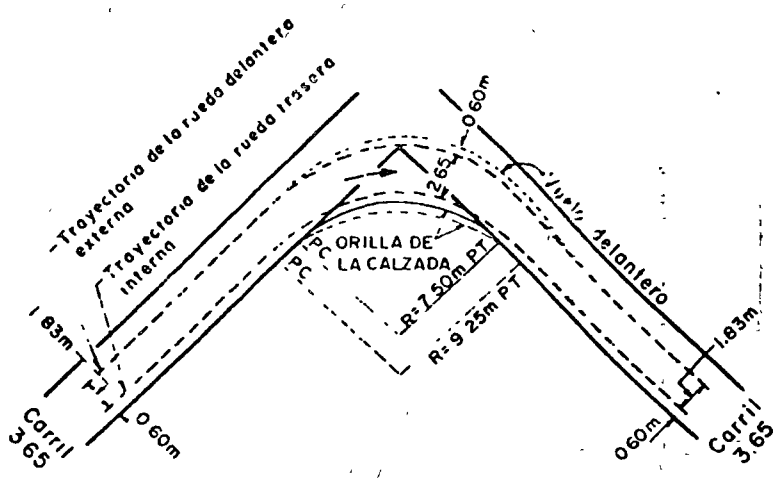


C- CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA CON ENTRECRUZAMIENTO Y VUELTA DERECHA DIRECTA.



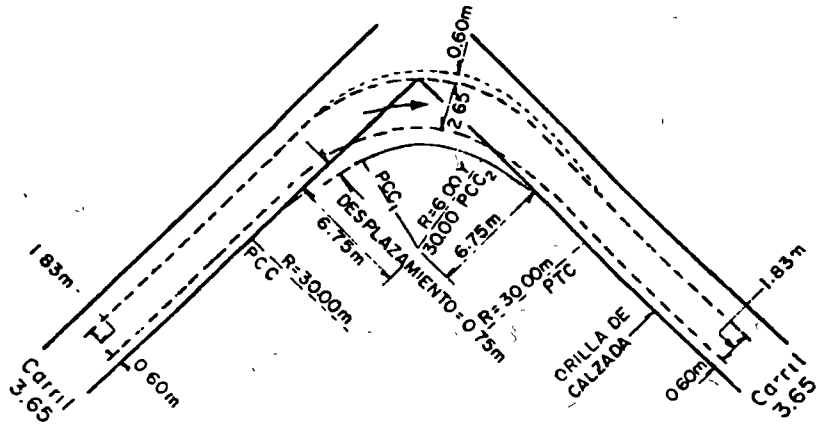
D- ENTRECRUZAMIENTO, VUELTA DERECHA DIRECTA

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.

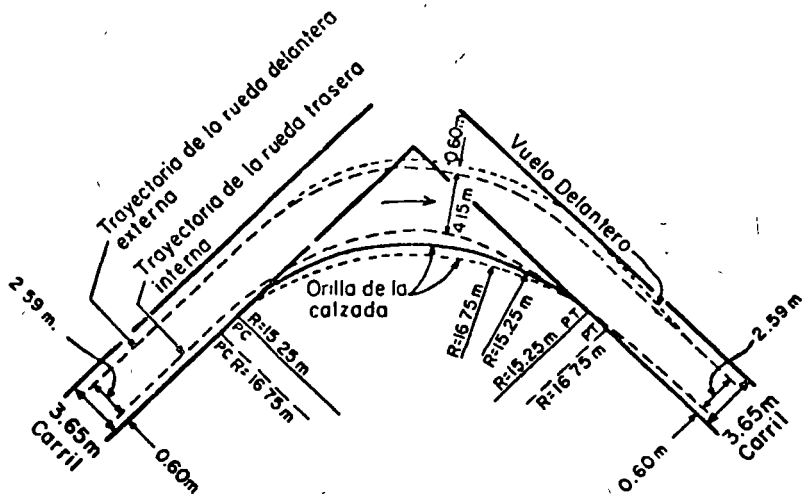
2. Camiones unitarios y autobuses. En la Figura 11.21 se indican los radios mínimos para la orilla interior de la calzada correspondiente a una vuelta derecha a 90°, necesarios para acomodar el vehículo de proyecto DE-610. La parte superior de la figura muestra, con línea continua, el proyecto correspondiente 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.

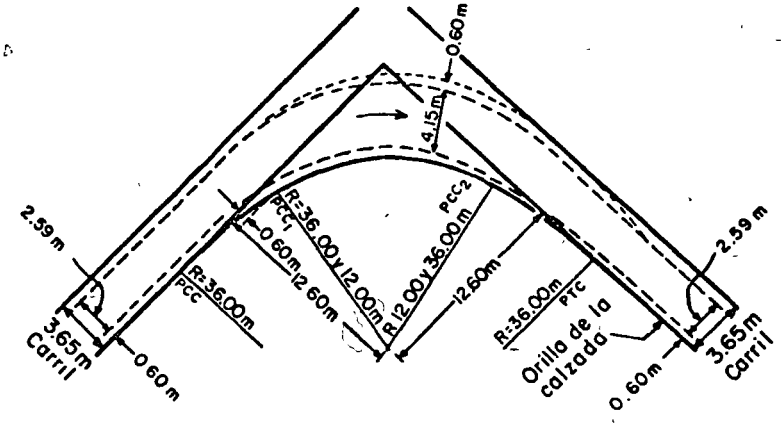
3. Semirremolques. Para este tipo de vehículos no es recomendable adaptar una curva circular simple a las trayectorias mínimas. Sin embargo, donde los carriles de tránsito son de 3.65 m de ancho, tales vehículos pueden girar sin invadir los carriles adyacentes, cuando el radio de la curva en la orilla 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

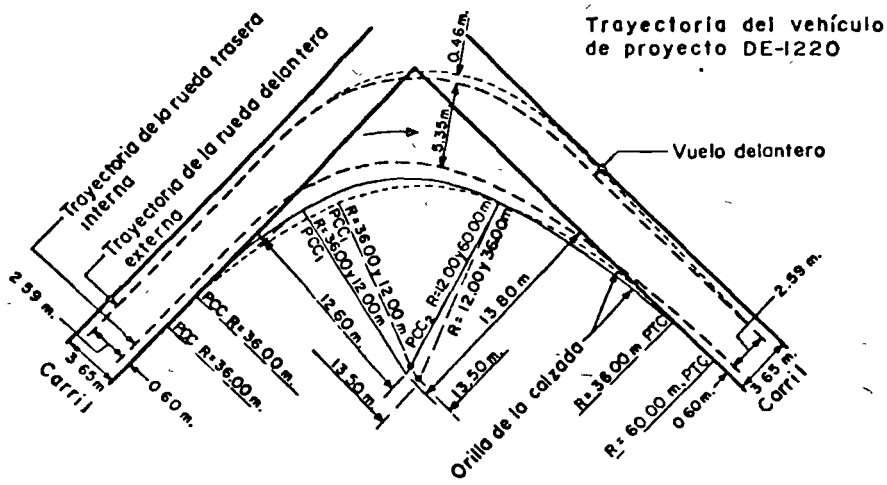
-A-



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 36.00 - 12.00 y 36.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 0.60m

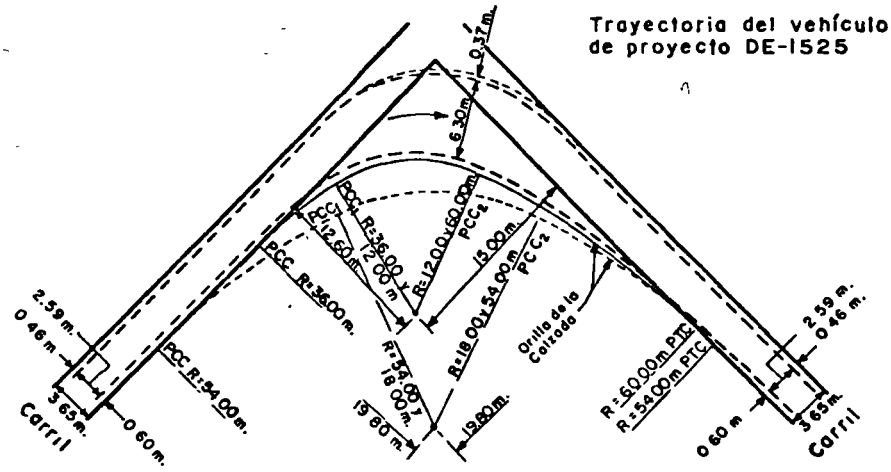
-B-

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°

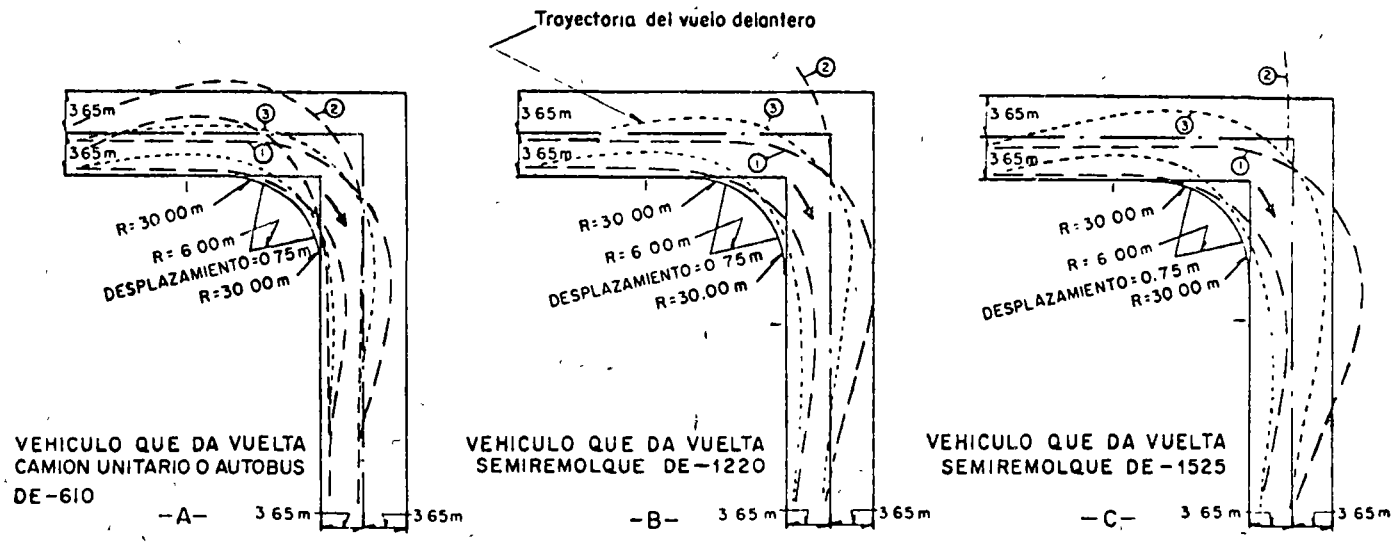
B) Elección del diseño mínimo para condiciones específicas. Las curvas de las Figuras 11.20 a la 11.22, son las que se ajustan a las trayectorias mínimas de los diferentes vehículos de proyecto; pueden emplearse combinaciones de curvas con radios distintos de los mostrados, si con ello se obtienen resultados 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 semirremolques 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

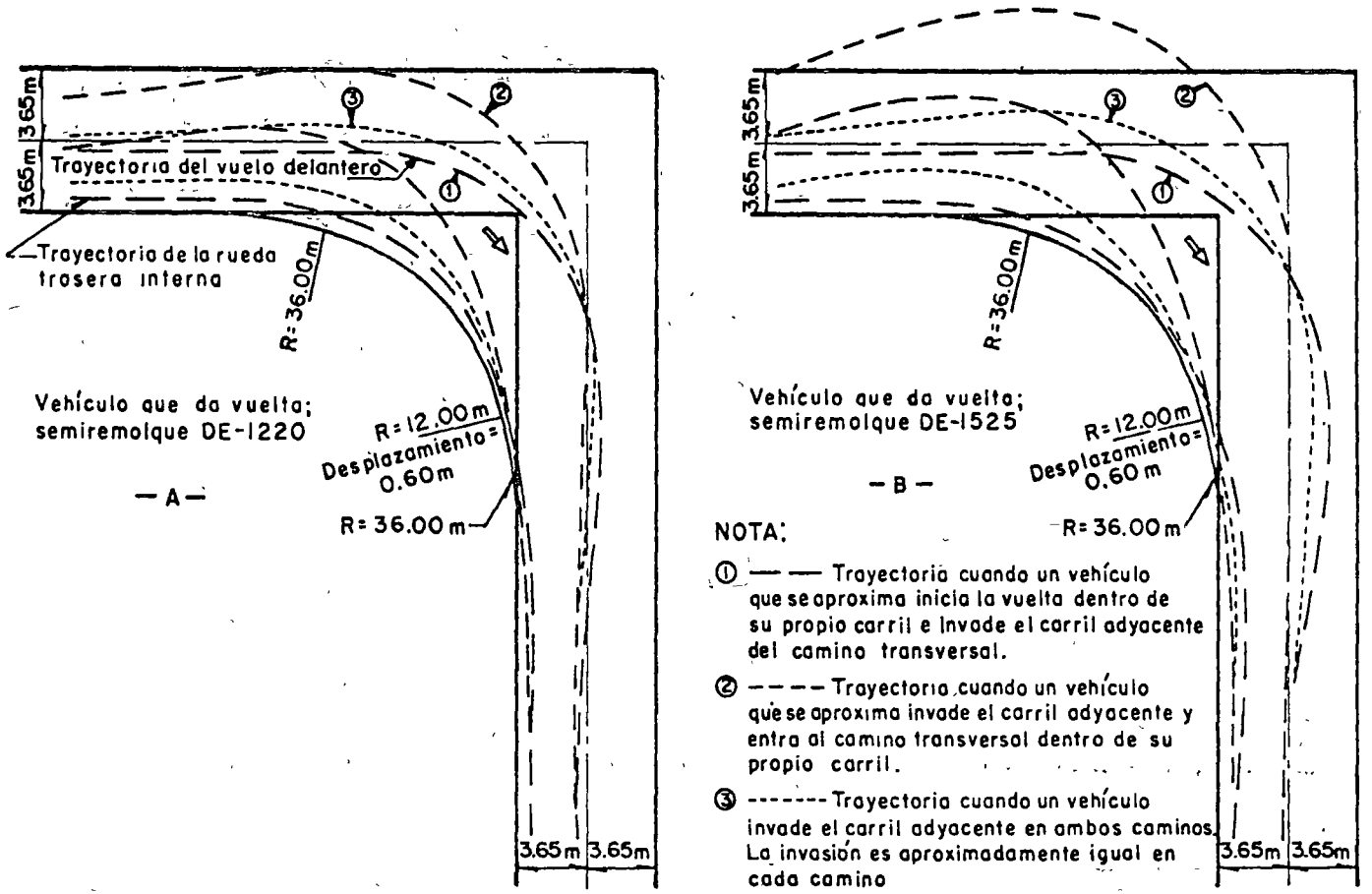


① —— —— Trayectoria cuando un vehículo que se aproxima inicia la vuelta dentro de su propio carril e invade el carril adyacente del camino tranversal

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



NOTA:

① — — Trayectoria cuando un vehículo que se aproxima inicia la vuelta dentro de su propio carril e invade el carril adyacente del camino transversal.

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 11.24. 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.

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

VEHICULO DE PROYECTO	DEFLEXION	RADIO DE LA CURVA SIMPLE	CURVAS COMPUESTAS SIMETRICAS		CURVAS COMPUESTAS ASIMETRICAS	
			RADIO	DESPLAZAMIENTO	RADIO	DESPLAZAMIENTO
	grados	metros	metros	metros	metros	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

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.

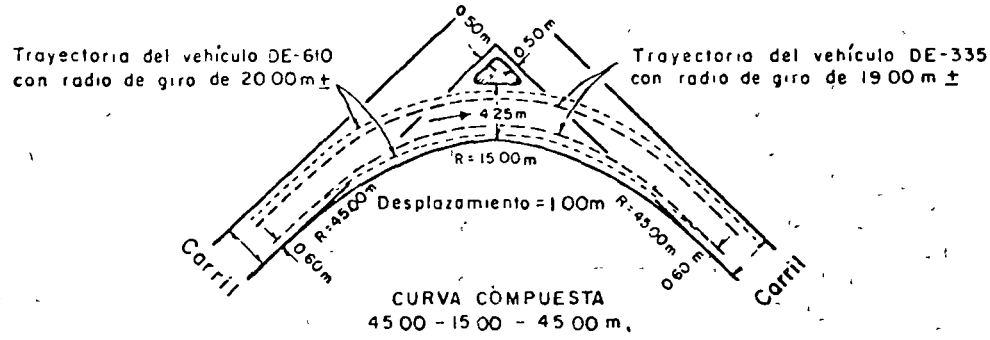
Aumentando el ancho de la calzada a 5.50 m en la parte central de la curva y usando la misma curva compuesta, pero con un desplazamiento de 1.50 m se obtiene un mejor proyecto, tal como se indica en la Figura 11.25-B. Este diseño permite al vehículo DE-610 utilizar un radio de giro de 21.00 m con espacios libres amplios y hace posible que el vehículo DE-1525 gire invadiendo ligeramente los carriles adyacentes.

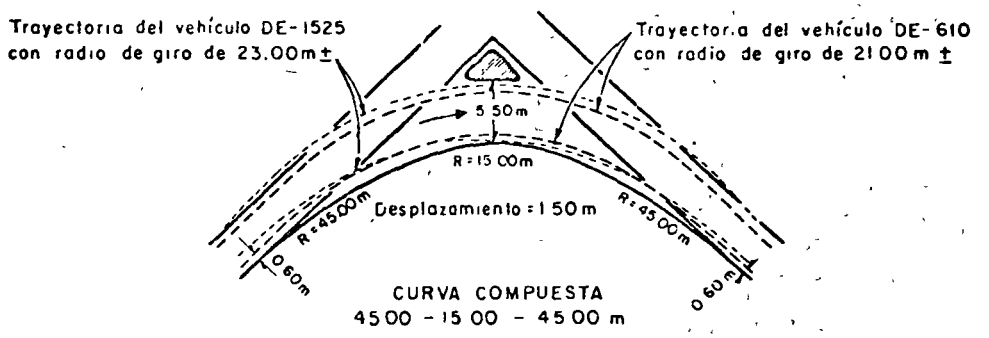
Cuando el número de semirremolques que van a dar vuelta es apreciable, especialmente las unidades más grandes, debe emplearse el proyecto mostrado en la Figura 11.25-C. Este, que consiste de una curva central de 20.00 m de radio, desplazamiento de 1.75 m y curvas extremas de 60.00 m de radio, fue preparado 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





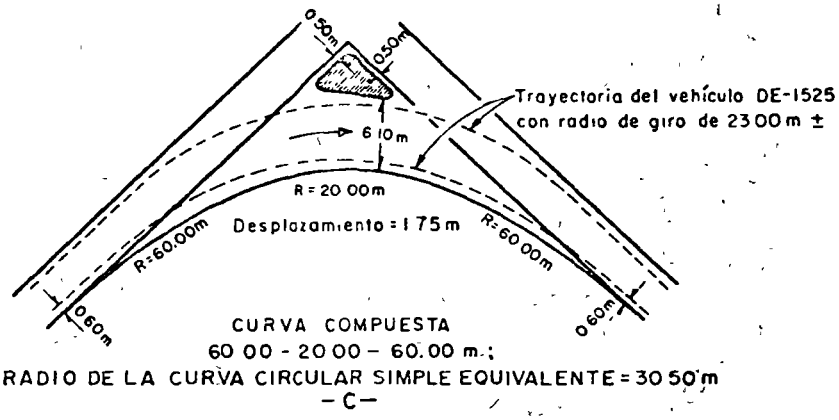


FIGURA 11.25. DISEÑO MINIMO DE ENLACES EN CURVA PARA VUELTAS A LA DERECHA A 90°

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	9.1 5	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-61Q con espacios restringidos para dar vuelta.

B.- Provisto adecuadamente para el vehículo DE-61Q; 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.

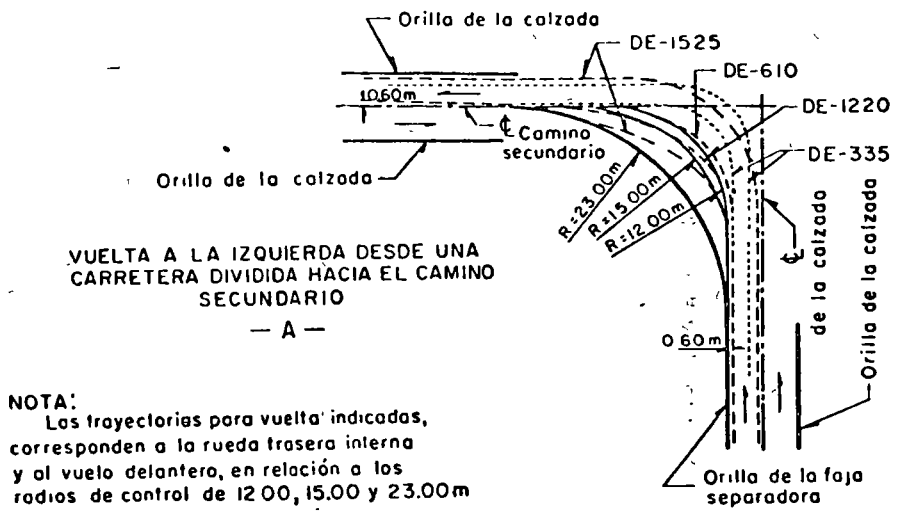
Cuando el tránsito en un camino alcanza altas velocidades y gran volumen, se justifica un proyecto en el que la abertura tenga la forma y dimensiones adecuadas, para que los movimientos de vuelta se efectúen con poca o ninguna interferencia para el tránsito que sigue de frente.

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



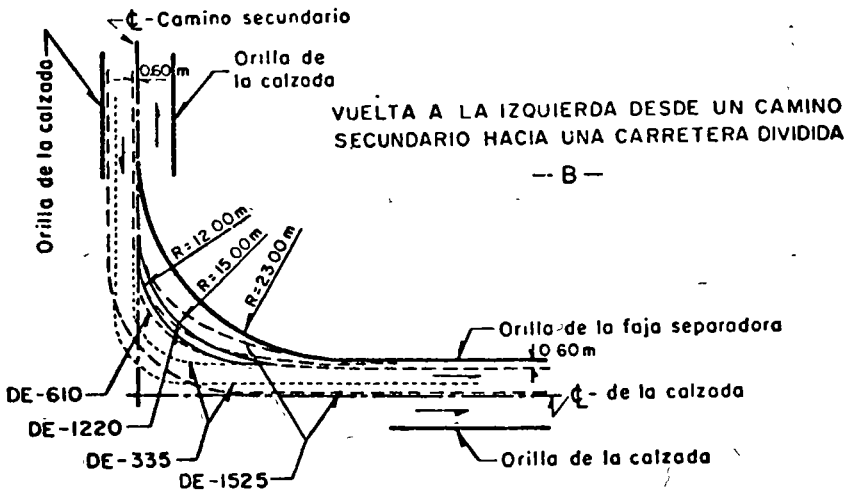


FIGURA 11.26. RADIOS DE CONTROL EN INTERSECCIONES CON VUELTAS A LA IZQUIERDA A 90°

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.

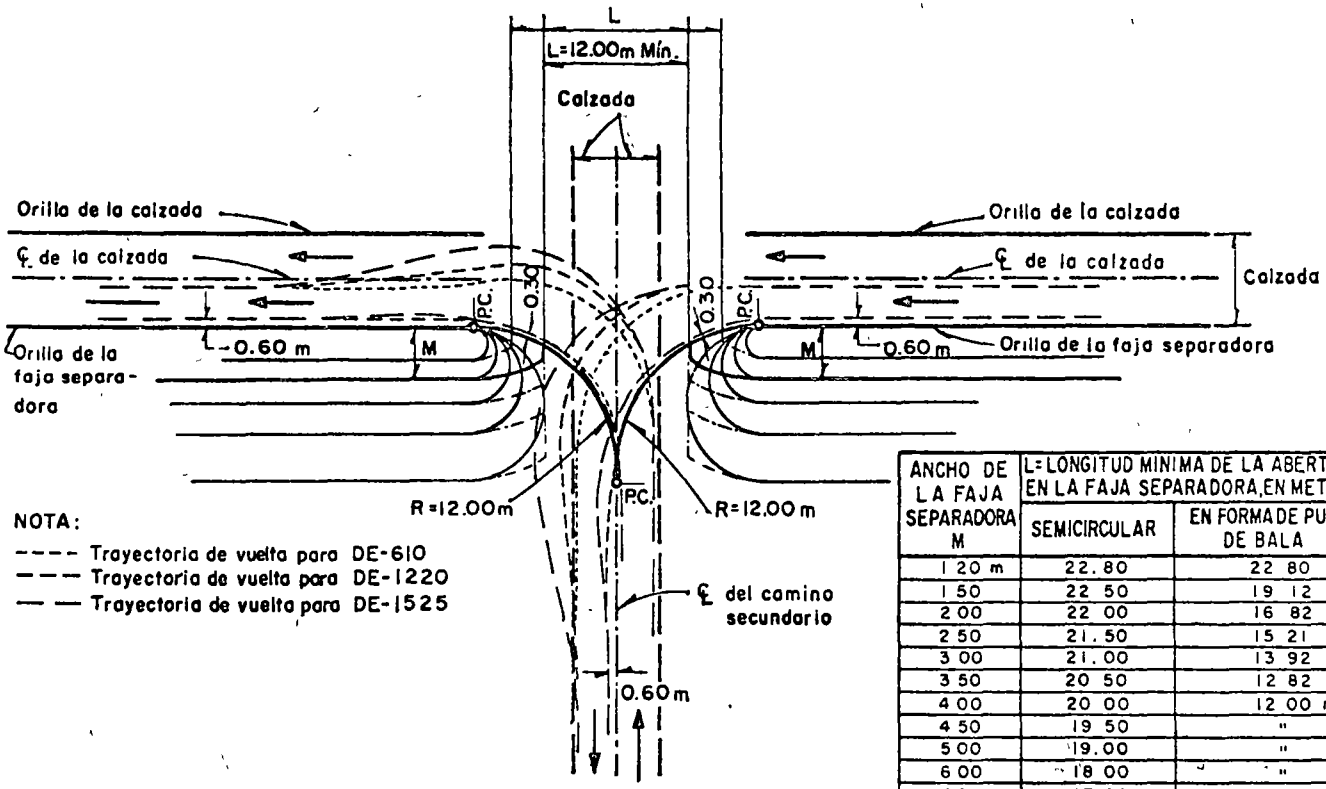
En las Figuras 11.27 a 11.29, se verifican los radios de control, con el empleo de vehículos mayores que efectúan movimientos ocasionales, distintos de aquellos para los que fue diseñada la vuelta izquierda. Para cada radio se proporciona una tabla de la que se obtiene, a partir del ancho de la faja 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.

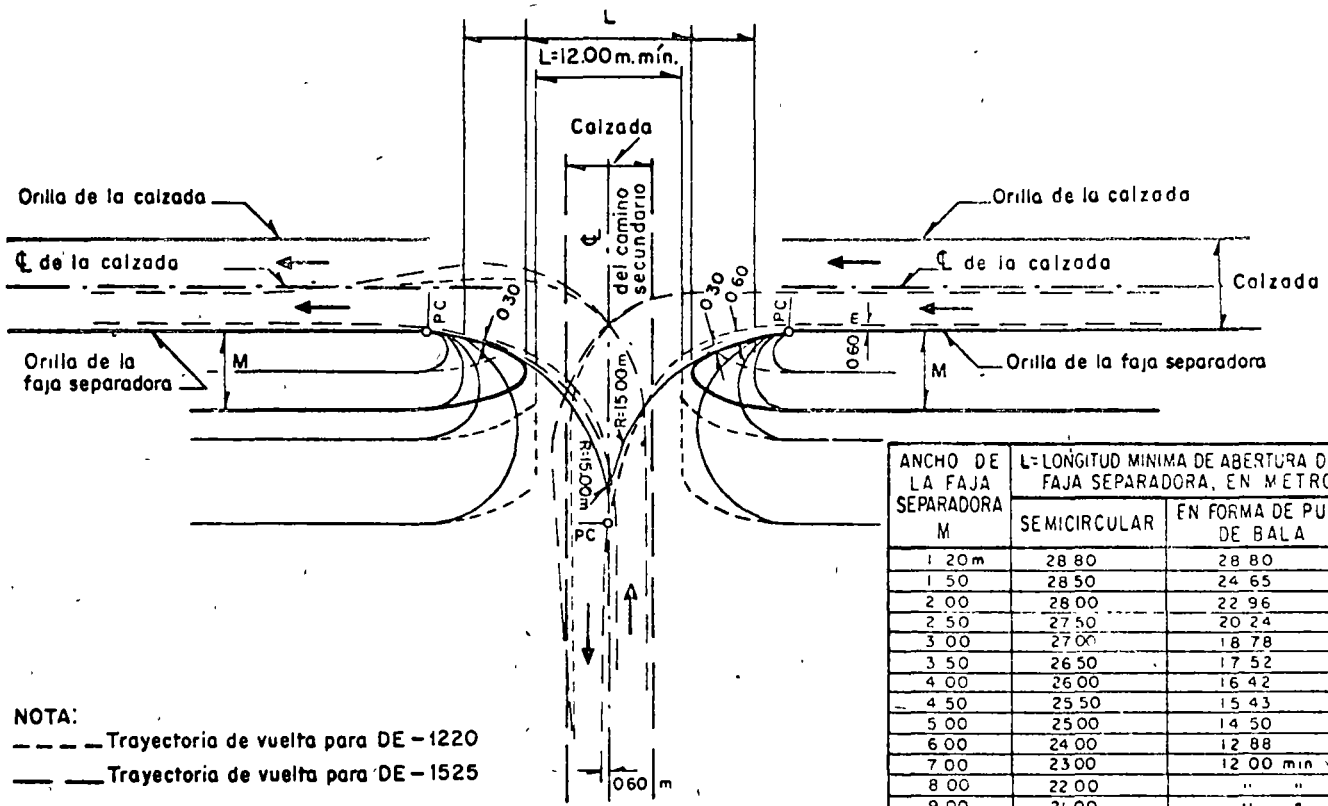
En fajas separadoras centrales con ancho de 1.20 m prácticamente no existe diferencia operacional para las formas de los remates. Cuando el ancho es de 2.50 m o más, la forma de punta de bala es preferible a la semicircular. En anchos mayores, la forma de punta de bala requiere una longitud menor de 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.



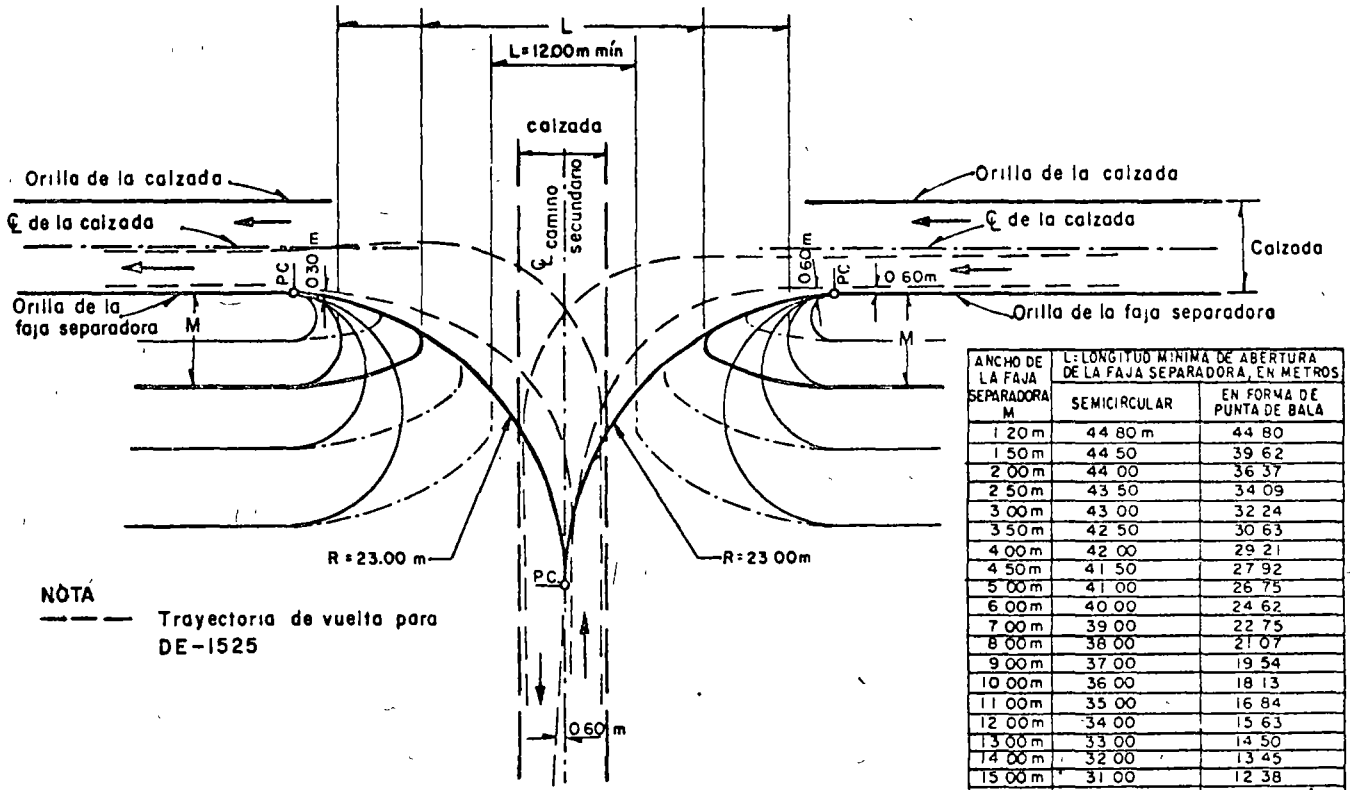
ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA M	L= LONGITUD MINIMA DE LA ABERTURA EN LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1 20 m	22.80	22 80
1 50	22 50	19 12
2 00	22 00	16 82
2 50	21.50	15 21
3 00	21.00	13 92
3 50	20 50	12 82
4 00	20 00	12 00 min
4 50	19 50	" "
5 00	19.00	" "
6 00	18 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	" "

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 ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1 20m	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.

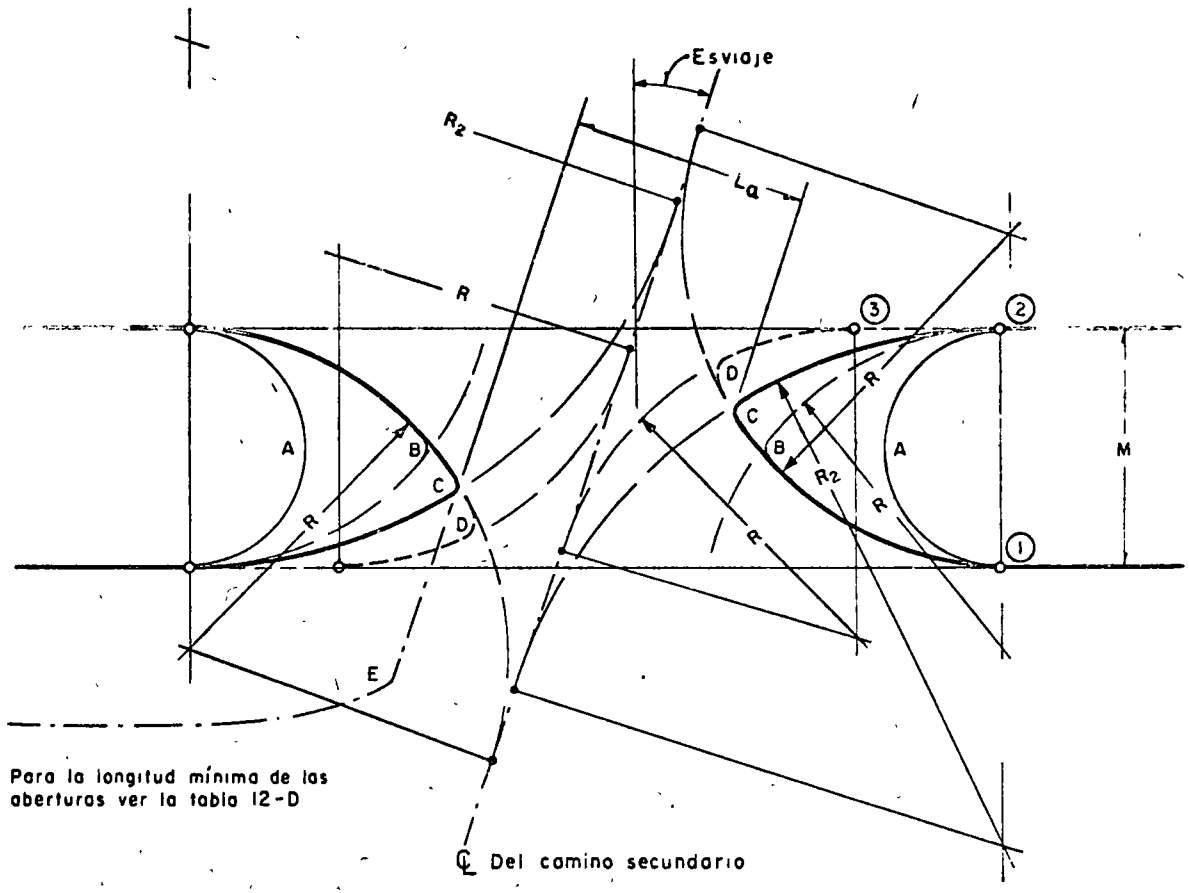


FIGURA 11.30. EFECTOS DEL ESVIAJE EN EL DISEÑO MINIMO DE ABERTURAS EN FAJAS SEPARADORAS CENTRALES

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.

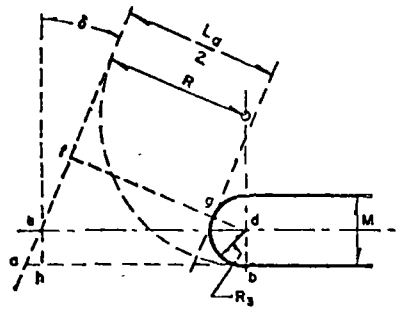
En general, es preferible el remate asimétrico en forma de punta de bala C. Donde el remate B no resulte notablemente diferente, debe preferirse por los aspectos prácticos de simetría que presenta.

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	REMATE EN FORMA DE PUNTA DE BALA		
		A	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

$$\frac{L_a}{2} = \overline{fg} = \overline{df} - \overline{dg} = \overline{df} - \frac{M}{2}$$

$$\overline{df} = \overline{de}\cos\delta,\ \overline{de} = \overline{ab} - \overline{ah},\ \overline{ab} = R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right)$$

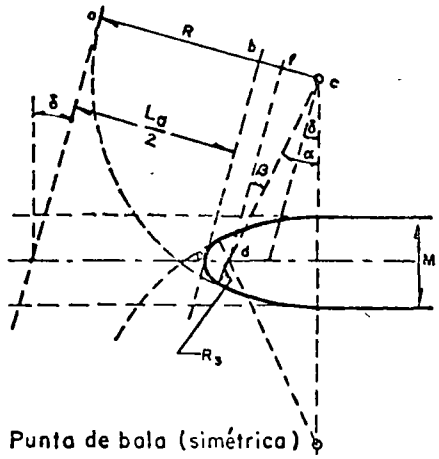
$$\overline{ah} = \overline{eh}\ tg\ \delta,\ \overline{de} = R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - \overline{eh}\ tg\ \delta$$

$$\overline{df} = R\cos\delta\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - \overline{eh}\ sen\ \delta$$

$$\therefore\ \boxed{L_a = 2R\cos\delta\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - M\ (1+sen\ \delta)}$$

Si $\delta = 0^\circ$

$$\therefore\ \boxed{L_a = 2R - M}$$



B.- Punta de bola (simétrica)

$$\frac{L_a}{2} = R - \overline{bc}$$

$$\overline{bc} = \overline{bf} + \overline{fc}$$

$$\overline{bf} = R_3 = 0.60\,m$$

$$\alpha = \text{áng}\cos\frac{R - \frac{M}{2}}{R - R_3}$$

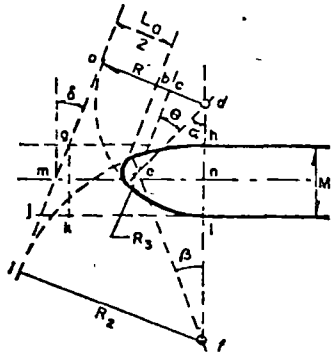
$$\beta = \alpha - \delta$$

$$\therefore\ \overline{fc} = (R - R_3)\ sen\ \beta$$

$$\therefore\ L_a = 2R - 1.20 - 2(R - R_3)\ sen\ \beta$$

$$\boxed{\therefore\ L_a = 2(R - 0.60)\ [1 \pm sen\ \beta]}$$

$+\ Sen\ \beta$; Si $\delta \geq \alpha$
$-\ Sen\ \beta$; Si $\delta \leq \alpha$



C.- Punta de bola (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 $\overline{gh} = R_2\ tg\left(\frac{90^\circ-\delta}{2}\right)$

$$\therefore\ \boxed{R_2 = \frac{R\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta}{tg\left(\frac{90^\circ-\delta}{2}\right)}}$$

$$\boxed{L_a = 2(R - R_3)(1 \pm sen\ \theta)}$$

$+\ Sen\ \theta$; Si $\theta = \alpha - \delta$
$-\ Sen\ \theta$; Si $\theta = \alpha + \delta$

Si $R = 15$ metros

$$\boxed{R_2 = \frac{15\ tg\left(\frac{90^\circ+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta}{tg\left(\frac{90^\circ-\delta}{2}\right)}}$$

$$\theta = \text{áng}\cos\frac{(R-R_3)^2 + (R_2+R-M)^2 - (R_2-R_3)^2}{2(R-R_3)(R_2+R-M)} \pm \delta,\ \begin{matrix} +\ Si\ \delta \geq \alpha \\ -\ Si\ \delta \leq \alpha \end{matrix}$$

FIGURA 11.31. EFECTO DEL ESVIAJE EN EL DISEÑO MINIMO

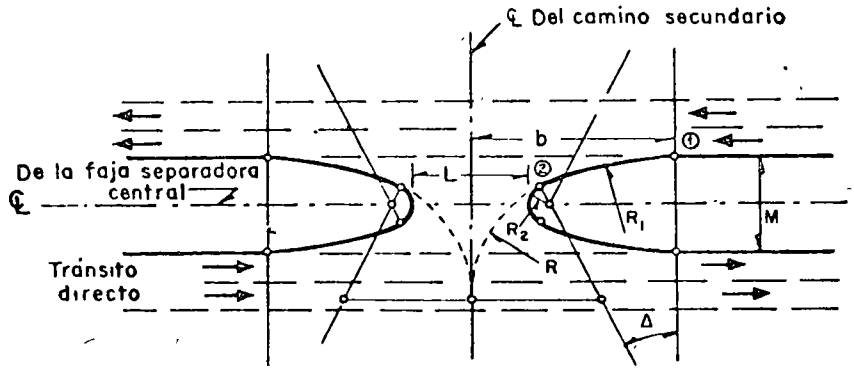
que éstos permitirán la maniobra de la vuelta a velocidades superiores a las permitidas con radios de control mínimos. Para radios de control mayores, las ventajas del remate en forma de punta de bala sobre el semicircular se acentúan ya que, el control sobre el vehículo y la apariencia del remate mejoran, 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 operacion.

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,

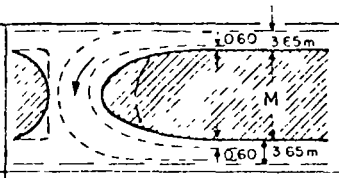
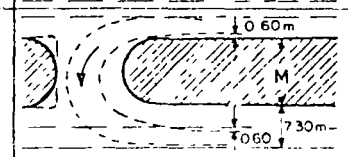
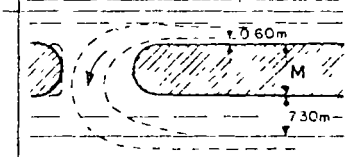
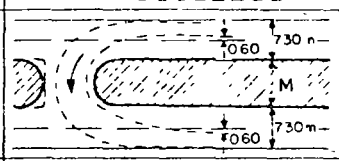
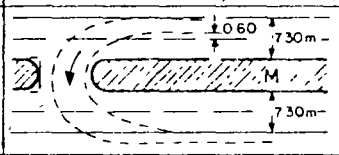
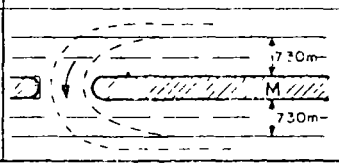
TIPO DE MANIOBRA		M Anchura mínima de la faja separadora central, en metros Para vehículo de proyecto			
		DE-335	DE-610	DE 1220	DE-1525
		Longitud del vehículo de proyecto			
		5 80 m	9 15 m	15 25m	16 80m
De carril interior a carril interior		10.00	20 00	18 00	21.00
De carril interior a carril exterior		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.

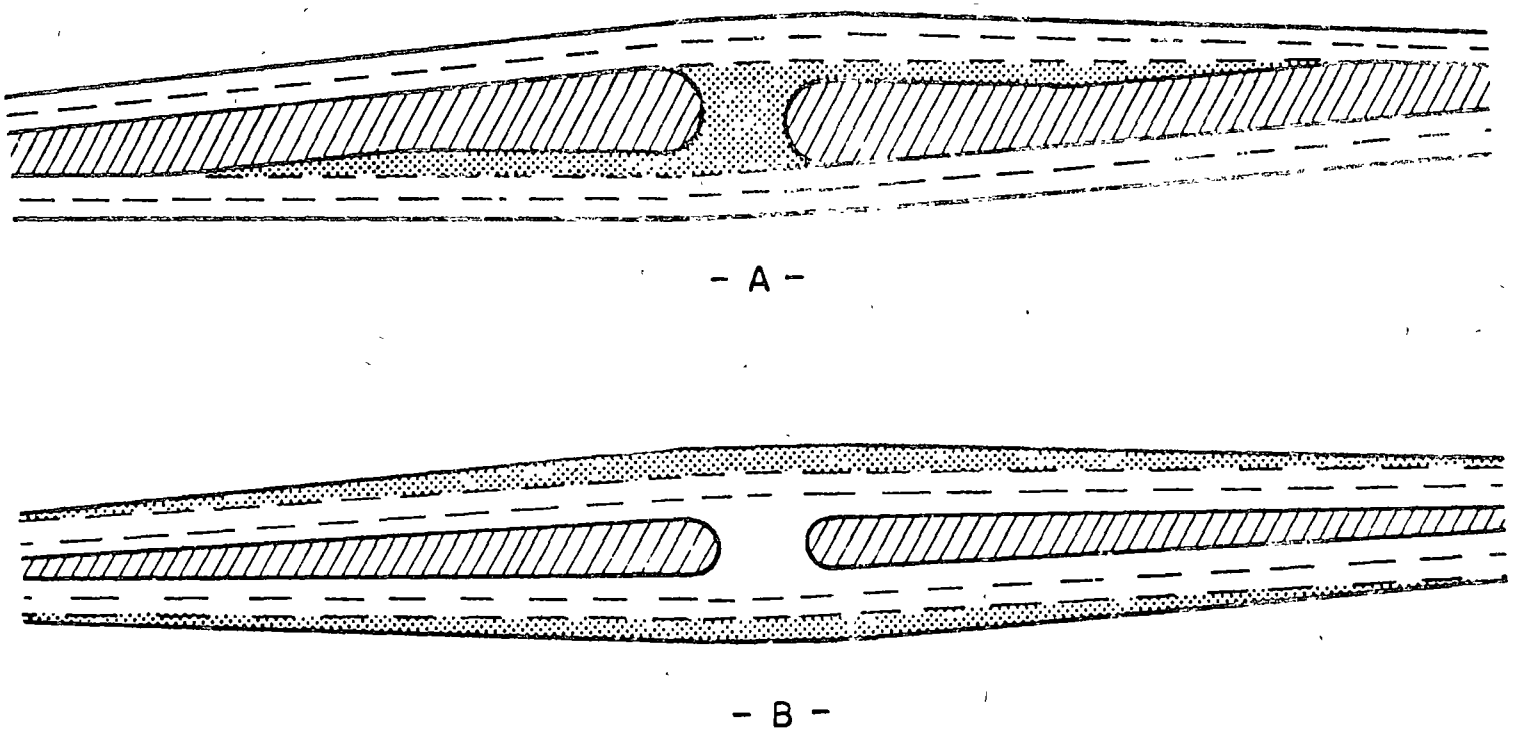


FIGURA 11.34 DISEÑOS ESPECIALES DE VUELTAS EN "U"

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 sendero 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 volumenes y la velocidad del tránsito principal son altos, como en donde las velocidades son bajas y los cruces de los caminos secundarios son frecuentes.

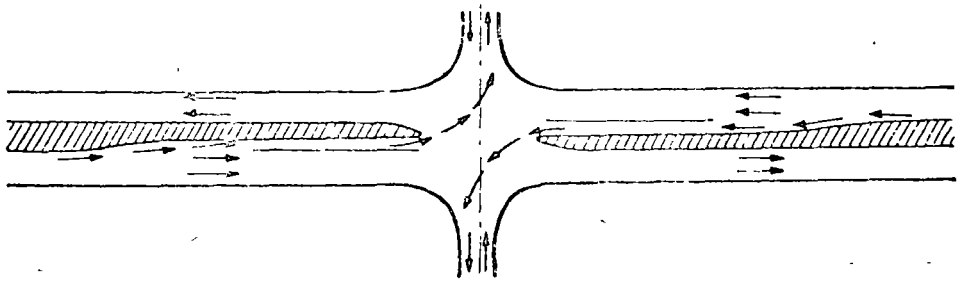
Como se muestra en la Figura 11.36, la transición deberá tener una longitud suficiente para permitir que los vehículos queden protegidos dentro del carril de la faja separadora central y evitar interferencias con el tránsito directo que usa el resto de la calzada.

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 tambien 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.

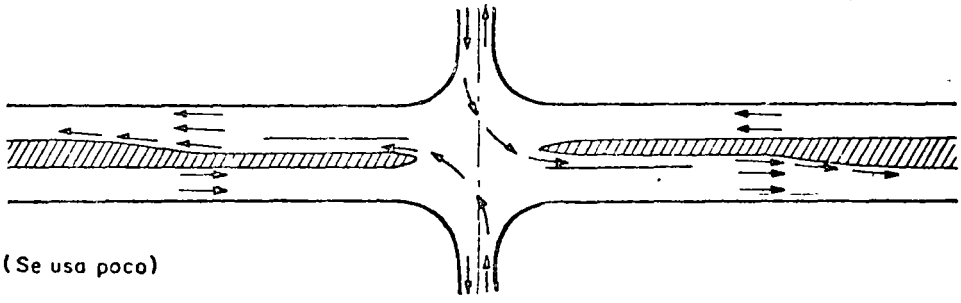
El uso de un tramo en tangente entre las curvas, Figura 11 36-C, proporciona una transición más deseable que la de las curvas inversas unidas directamente. El tramo en tangente deberá tener aproximadamente un tercio de la longitud total.

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



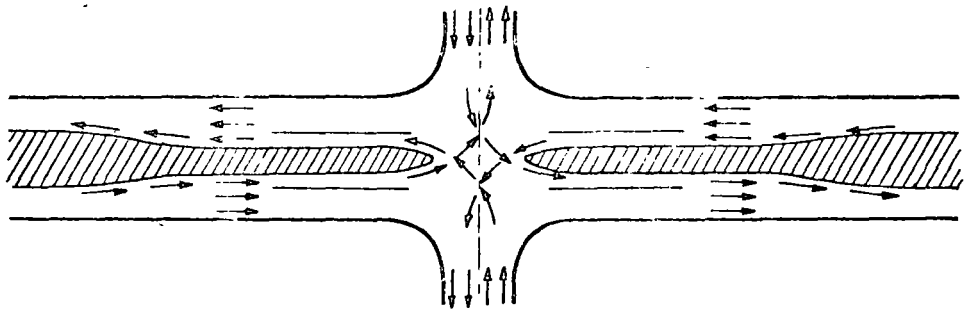
CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTA DE SALIDA

— A —



CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTA DE ENTRADA

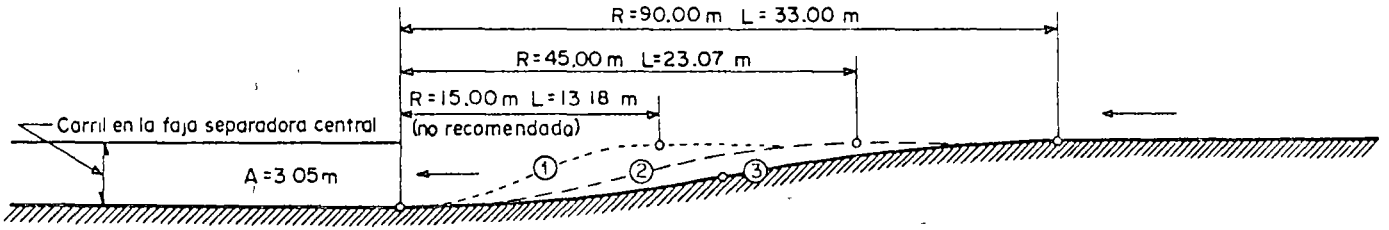
— B —



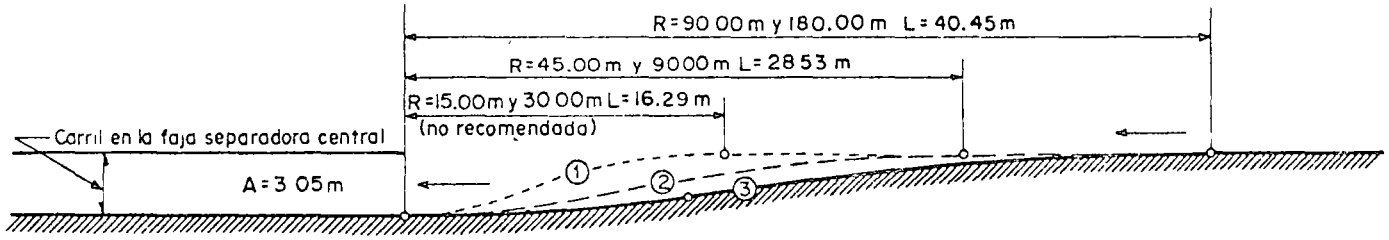
CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTAS DE ENTRADA Y SALIDA

— C —

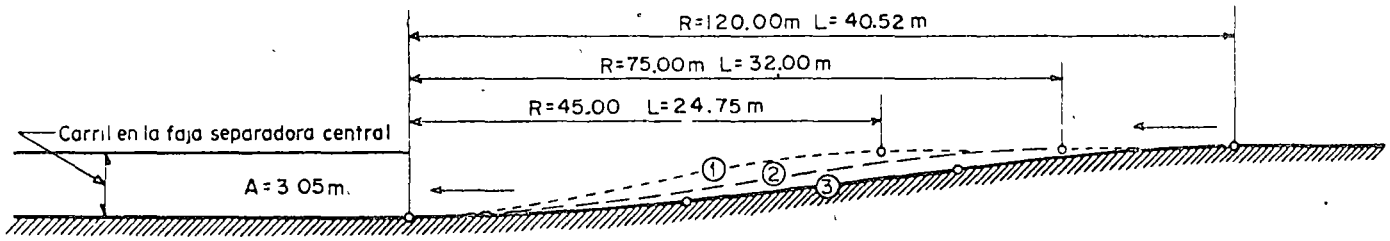
FIGURA 11 35 CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL



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

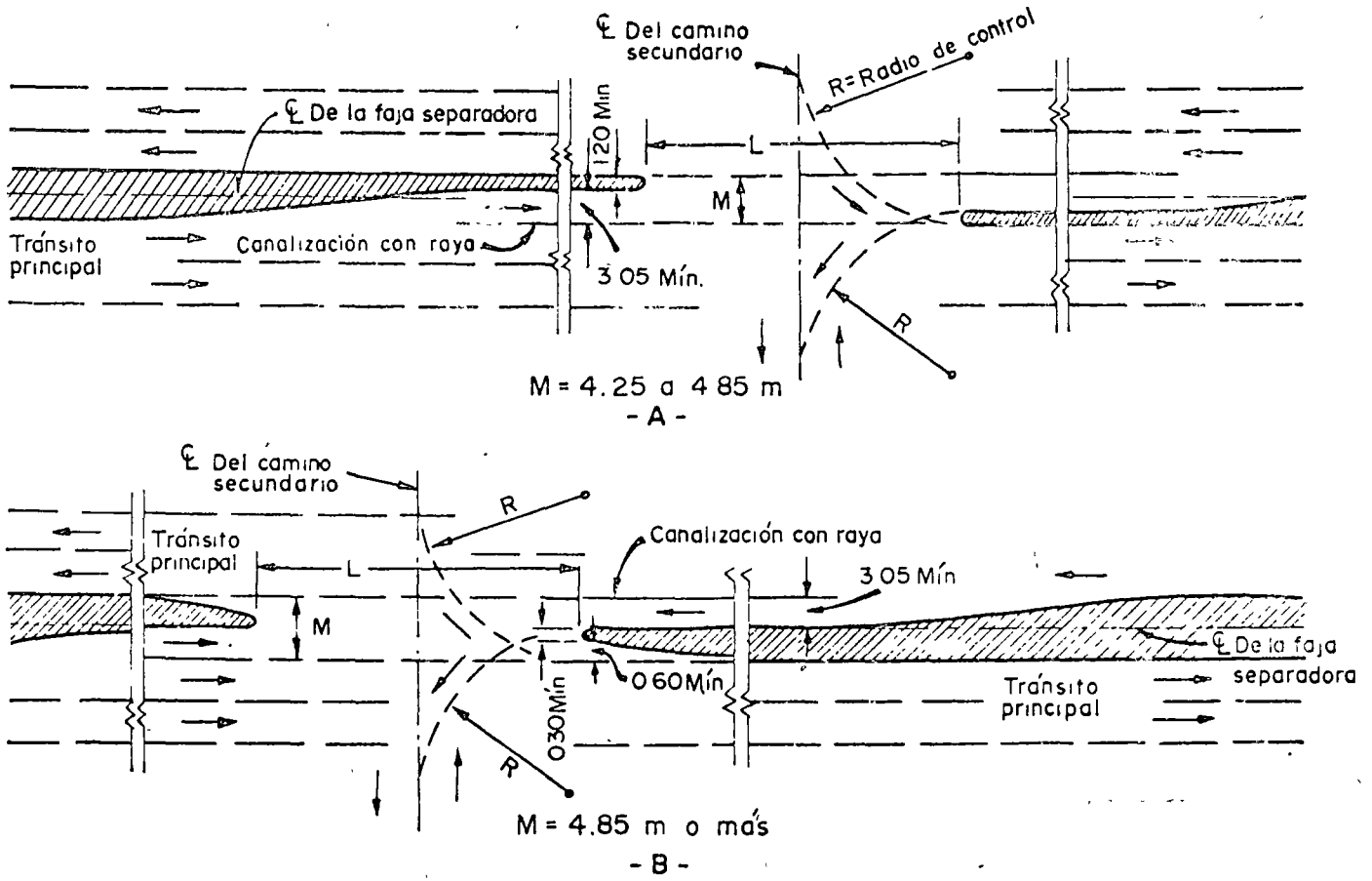


FIGURA 11.37. DISEÑOS MINIMOS DE CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

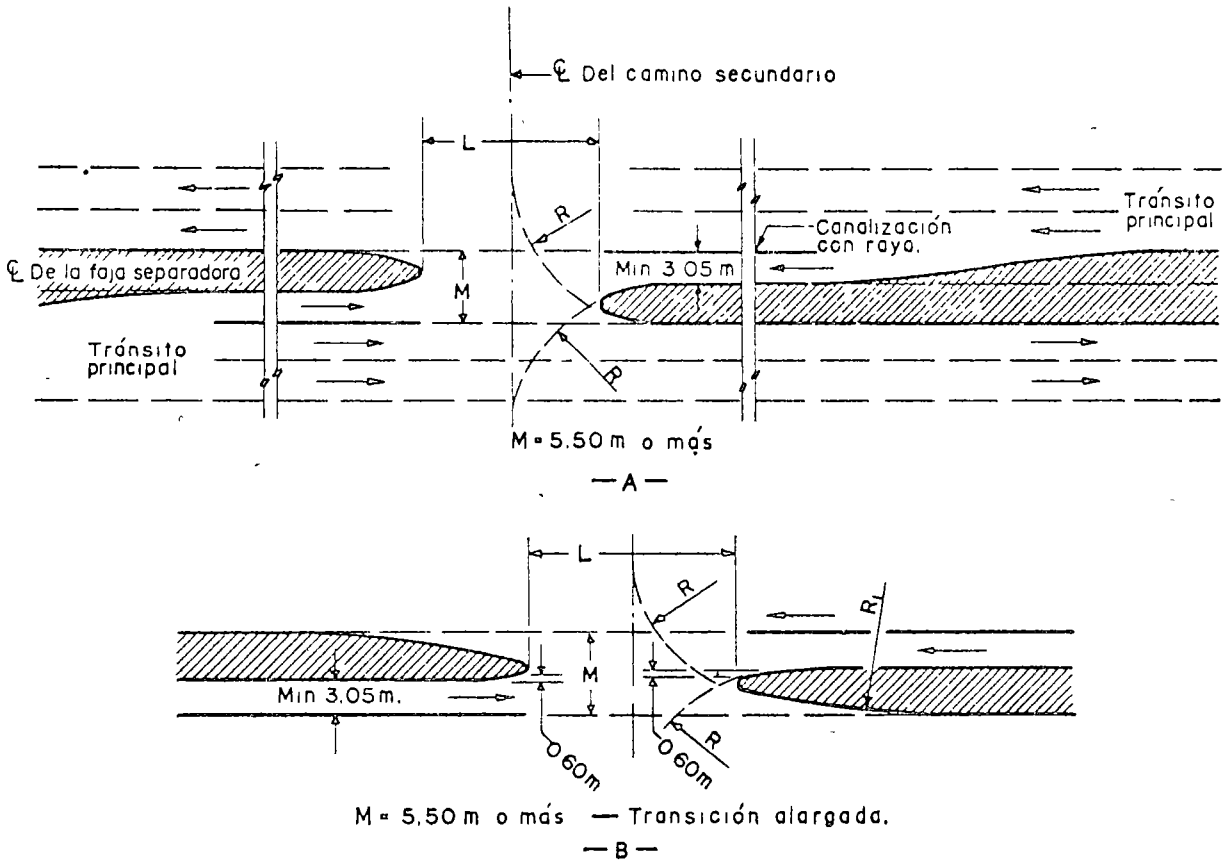


FIGURA 11.38 DISEÑOS DE CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL CON REMATE EN FORMA DE PUNTA DE BALA

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 [illegible] ja 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-

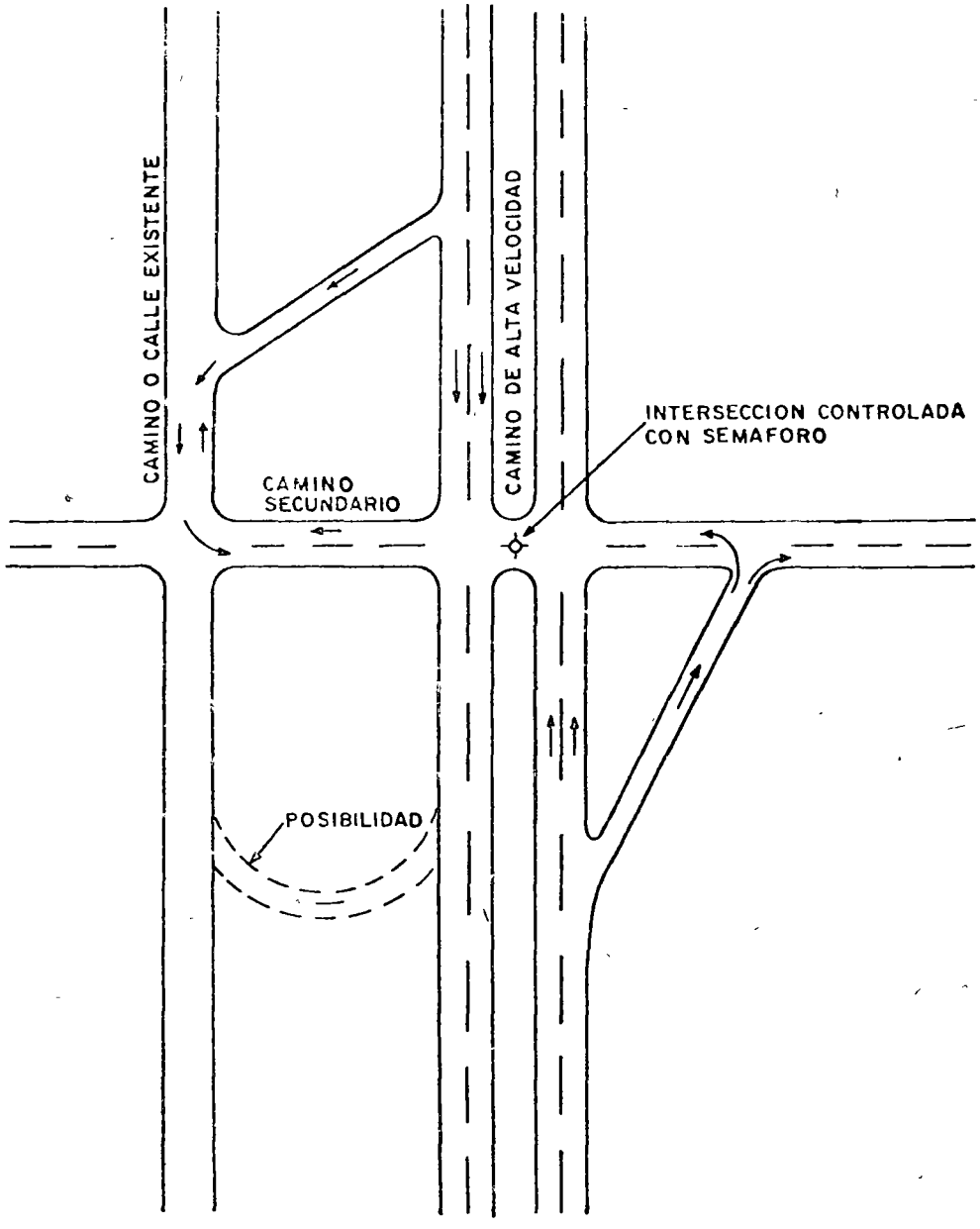


FIGURA 11.39. DISEÑO ESPECIAL DE VUELTA IZQUIERDA PARA EL TRANSITO QUE DEJA UNA CARRETERA CON FAJA SEPARADORA ANGOSTA

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

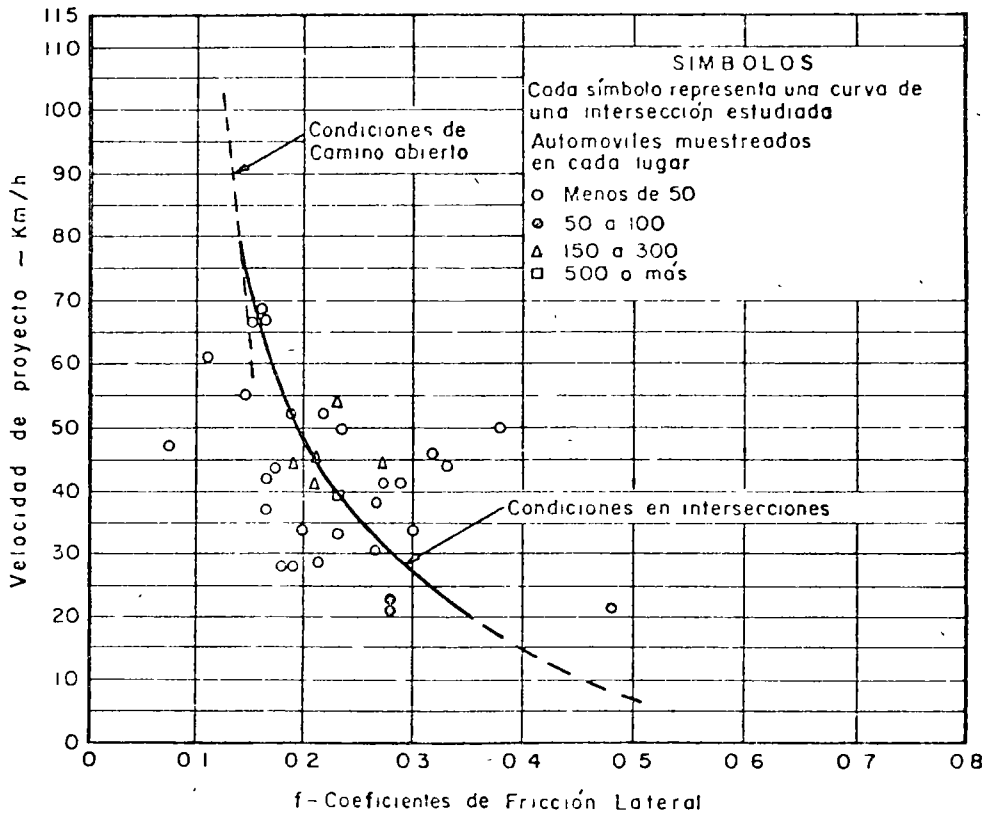


FIGURA 11 40 RELACION ENTRE VELOCIDAD DE PROYECTO Y COEFICIENTE DE FRICCION LATERAL EN INTERSECCIONES

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	11 3.40	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/seg³ En curvas de intersecciones, se supone que C varía desde 0 75 m/seg³ para 80 km/h hasta 1.24 m/seg³ 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-

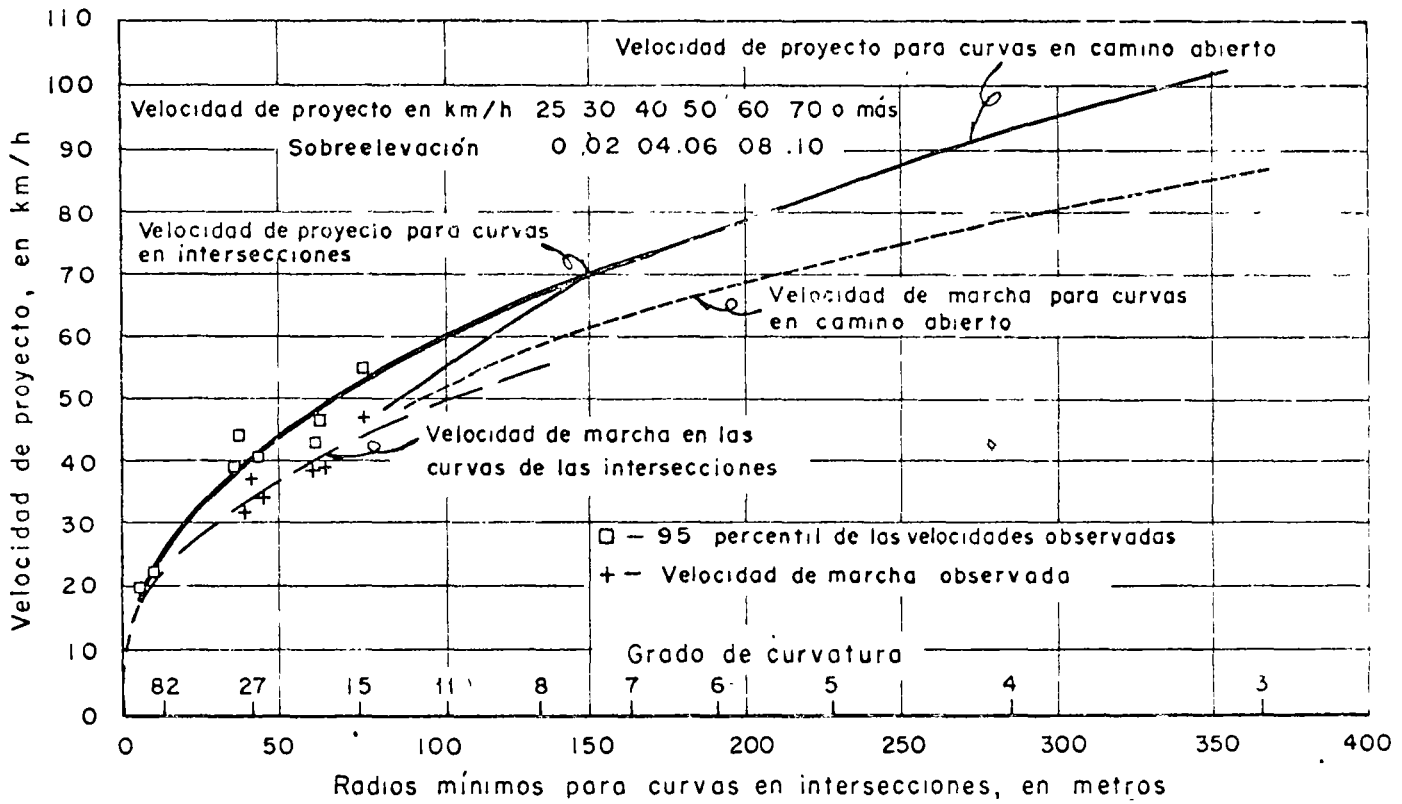


FIGURA 11.41. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS EN INTERSECCIONES

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/seg³	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.

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 desacelerar gradualmente. En las intersecciones se considera razonable una desaceleración 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 desaceleraciones 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

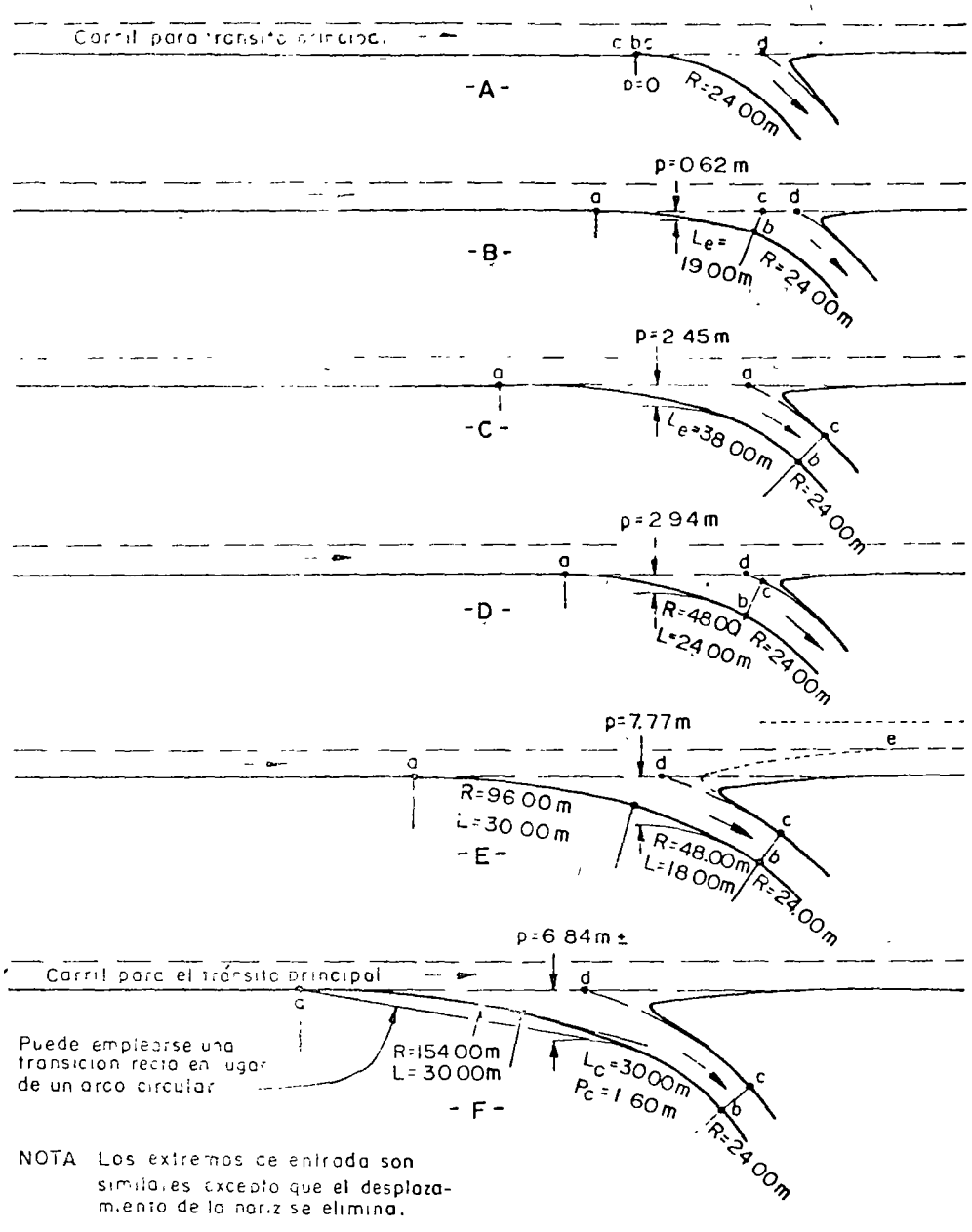
TABLA 11-G LONGITUD DE ARCOS CIRCULARES DE UNA CURVA COMPUESTA CUANDO ESTA SEGUIDA DE UNA CURVA DE RADIO IGUAL A LA MITAD, O PRECEDIDA DE UNA CURVA DE RADIO IGUAL AL DOBLE

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.

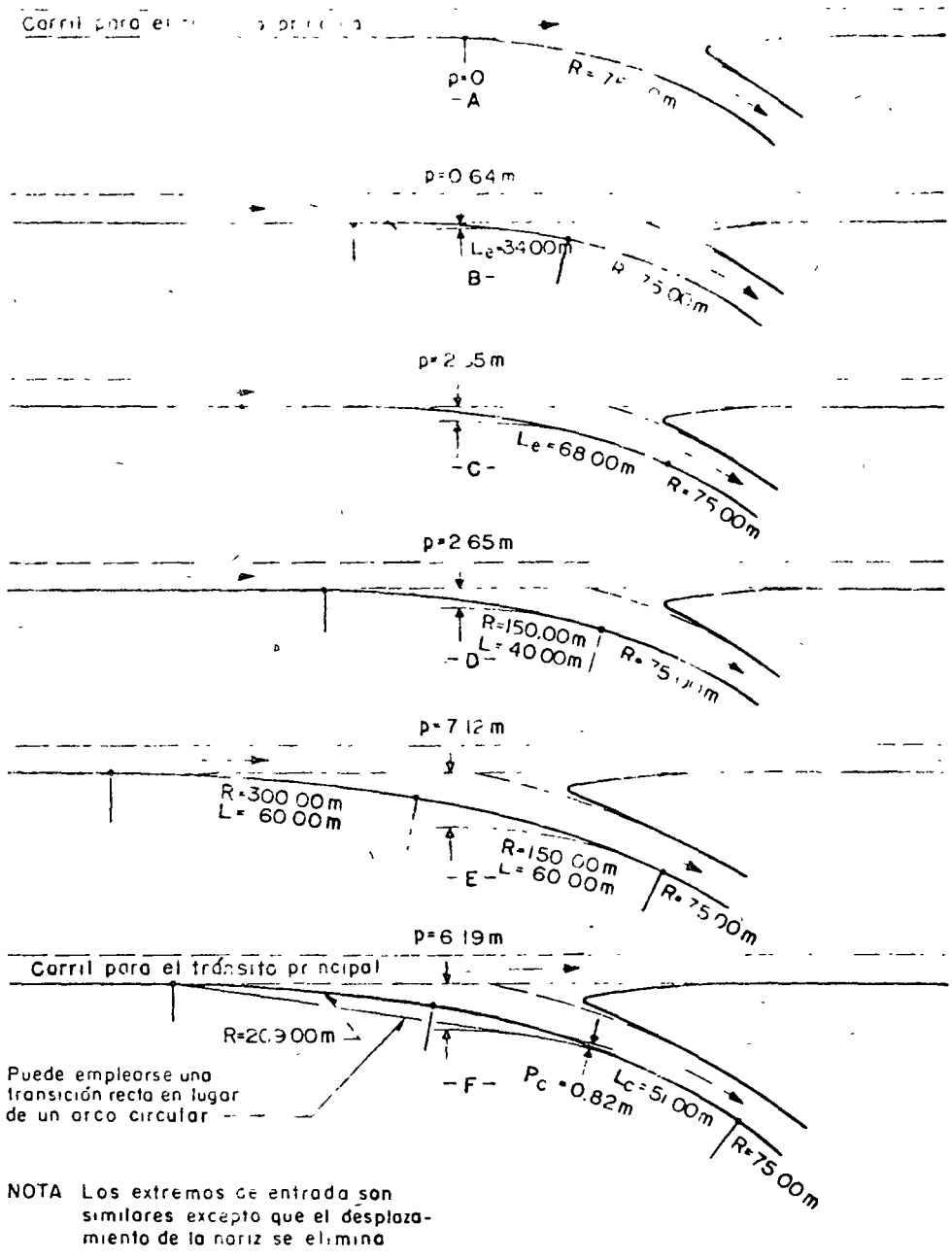
La facilidad y la suavidad de la operación resulta cuando la orilla de la calzada se proyecta con curvas de transición de la forma y longitud necesaria para evitar una desaceleración brusca de los vehículos antes de entrar al enlace y para permitir el desarrollo de la sobreelevación antes de la curvatura 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



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.

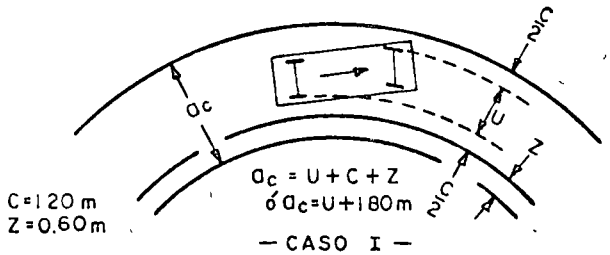
En el cálculo de la anchura de la calzada en curva a_c intervienen los siguientes elementos:

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:

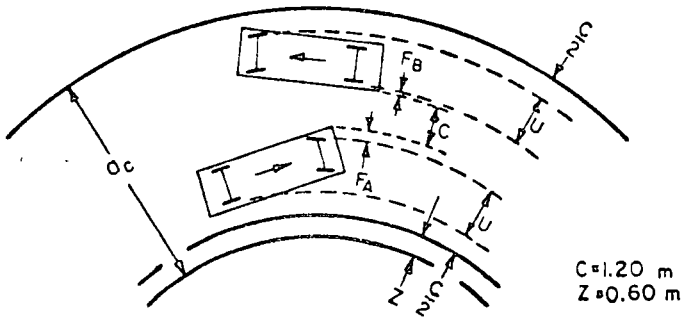


$a_c = U + C + Z$

ó $a_c = U + 1.80$ m

— CASO I —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y SIN PREVISION PARA REBASE

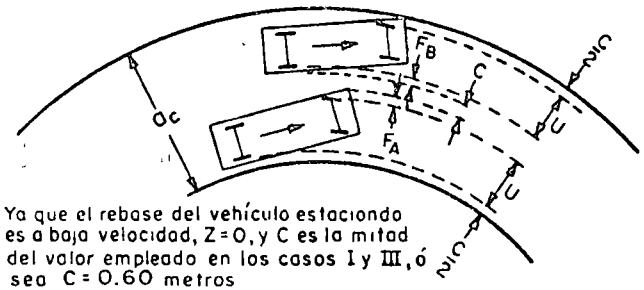


$a_c = 2(U+C) + F_A + F_B + Z$ ó

$a_c = 2U + F_A + F_B + 3.00$m

— CASO III —

OPERACION EN UNO O EN DOS SENTIDOS DE CIRCULACION Y CON DOS CARRILES



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

$a_c = 2U + F_A + F_B + 1.20$m.

— CASO II —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y CON PREVISION DE REBASE A VEHICULOS ESTACIONADOS

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.

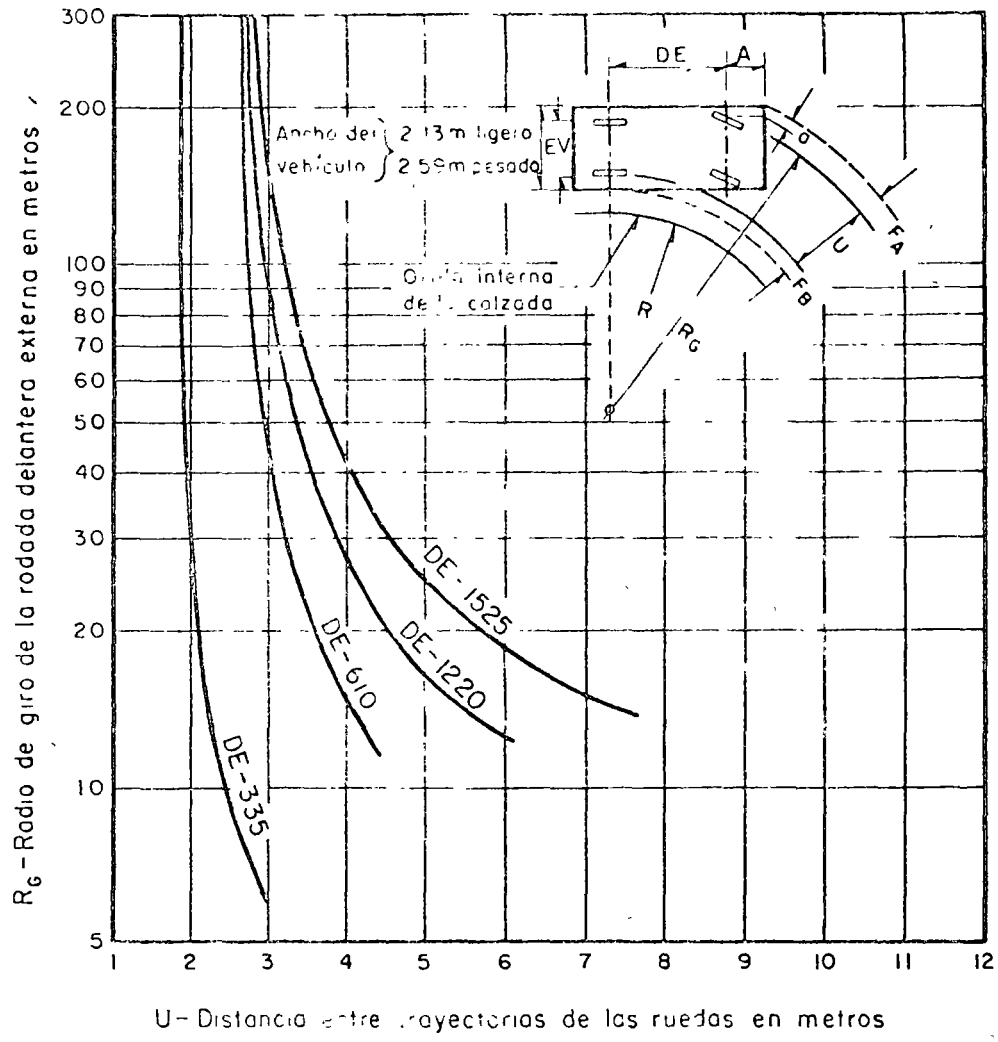


FIGURA 11.45. DISTANCIA ENTRE LAS TRAYECTORIAS EXTERNAS DE LAS RUEDAS DEL VEHICULO DENTRO DE LA CURVA

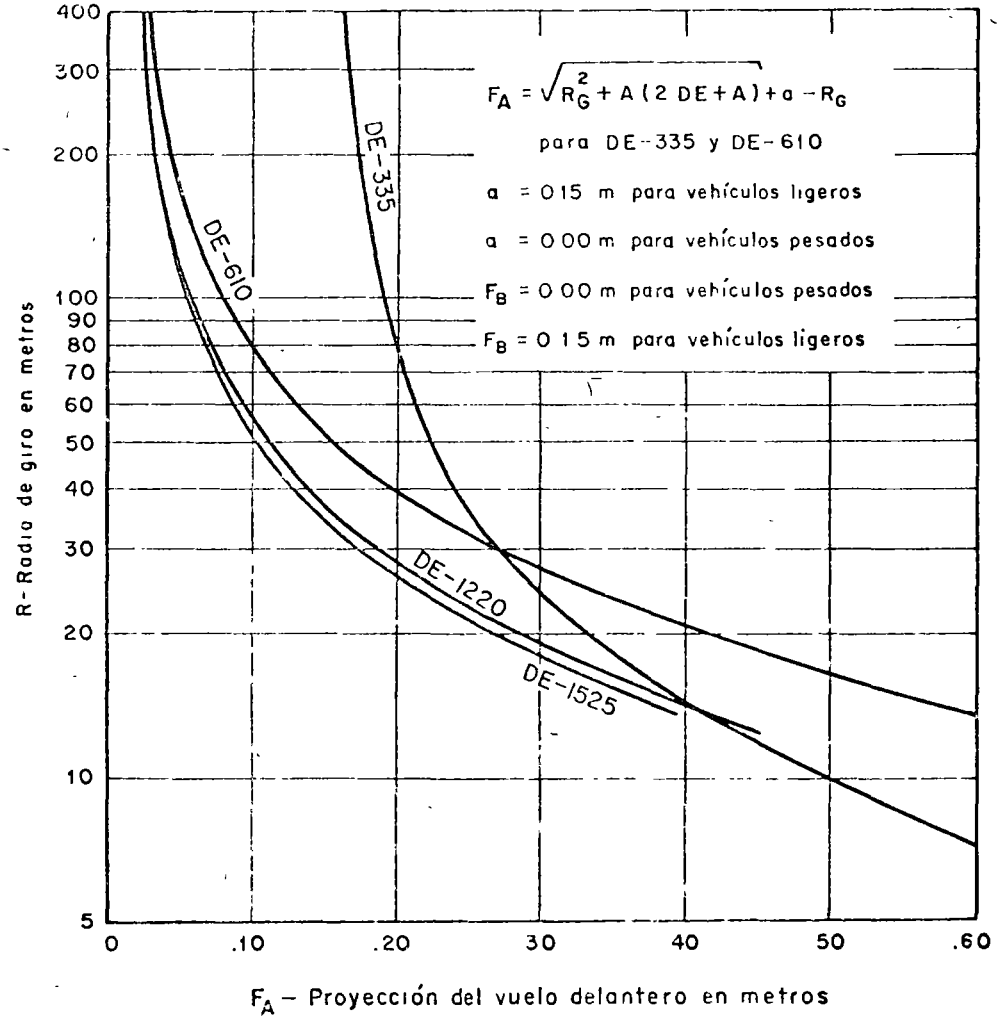


FIGURA 11.46. PROYECCION DEL VUELO DELANTERO DEL VEHICULO

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	525	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 60m	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

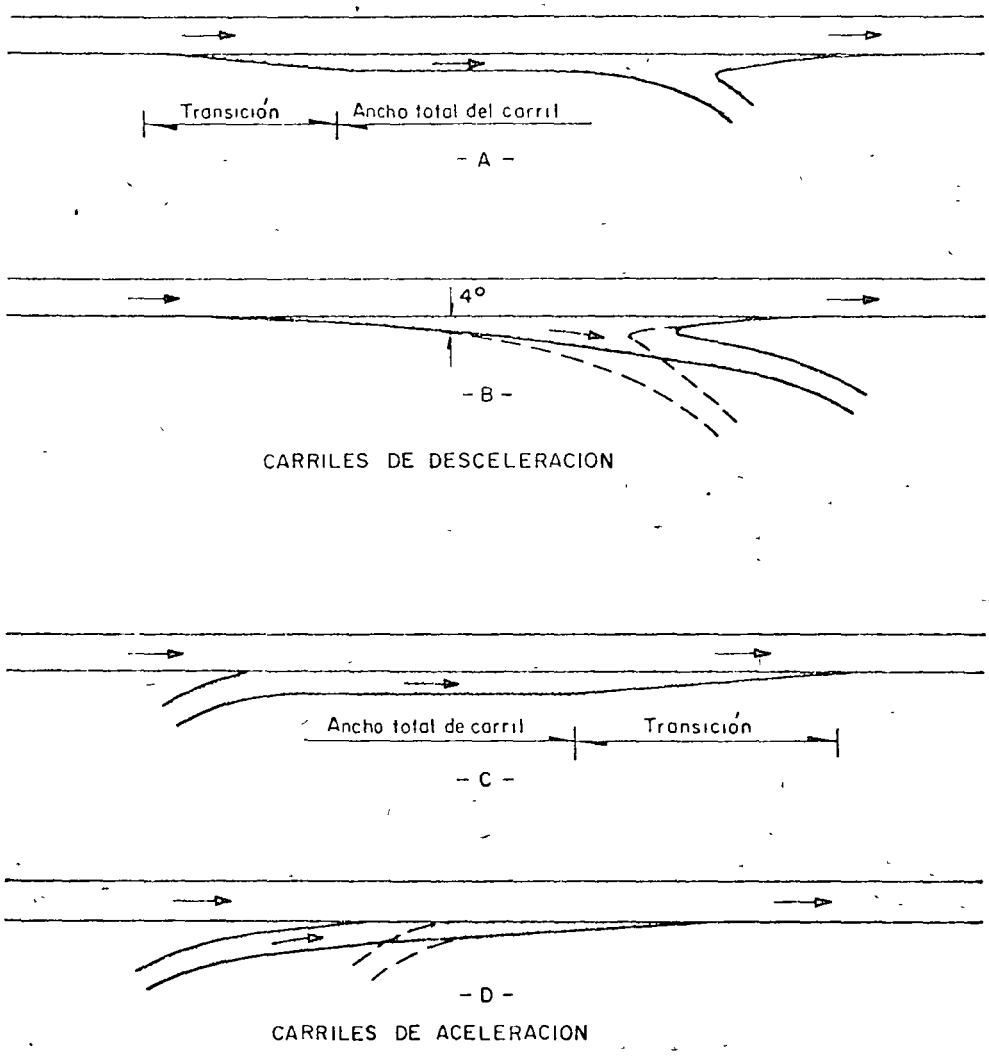


FIGURA 11 47. FORMAS DE CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD

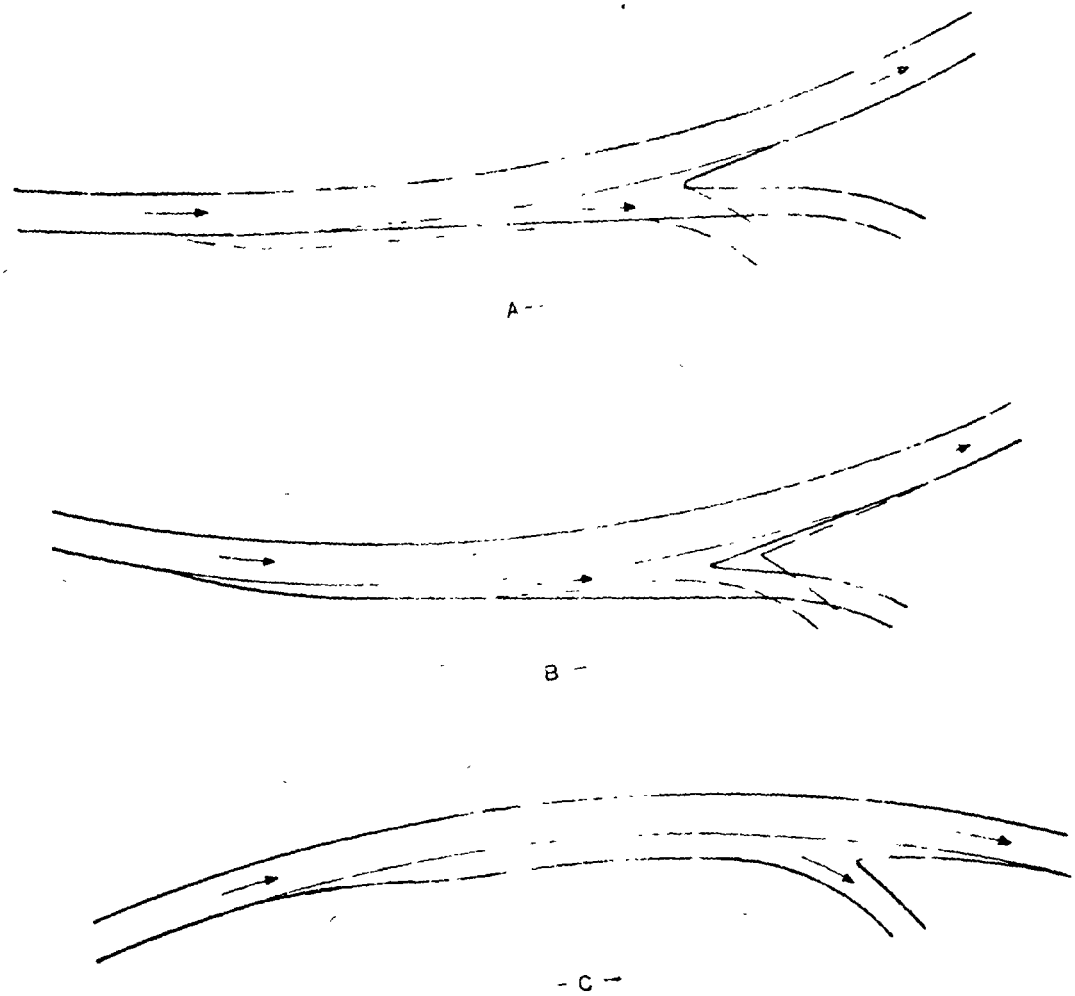


FIGURA 11.48. CARRILES DE DESCELERACION EN CURVAS

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/seg² 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/seg², de donde se observa que a velocidades altas los conductores aplican los frenos con mayor severidad.

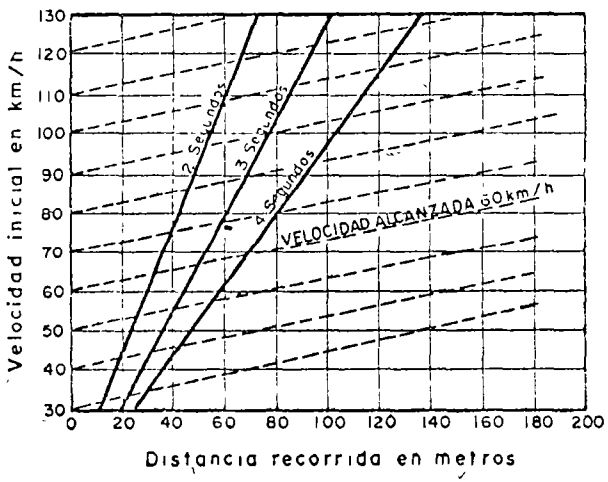
En la Figura 11.49 están mostradas en forma de gráficas, las conclusiones de los estudios para las dos etapas citadas anteriormente; en la gráfica A se puede obtener la distancia recorrida durante la desceleración sin aplicar los frenos y en la B la distancia recorrida durante el frenado.

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.

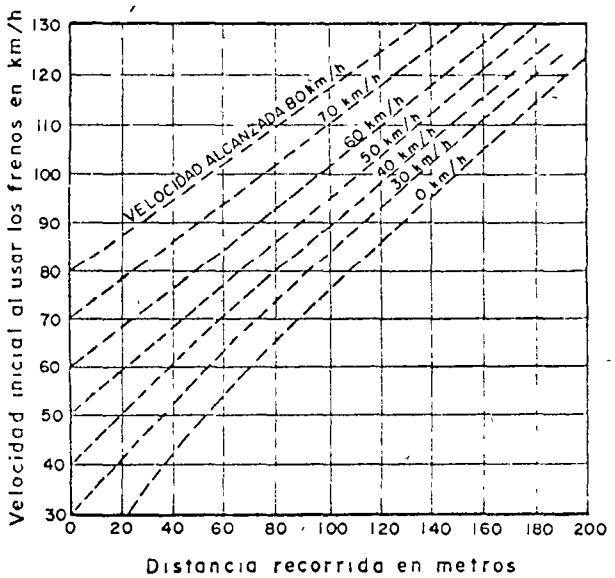
Para medir las longitudes de los carriles de desceleración hay que distinguir entre los dos tipos principales:

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,[57] 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.

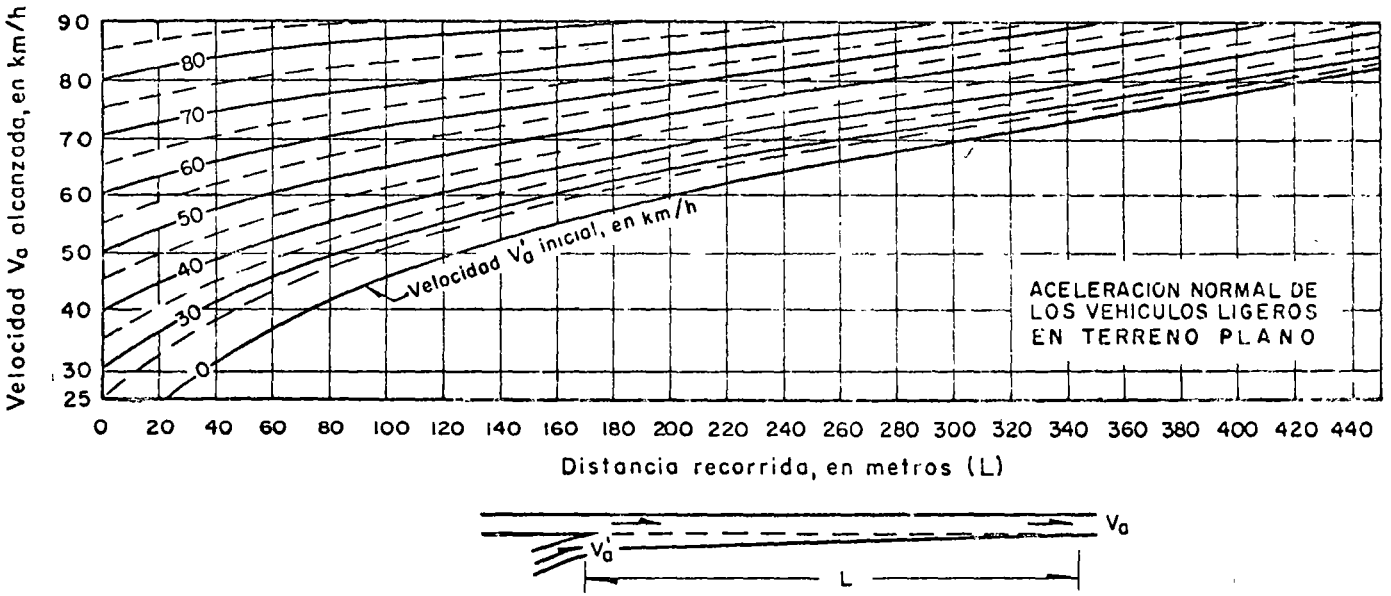
En la gráfica de la Figura 11.50 están representadas las conclusiones del trabajo realizado para estudiar la aceleración normal, en el que se supuso que la velocidad con que se incorporan los vehículos es aproximadamente 8 km/h menor que la velocidad de marcha del camino principal. Para ilustrar la manera 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.

[57] 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 ó 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 amplía 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*.

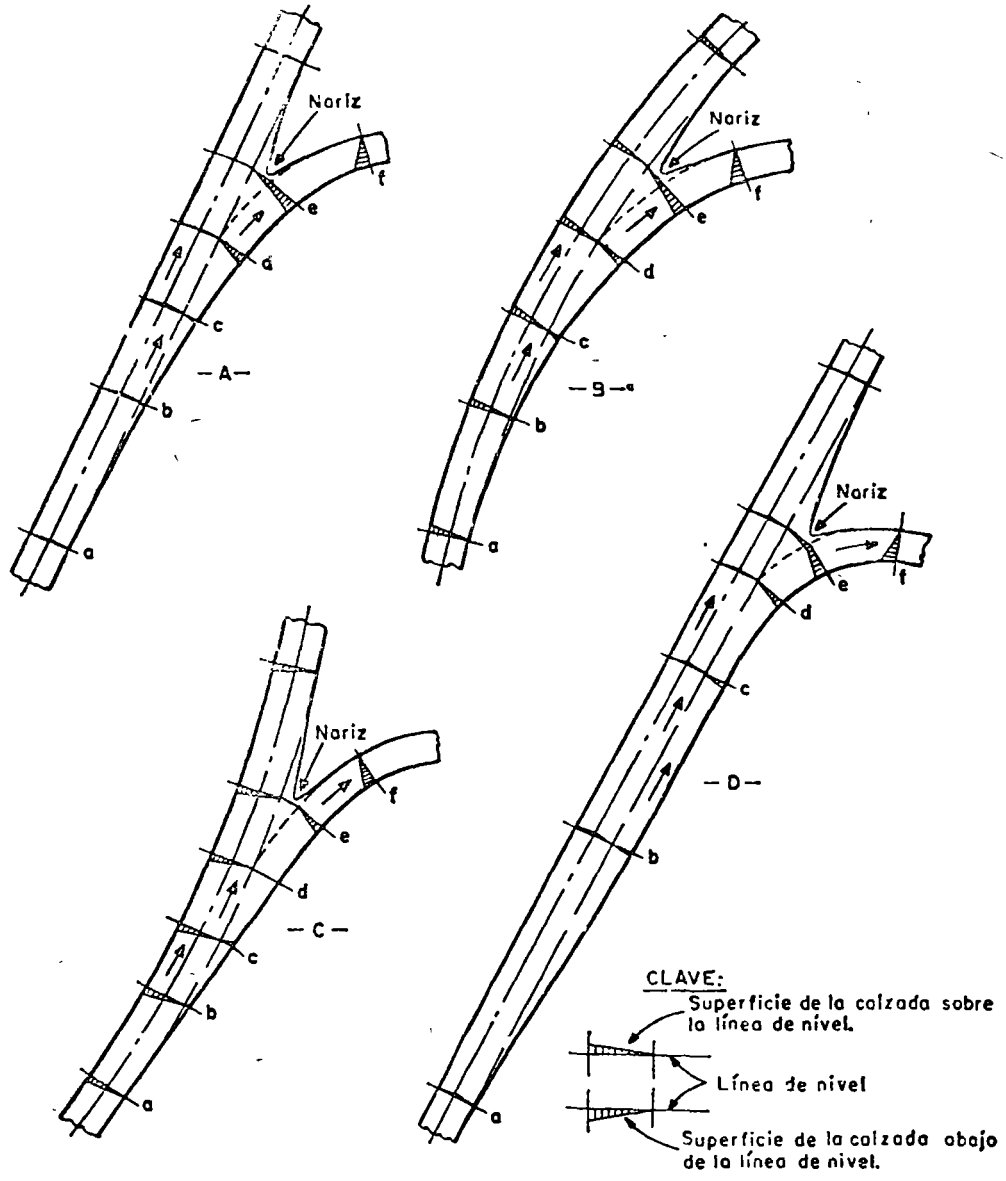


FIGURA 11.51. DESARROLLO DE LA SOBREELEVACION EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES

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.

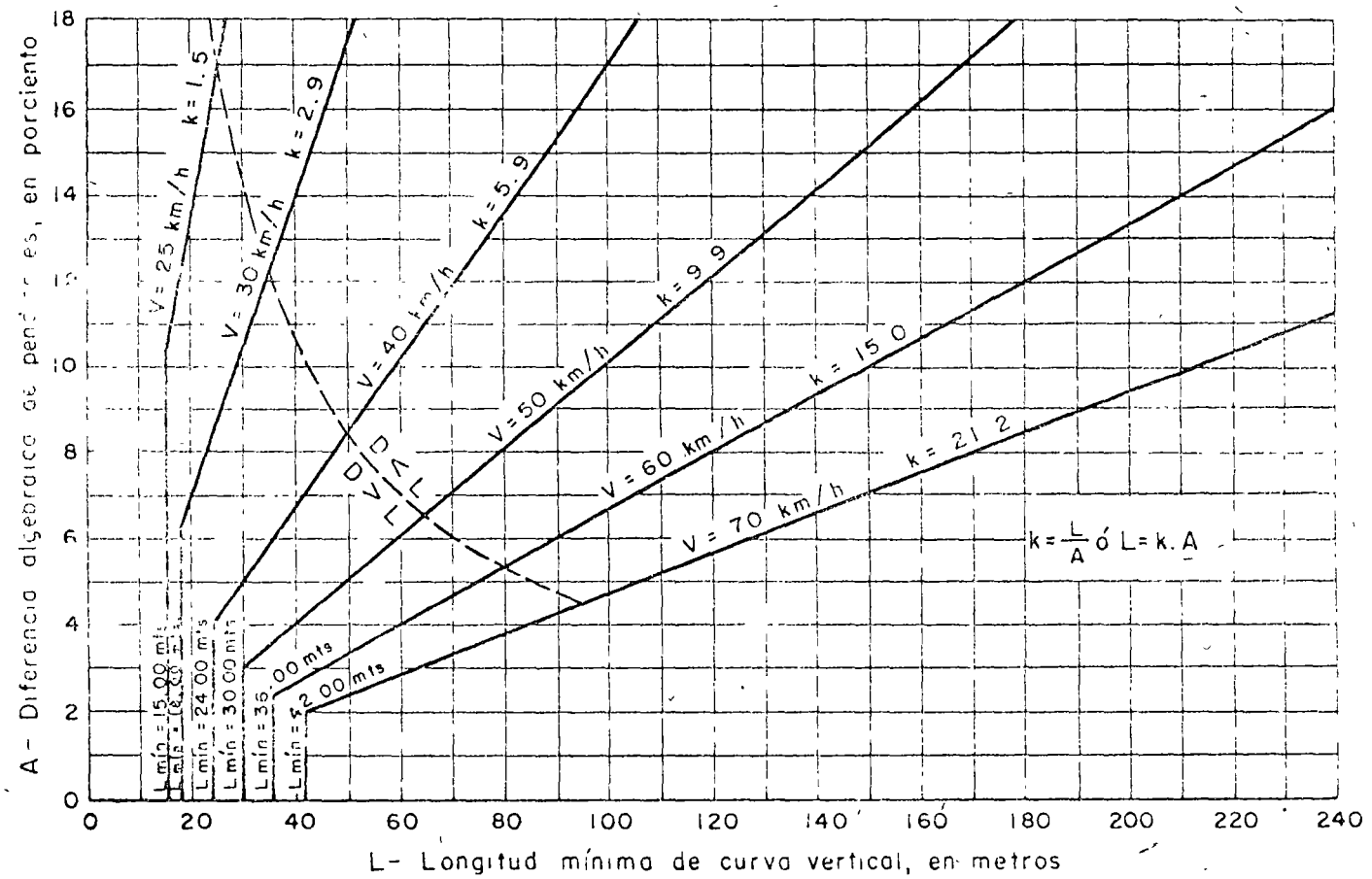


FIGURA 1.52 LONGITUD MINIMA DE CURVAS VERTICALES EN LOS ENLACES DE ACUERDO CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

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.

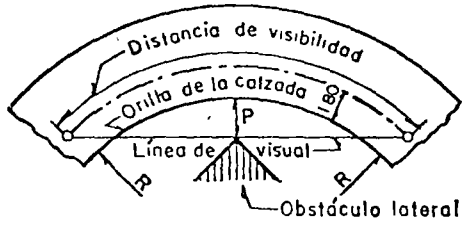
En la Figura 11.53 se muestra gráficamente, para varios radios de la orilla de la calzada, la distancia mínima lateral entre la orilla interior de la calzada y la obstrucción; se supone que el ojo del conductor y el objeto visto, se encuentran a 1.80 m de la orilla interior de la calzada y que la distancia 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-



$$P = \left[(R + 1.80) \text{ sen vers } \frac{28.65\, D}{R + 1.80} \right] - 1.80$$

$$\text{y } D = \frac{R + 1.80}{28.65} \sec \frac{R - P}{R + 1.80}$$

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

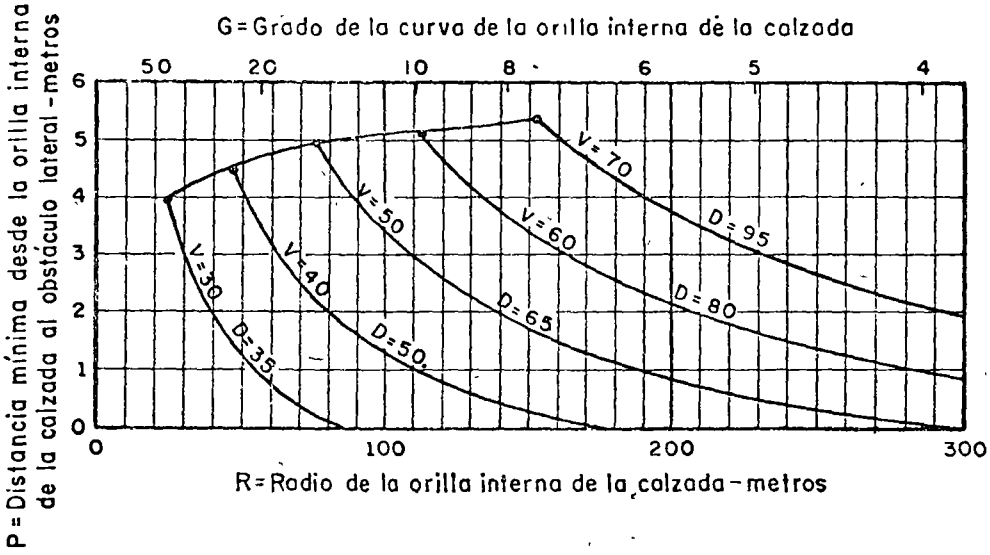
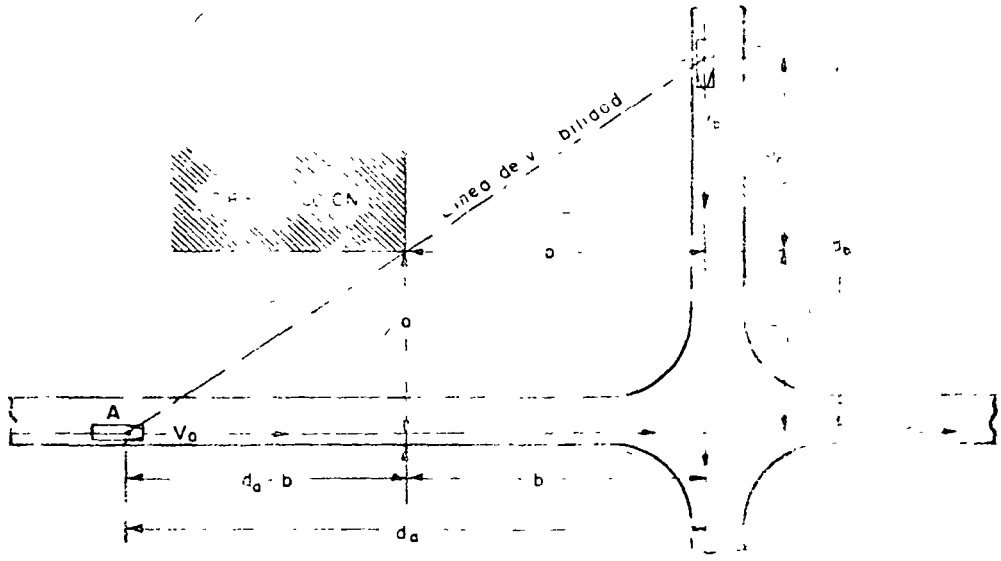
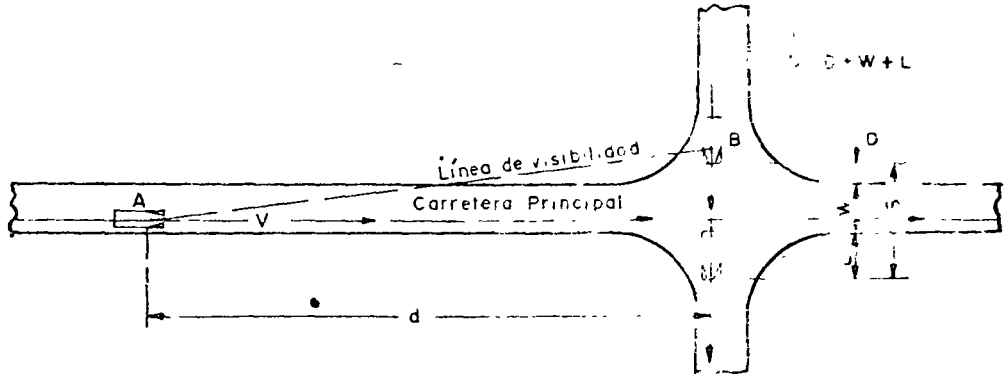


FIGURA 11.53. DISTANCIA MINIMA A OBSTACULOS LATERALES EN CURVAS HORIZONTALES DE LOS ENLACES PARA PROPORCIONAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA



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 velocidad 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 pr yecto 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

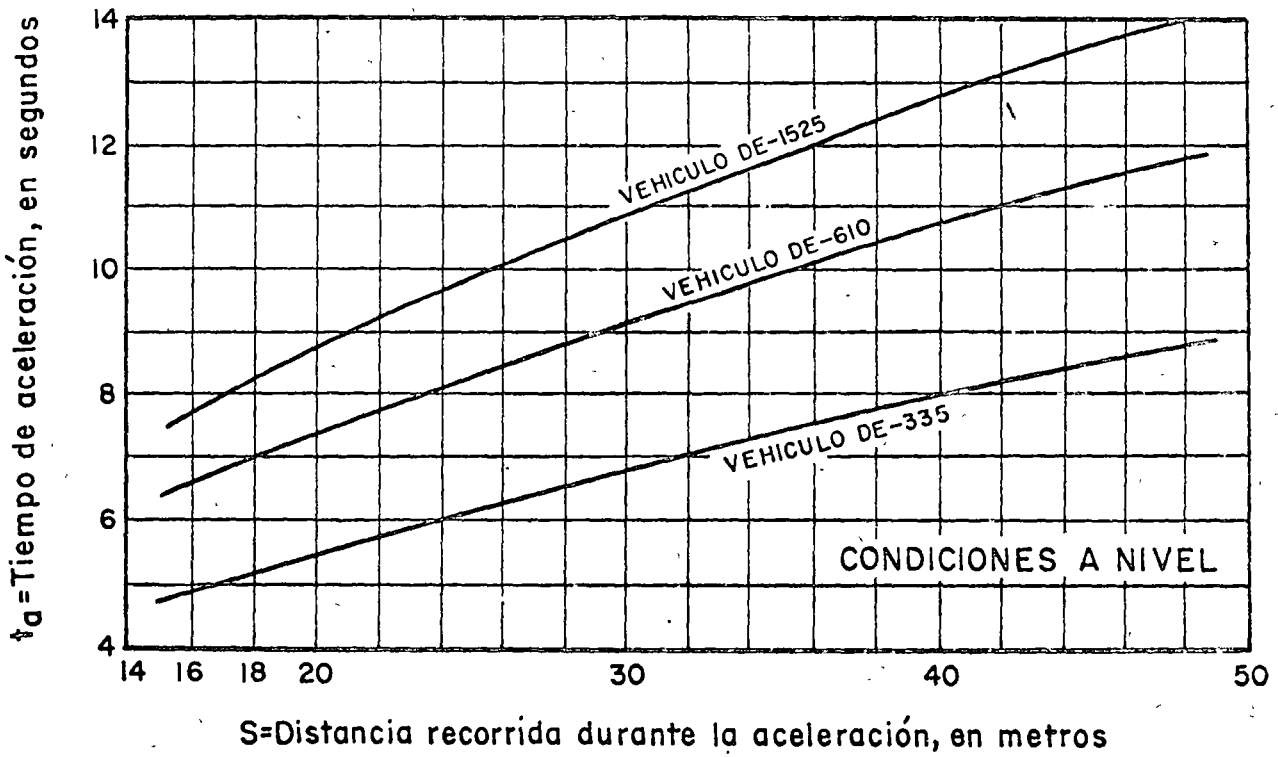


FIGURA 11.55. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. CASO III. DATOS DE LA ACELERACION A PARTIR DE UN ALTO TOTAL

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

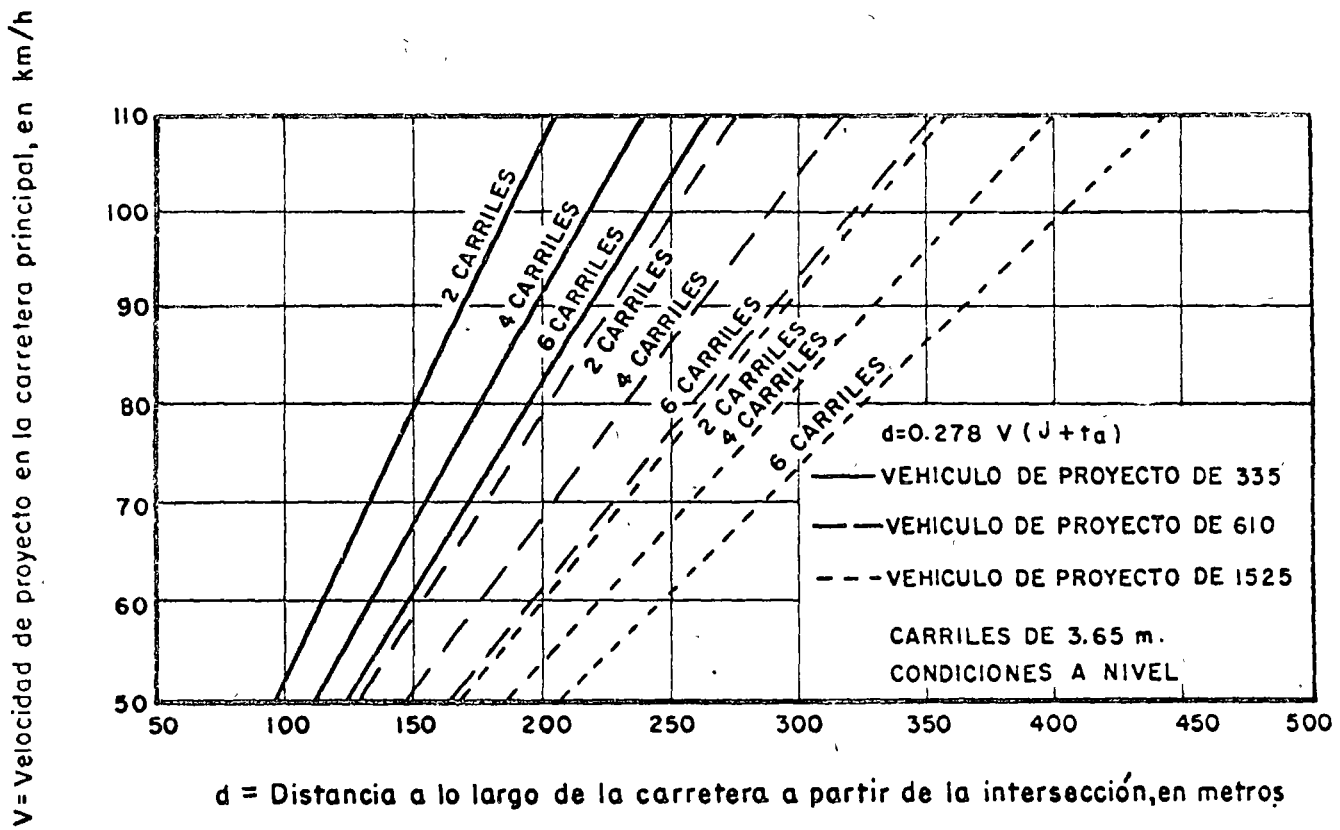


FIGURA 11.56. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. CASO III. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA A LO LARGO DE LA CARRETERA PRINCIPAL

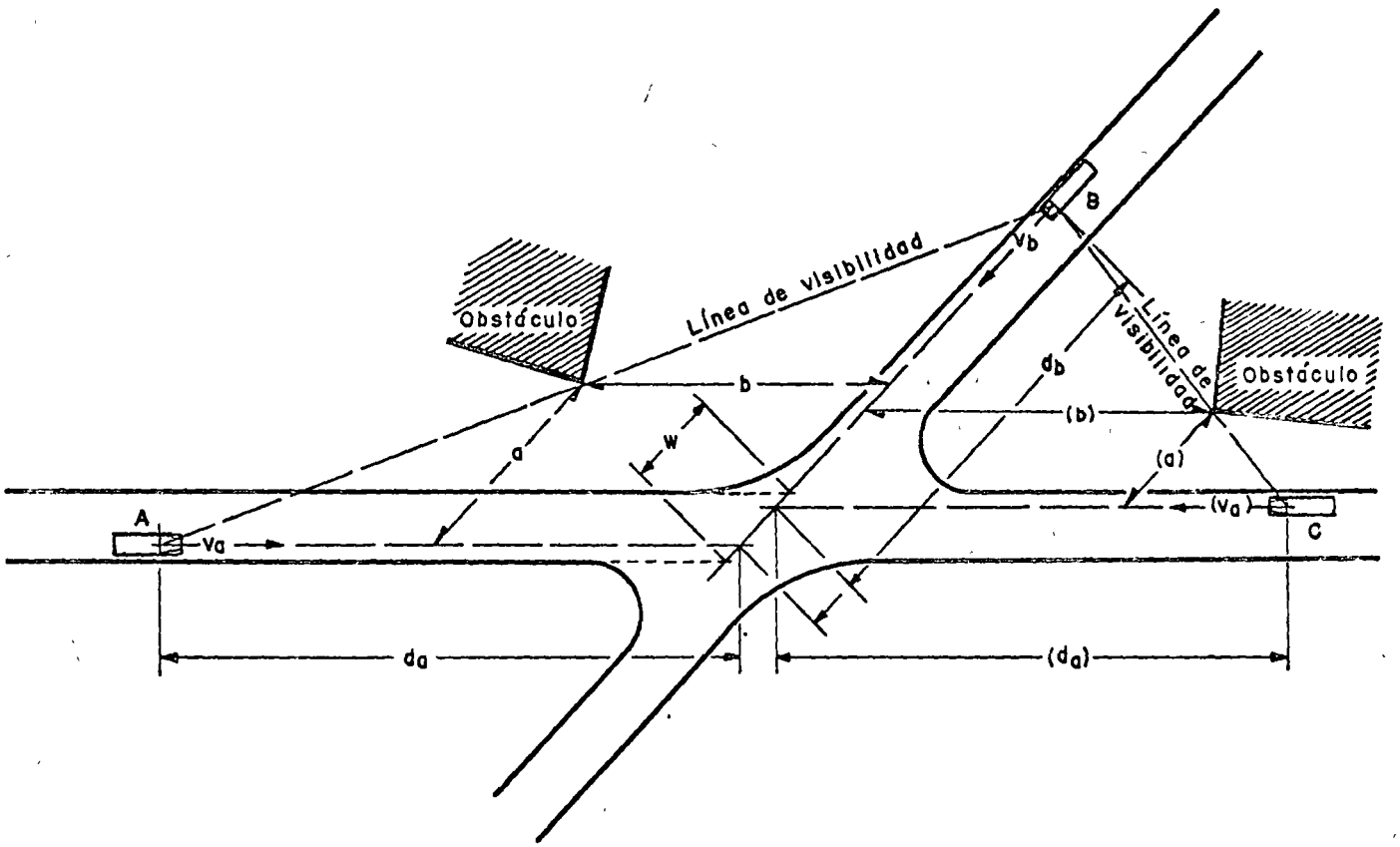


FIGURA 11.57. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. EFECTO DEL ESVIAJAMIENTO

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.

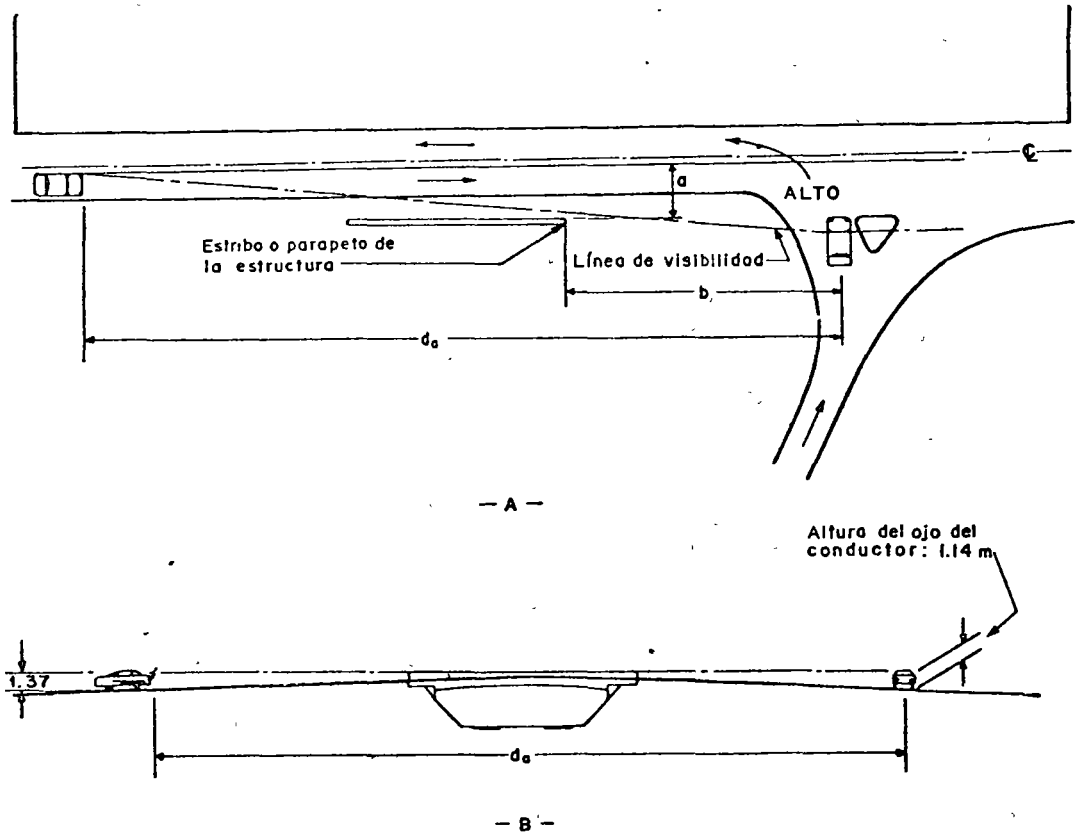


FIGURA 11.58. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA EN LOS EXTREMOS DE RAMPAS CERCANAS A ESTRUCTURAS

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

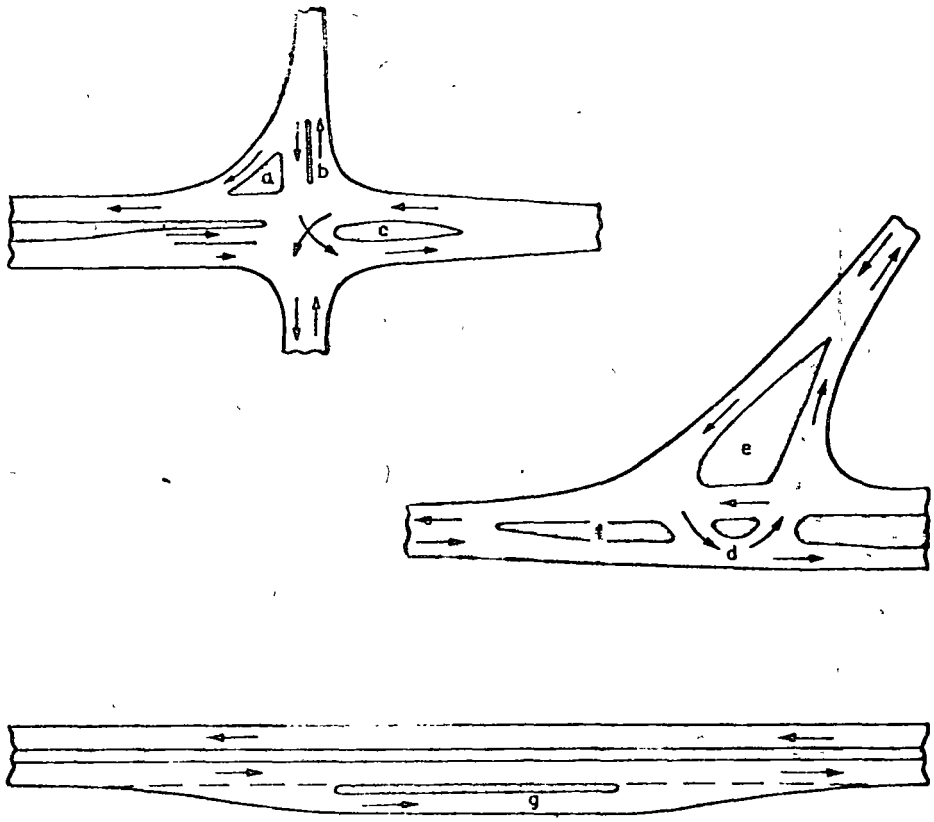


FIGURA 11 59. TIPOS Y FORMAS MAS COMUNES DE ISLETAS

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

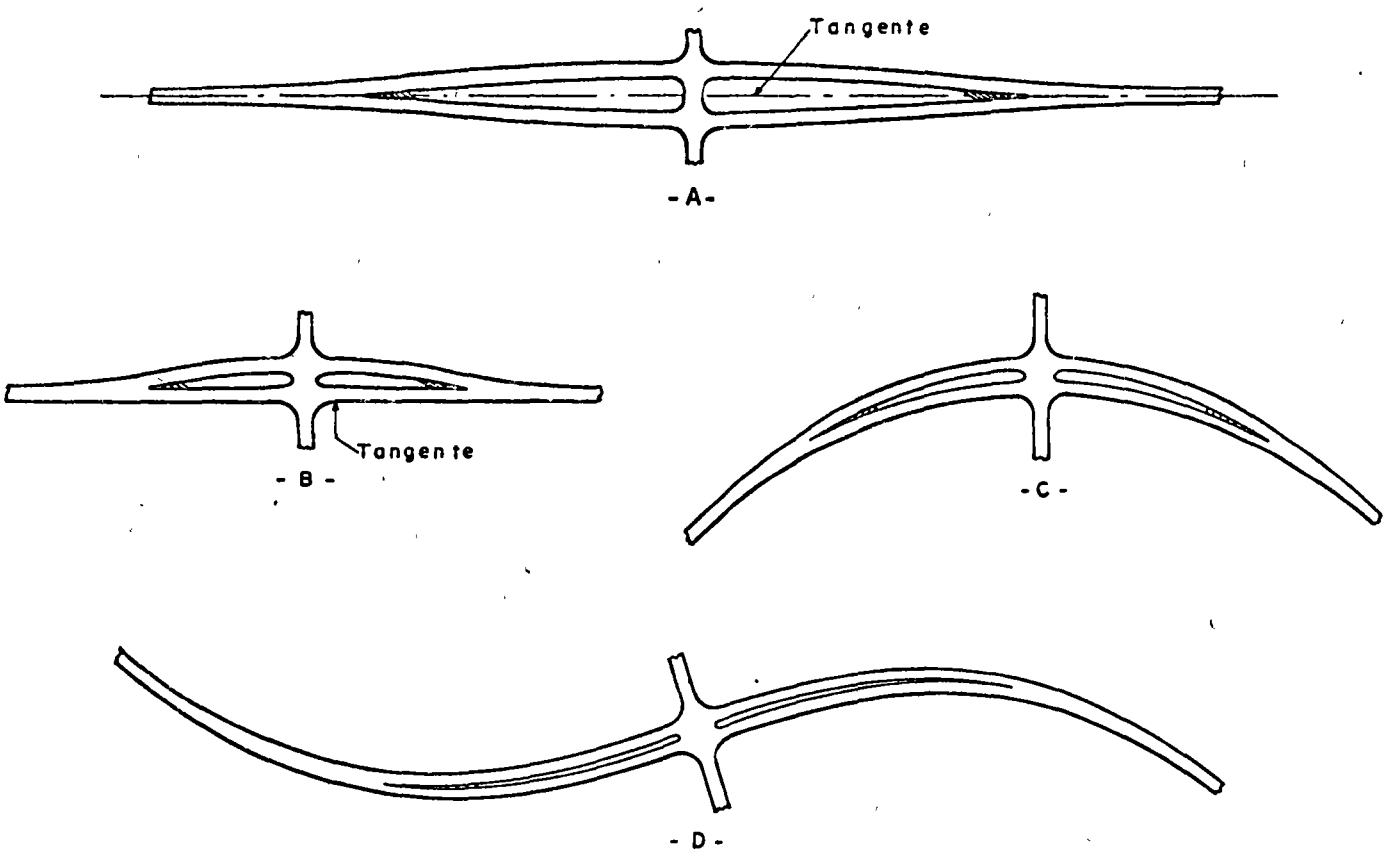


FIGURA 11.60. AMPLIACION DE LA CORONA DEL CAMINO PARA PROPORCIONAR ISLETAS SEPARADORAS

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.

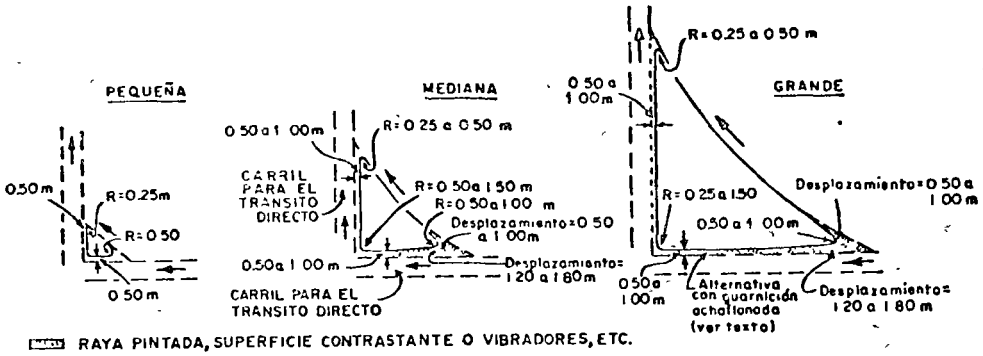
1. Isletas triangulares. Los contornos de las isletas están determinados por las orillas de las calzadas del tránsito directo y la de los enlaces, con su correspondiente espacio libre lateral a las orillas de la isleta. Los vértices de la isleta, deben ser redondeados o biselados para hacerlos más visibles 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.

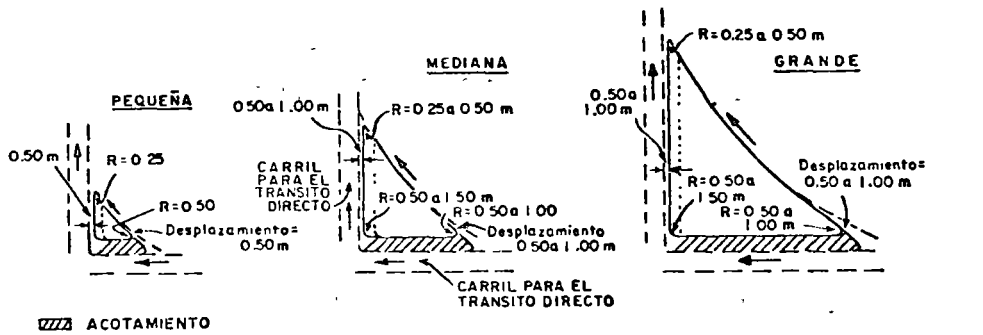
En la Figura 11.61 se ilustran los detalles del diseño para tres tamaños diferentes de isletas triangulares en los dos casos generales. En ella se aprecia que al vértice inferior derecho de cada isleta se le da el tratamiento semejante al de una nariz de acceso.

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

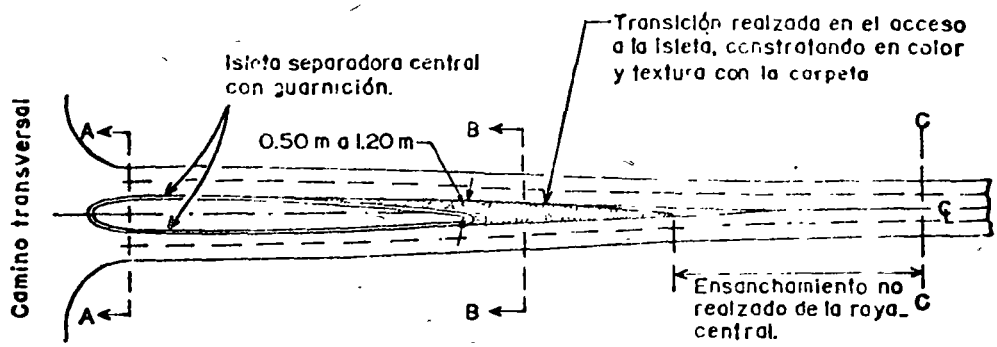
FIGURA 11.61. DISEÑO DE ISLETAS TRIANGULARES

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.

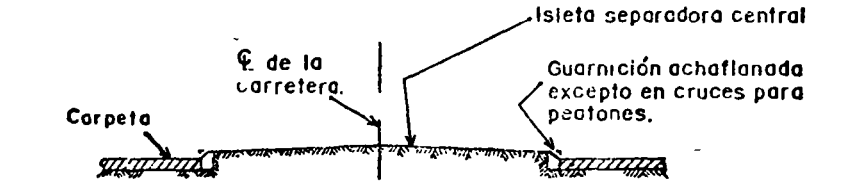
Cuando las isletas medianas o grandes no estén delimitadas por guarniciones, los desplazamientos indicados son deseables pero no esenciales.

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.

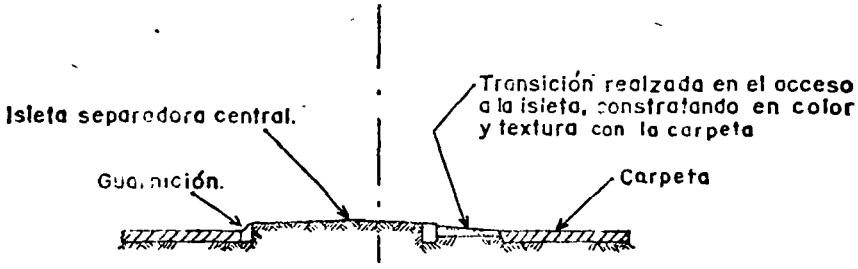
Cuando el acotamiento se prolonga a través de la intersección, la orilla de la isleta puede quedar sobre la orilla del acotamiento, como se muestra en la parte inferior de la Figura 11.61. En el caso en que se tenga velocidades altas y la isleta esté precedida por un carril auxiliar, puede ser



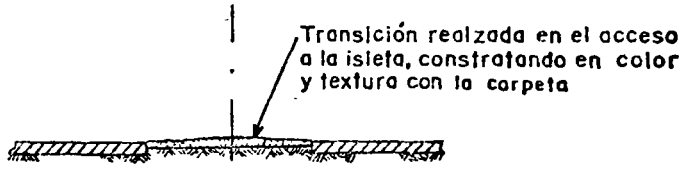
PLANTA



SECCION A-A



SECCION ENTRE A-A y B-B



SECCION B-B

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.

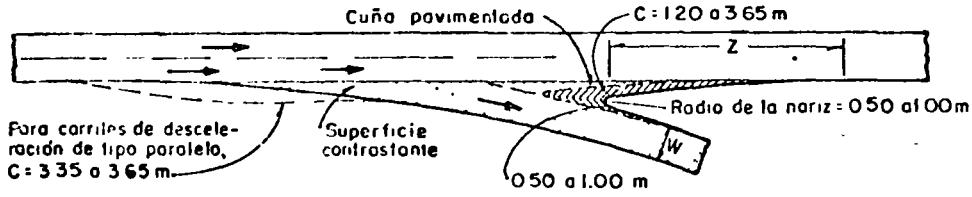
2. Isletas separadoras centrales. El vértice de acceso de una isleta separadora central deberá diseñarse cuidadosamente ya que se encuentra en línea directa con el tránsito que se aproxima. En las zonas rurales, el acceso deberá consistir de un ensanchamiento gradual de la raya central, proporcionado 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.

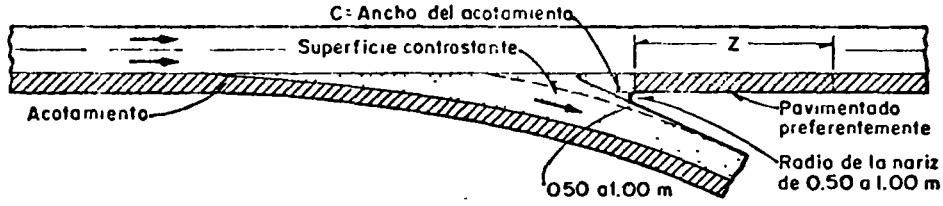
D) Diseño de los extremos de los enlaces. En donde una corriente de tránsito diverge en dos o en donde dos corrientes convergen en una y la velocidad de los vehículos es alta, se requiere un proyecto especial para asegurar una operación conveniente y sin peligro. Los principios generales de diseño para 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.

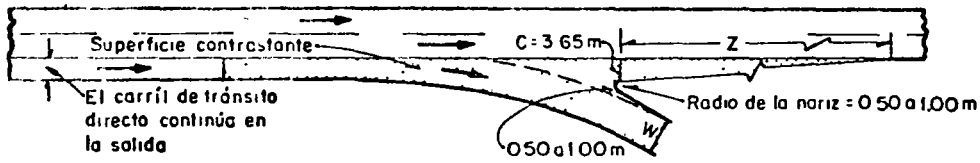
El desplazamiento "C" de la nariz, a partir de la orilla de la calzada del tránsito directo, en la Figura 11.63-A, depende de la longitud y forma de la cuña pavimentada. Para salidas direccionales, se usa un desplazamiento de 1.20 m a 3.65 m, como se indica con la línea llena. A medida que la salida 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



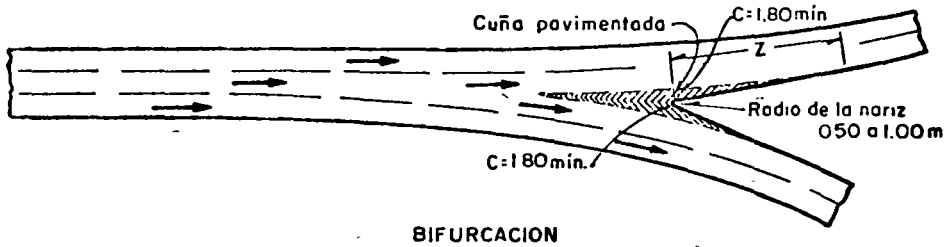
SIN ACOTAMIENTO
-A-



CON ACOTAMIENTO
-B-

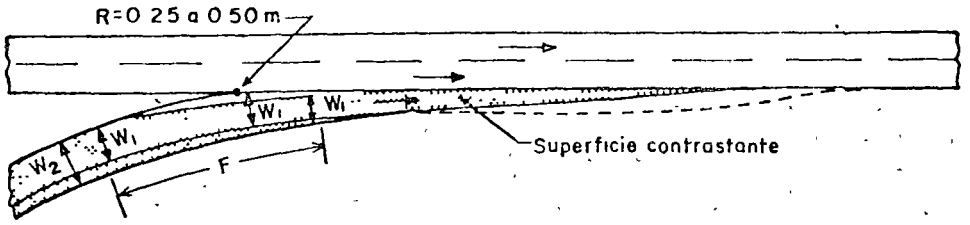


REDUCCION EN EL NUMERO DE CARRILES DE TRANSITO DIRECTO
-C-



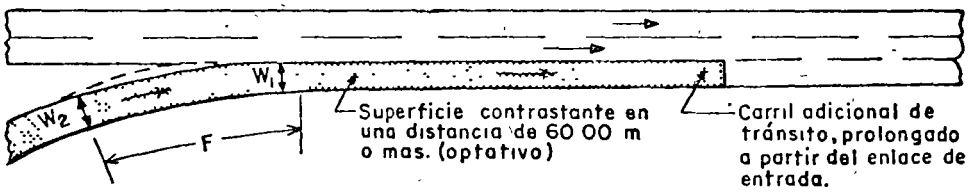
BIFURCACION
-D-

FIGURA 11.63. DISEÑOS PARA LOS EXTREMOS DE SALIDA



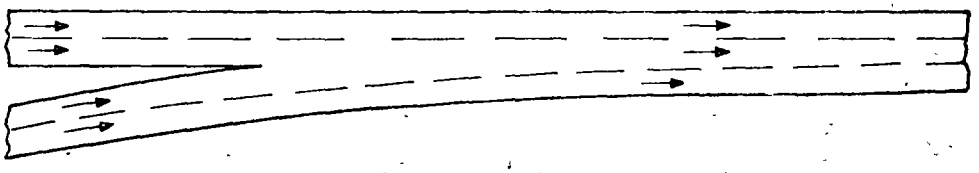
Con carril de aceleración

—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 grádual 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.

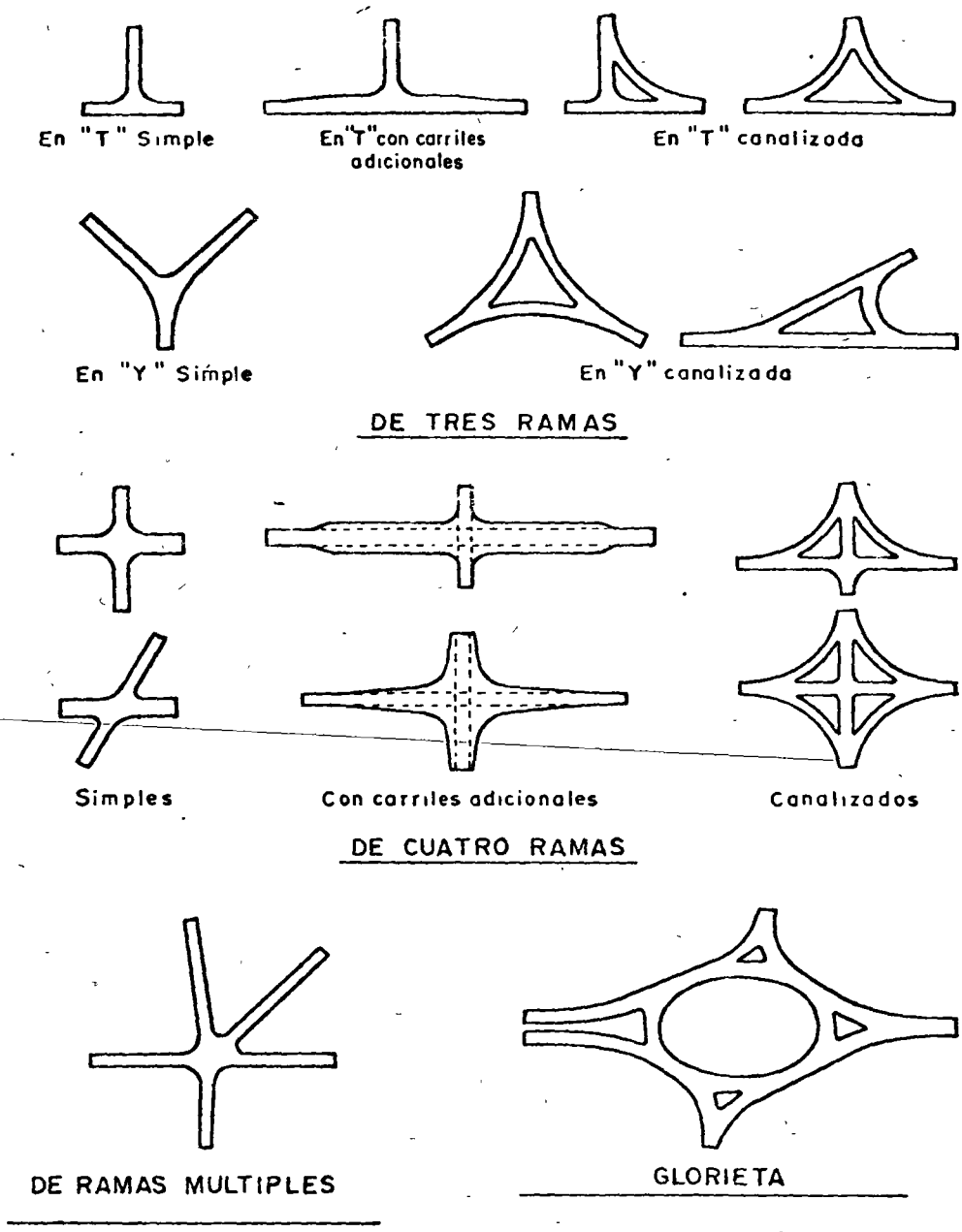


FIGURA 11.65. TIPOS GENERALES DE ENTRONQUES A NIVEL

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.

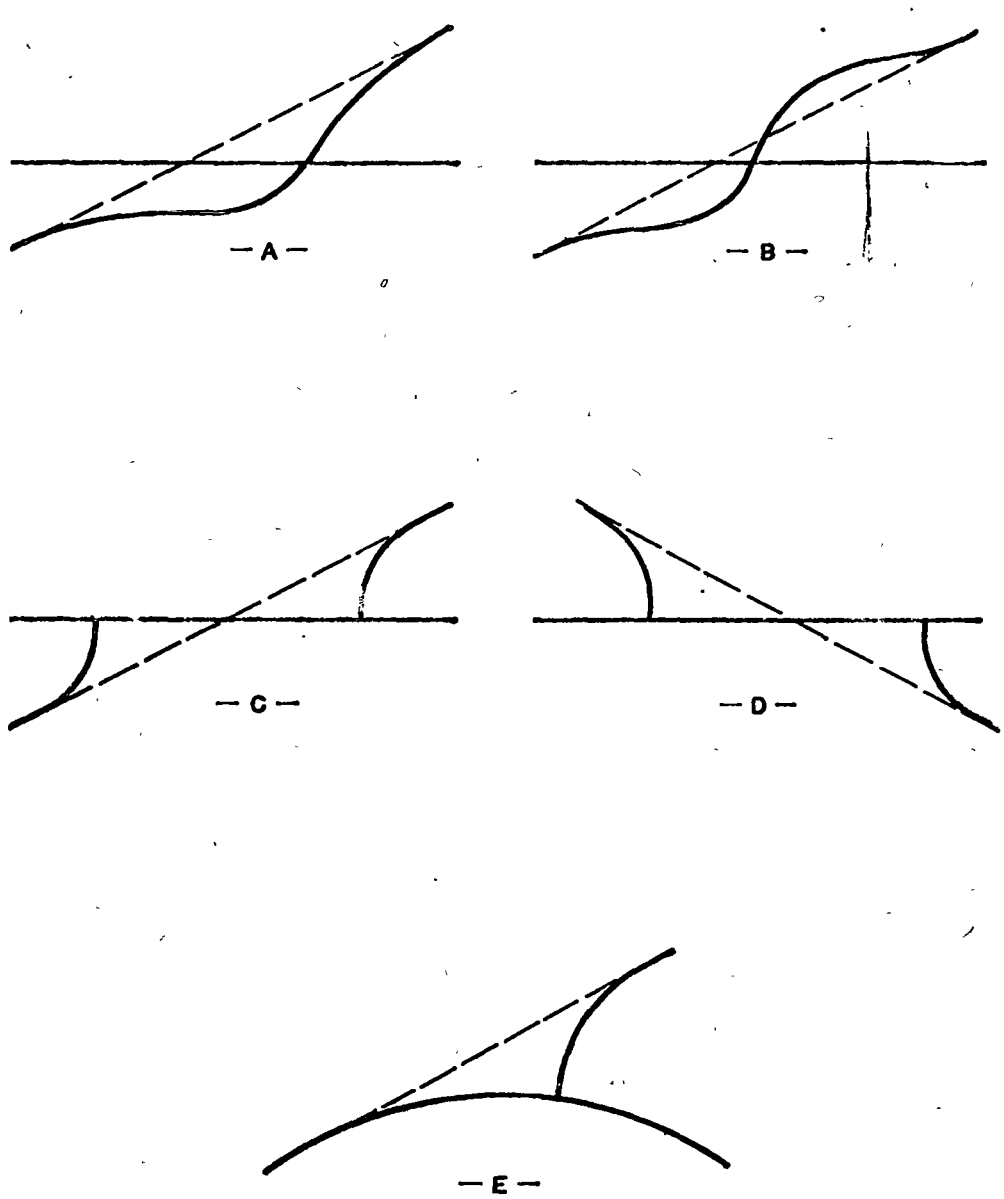


FIGURA 11.66. MODIFICACIONES AL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

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.

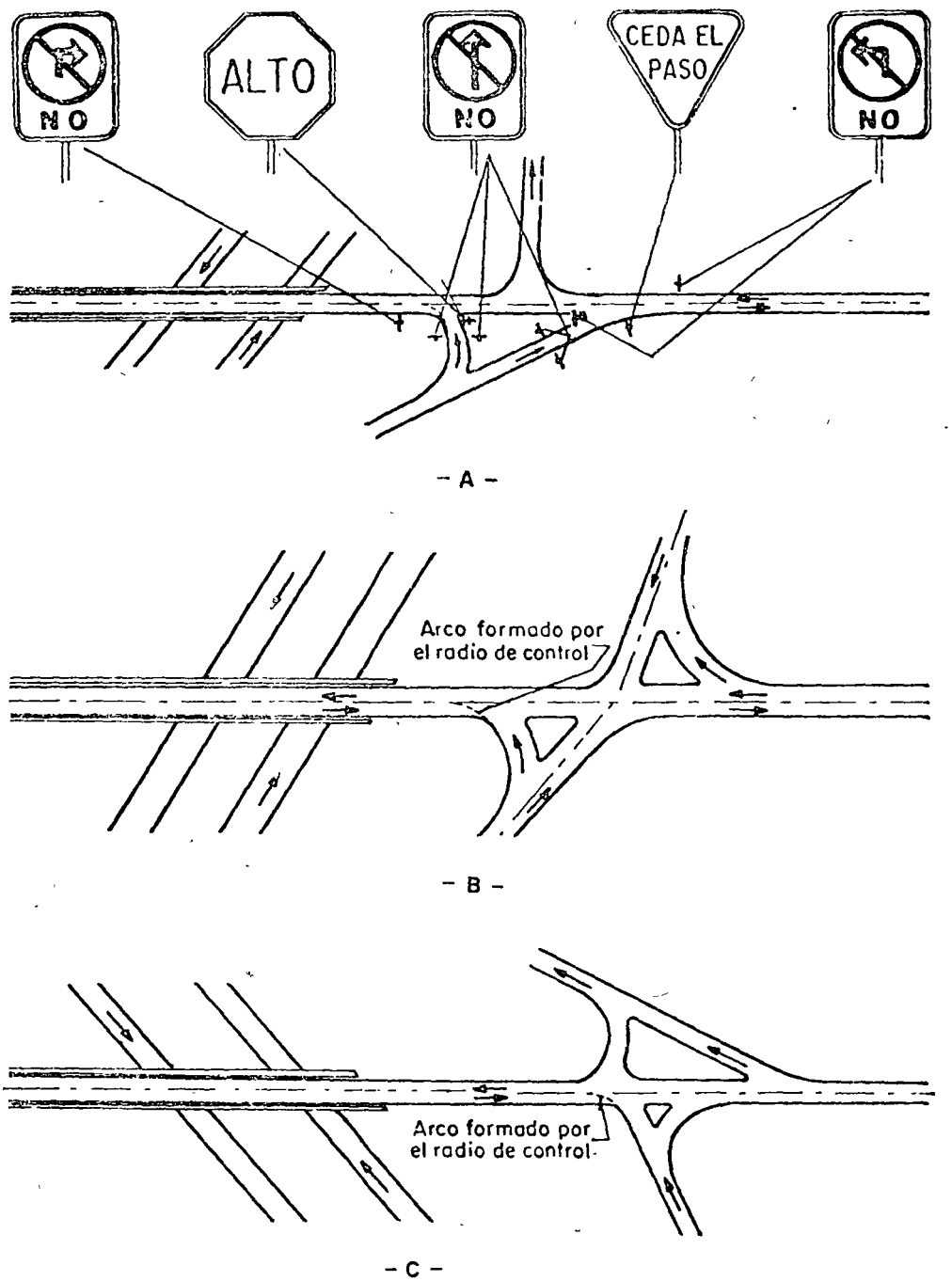
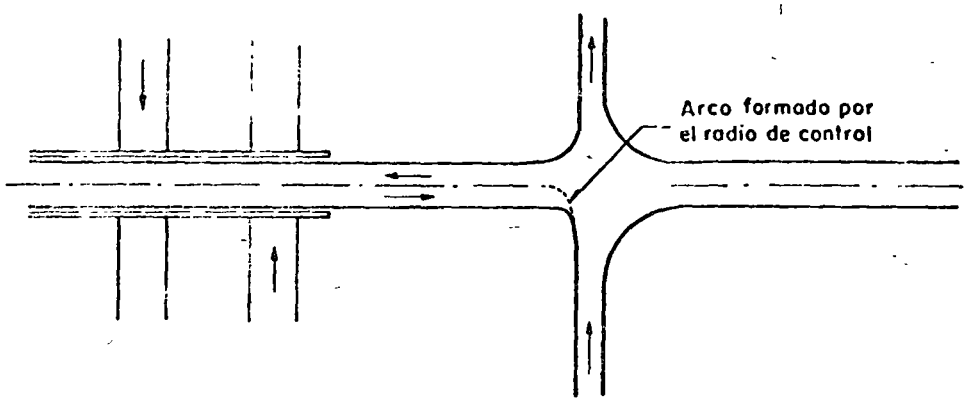
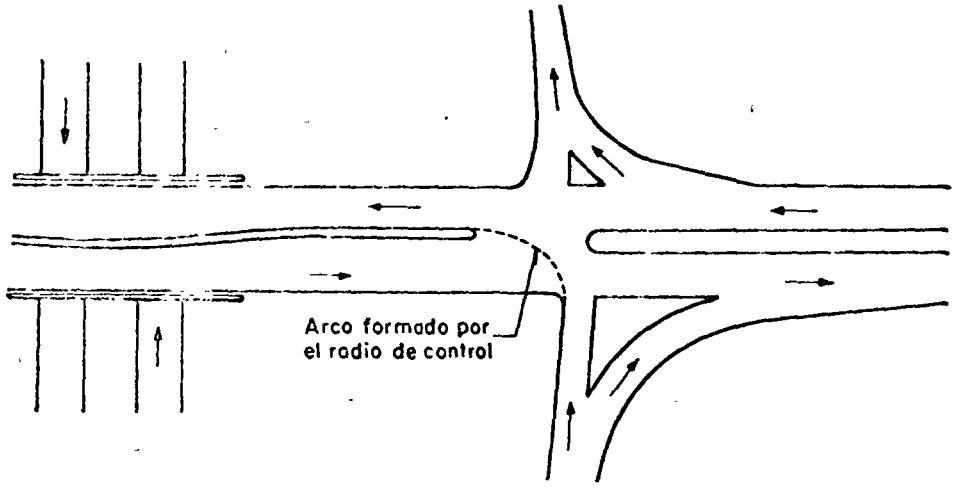


FIGURA 11.67. ENTRONQUE A NIVEL CONSTITUIDO POR EL CAMINO SECUNDARIO Y LAS RAMPAS DE UN ENTRONQUE A DESNIVEL TIPO DIAMANTE



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.

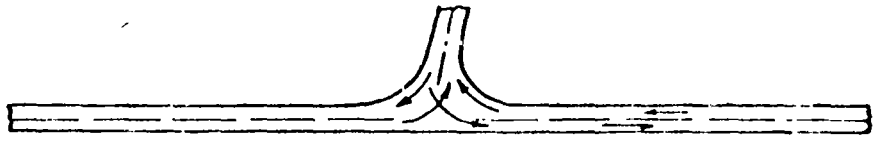
Donde las velocidades son altas y los movimientos de vuelta frecuentes, habrá de asignarse un carril adicional para facilitar las maniobras, en la forma que se ilustra en las Figuras 11.69-B, 11.69-C y 11.69-D. Este carril adicional reduce por una parte el peligro originado por los vehículos que dan 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.

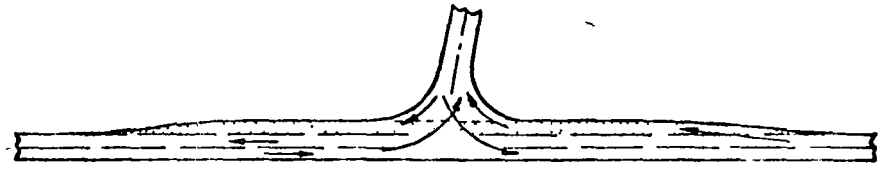
Otro diseño, que no se ilustra, consiste en la asignación de un carril adicional a cada lado del camino principal de dos carriles, convirtiéndolo, en las proximidades de la intersección, en un tramo de cuatro carriles; combinación que resulta apropiada para los casos en que la capacidad en el sitio de 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.



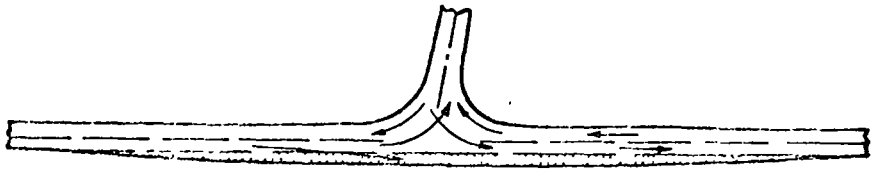
SIMPLE

-A-



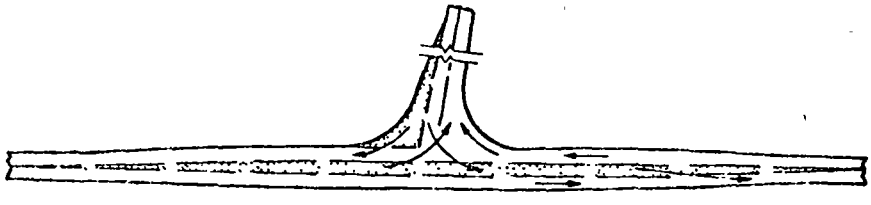
CARRIL ADICIONAL DEL LADO DONDE ENTRONCA EL CAMINO SECUNDARIO

-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.

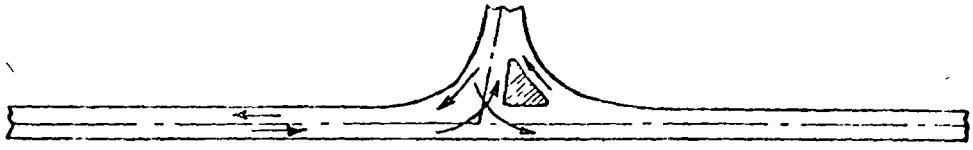
La Figura 11.70-C muestra un entronque canalizado por medio de una isleta separadora ubicada sobre el camino secundario; el sitio para la isleta se proporciona ampliando la corona de este camino y asignando a los movimientos de vuelta a la derecha radios superiores al mínimo. El extremo de la isleta 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.

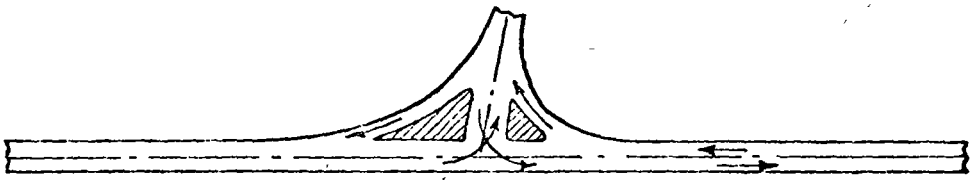
En la Figura 11.71-B se muestra un diseño similar al anterior en el que debido al ángulo de esviaje, los cruces en los puntos *e* y *f* son casi normales, lo que lo hace menos peligroso. En este diseño la isleta deberá ser tan grande como sea posible y deberá colocarse una señal de "Alto" en el punto *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.



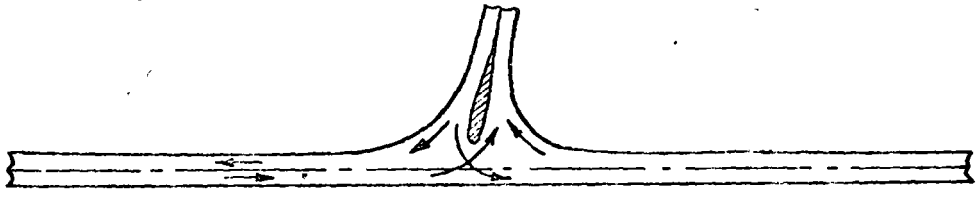
- A -

CON UN SOLO ENLACE



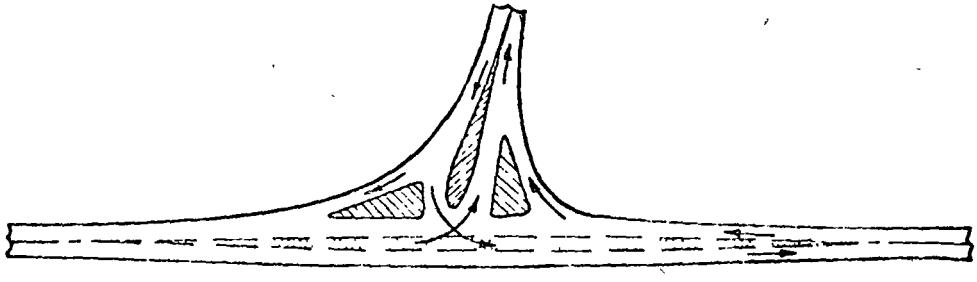
- B -

CON DOS ENLACES



- C -

CON ISLETA SEPARADORA



- D -

CON ISLETA SEPARADORA Y ENLACES

FIGURA 11.70. ENTRONQUES EN "T", CANALIZADOS

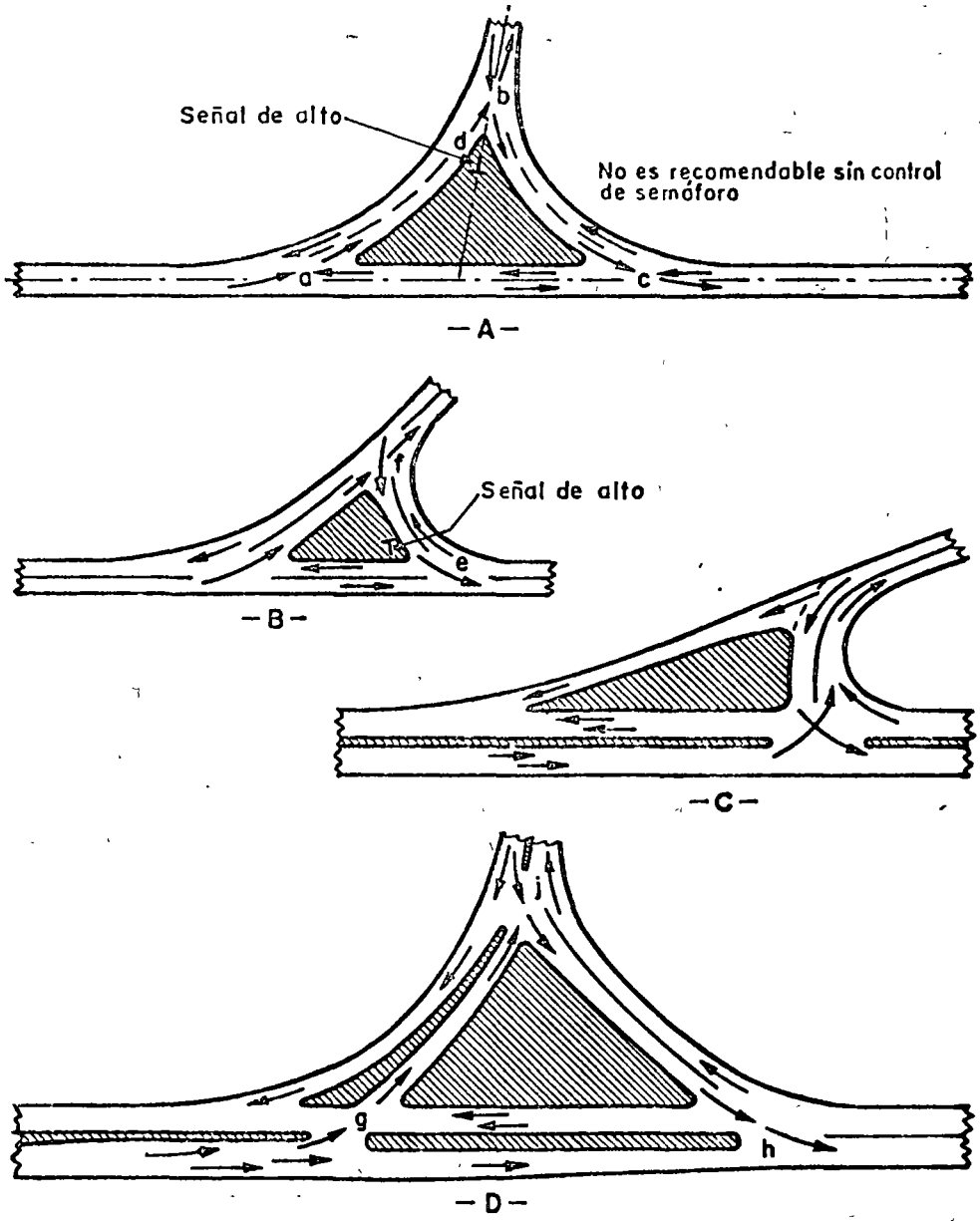


FIGURA 11.71. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CANALIZADAS, CON CIRCULACION EN LOS ENLACES EN AMBOS SENTIDOS

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.

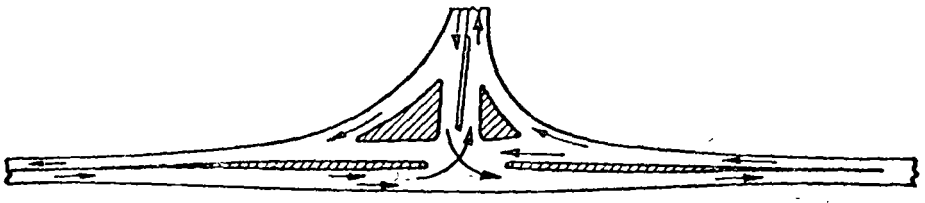
4) Entronques con alto grado de canalización. En carreteras con elevados volúmenes de tránsito y frecuentes movimientos de vuelta se requieren entronques con alto grado de canalización como los mostrados en las Figuras 11.72 y 11.73. La Figura 11.72-A corresponde a una intersección de caminos con dos 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.

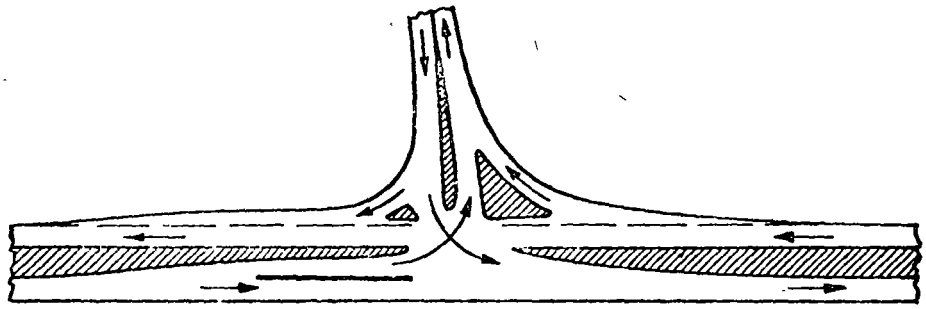
La Figura 11.73-A corresponde a un entronque en Y canalizado, adecuado para dos carreteras que convergen en ángulo agudo. Este diseño es realizable, ya sea con caminos divididos o en caminos de dos carriles en ambos sentidos. Como las vueltas hacia la izquierda son las de menor importancia se realizan 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-



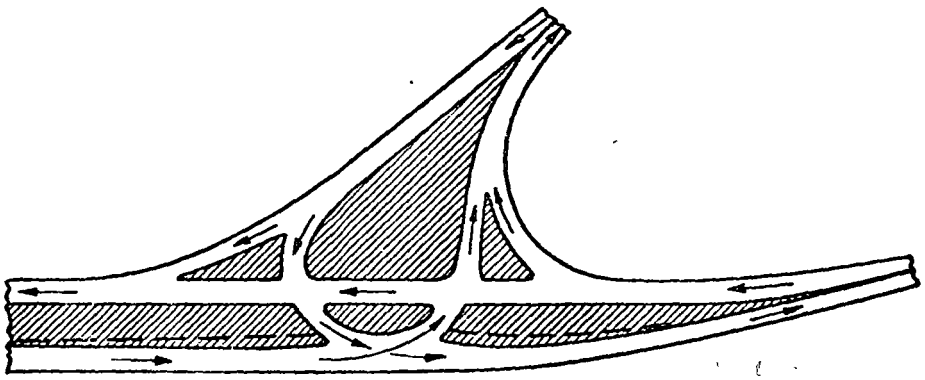
CON ISLETAS SEPARADORAS Y ENLACES

—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

dados 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-

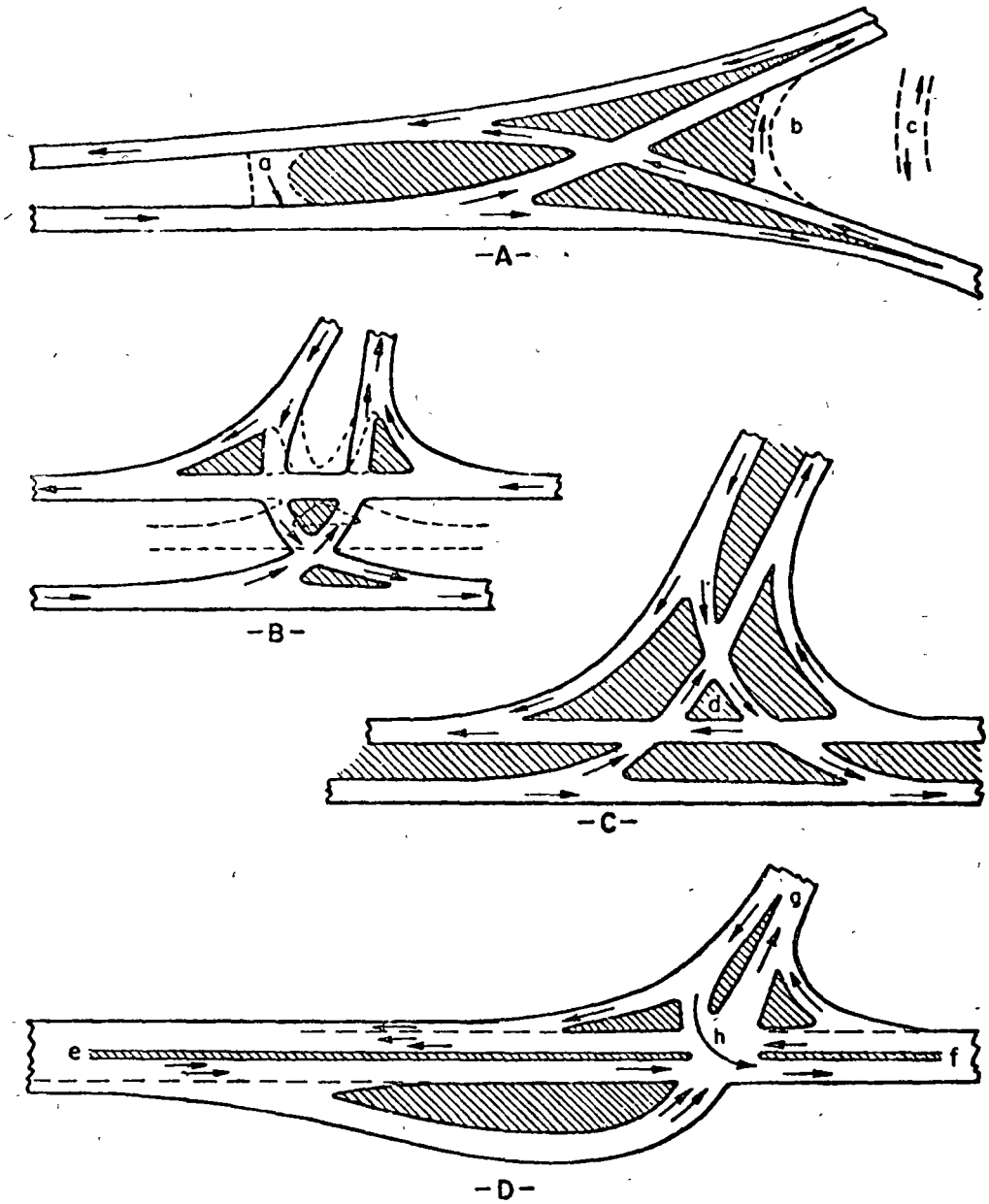


FIGURA 11.73. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

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.

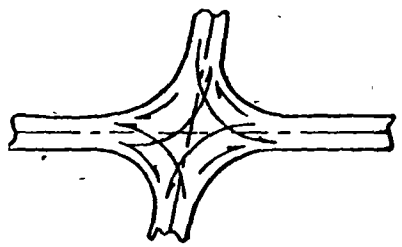
La longitud del carril adicional debe calcularse de la misma forma que la de los carriles para cambio de velocidad y la longitud en que el ancho de este carril sea uniforme, debe ser mayor de 45.00 m, del lado del acceso, y de 60.00 m del lado de la salida del entronque.

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.

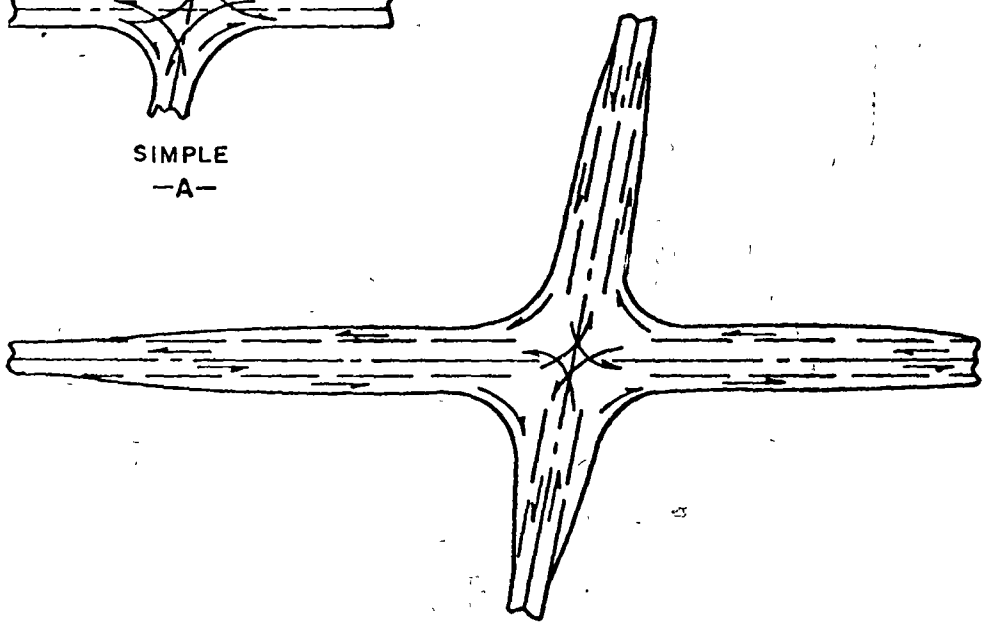
2. Entronques canalizados. En la Figura 11.75 se muestran ejemplos de los diseños usuales de este tipo, con canalizaciones simples. Es frecuente proporcionar enlaces para vueltas a la derecha como el indicado en la Figura 11.75-A, cuando los movimientos de vuelta a la derecha son importantes, o para 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.

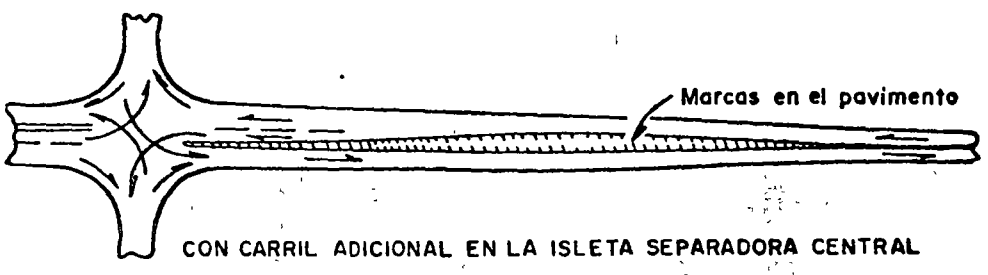
La Figura 11.75-C muestra un cruce con enlaces en sus cuatro cuadrantes, adecuado para los sitios donde haya suficiente espacio disponible y elevado volumen de tránsito que dé vuelta, particularmente en áreas suburbanas donde transiten peatones. Este diseño no se aplica comúnmente en carreteras de dos 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



SIMPLE
—A—



CON CARRILES ADICIONALES
—B—



CON CARRIL ADICIONAL EN LA ISLETA SEPARADORA CENTRAL
—C—

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-

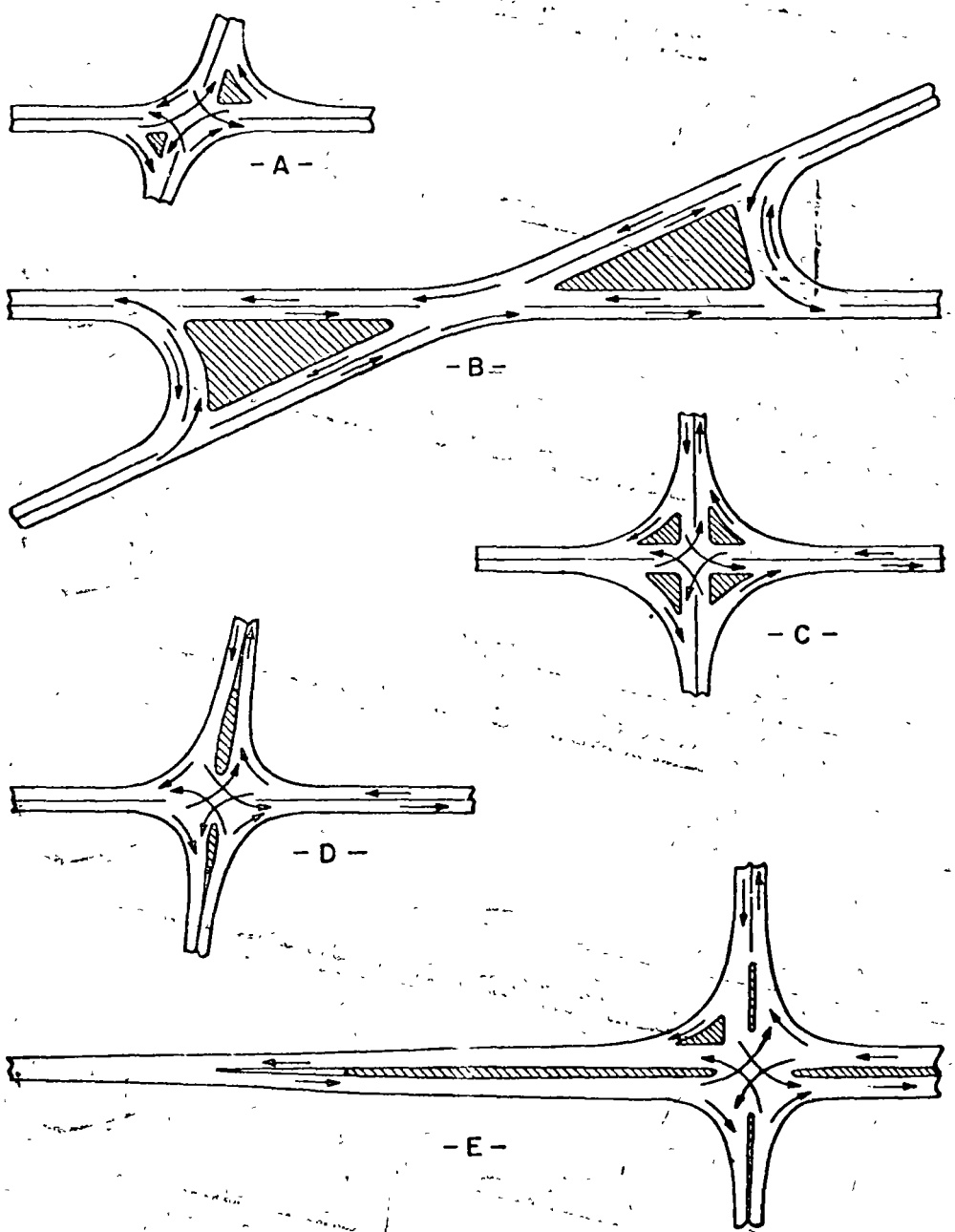


FIGURA 11 75. ENTRONQUES CANALIZADOS DE CUATRO RAMAS

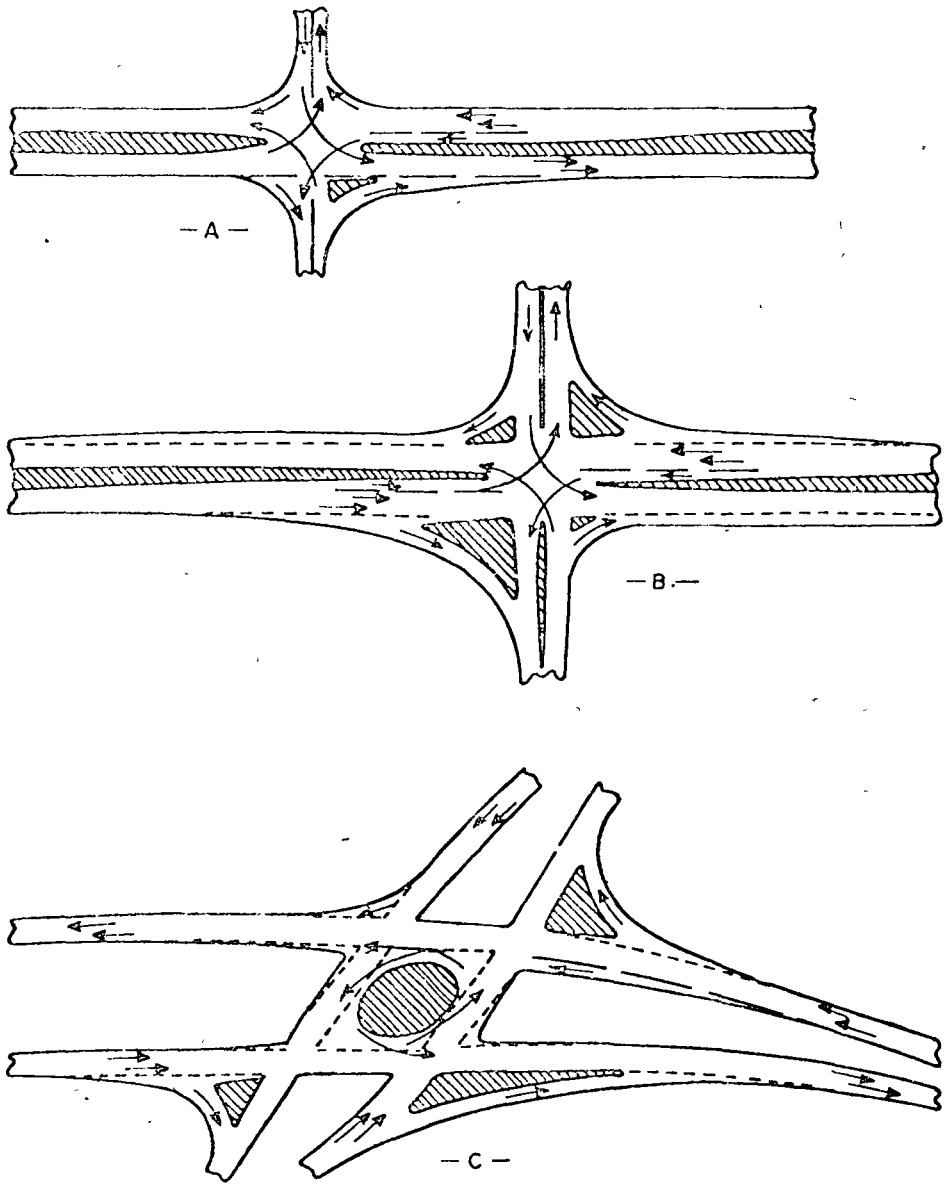


FIGURA 11.76 ENTRONQUES DE CUATRO RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

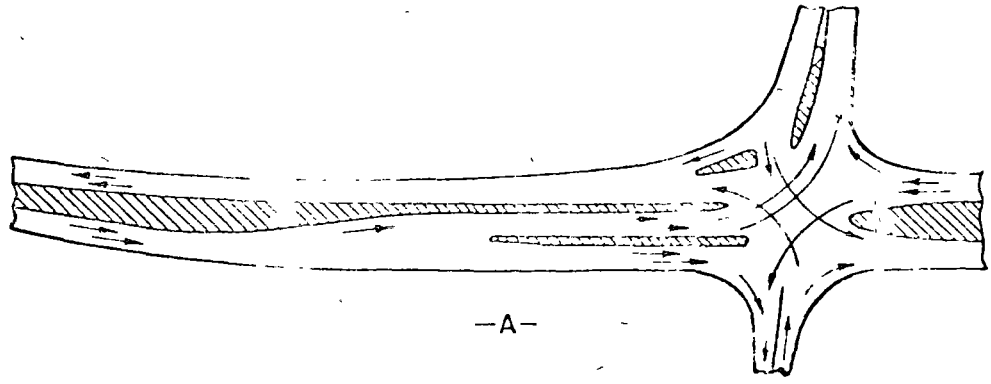
foro, conservándose la capacidad del entronque con semáforos de dos fases.

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.

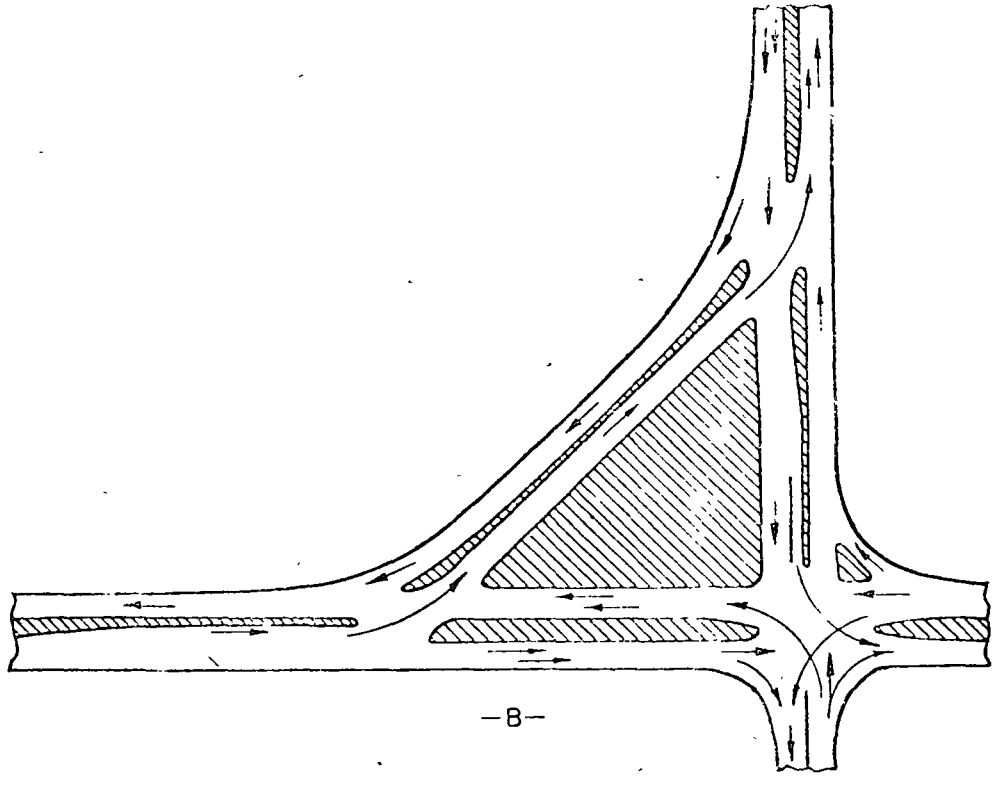
La Figura 11.77-B muestra un diseño específico para aquellos casos en que existen en uno de los cuadrantes, volúmenes excepcionalmente altos, tanto del tránsito directo como del que da vuelta. La fuerte circulación hacia la izquierda se desvía del punto principal de la intersección por medio de un enlace 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 secundários 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.



—A—



—B—

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.

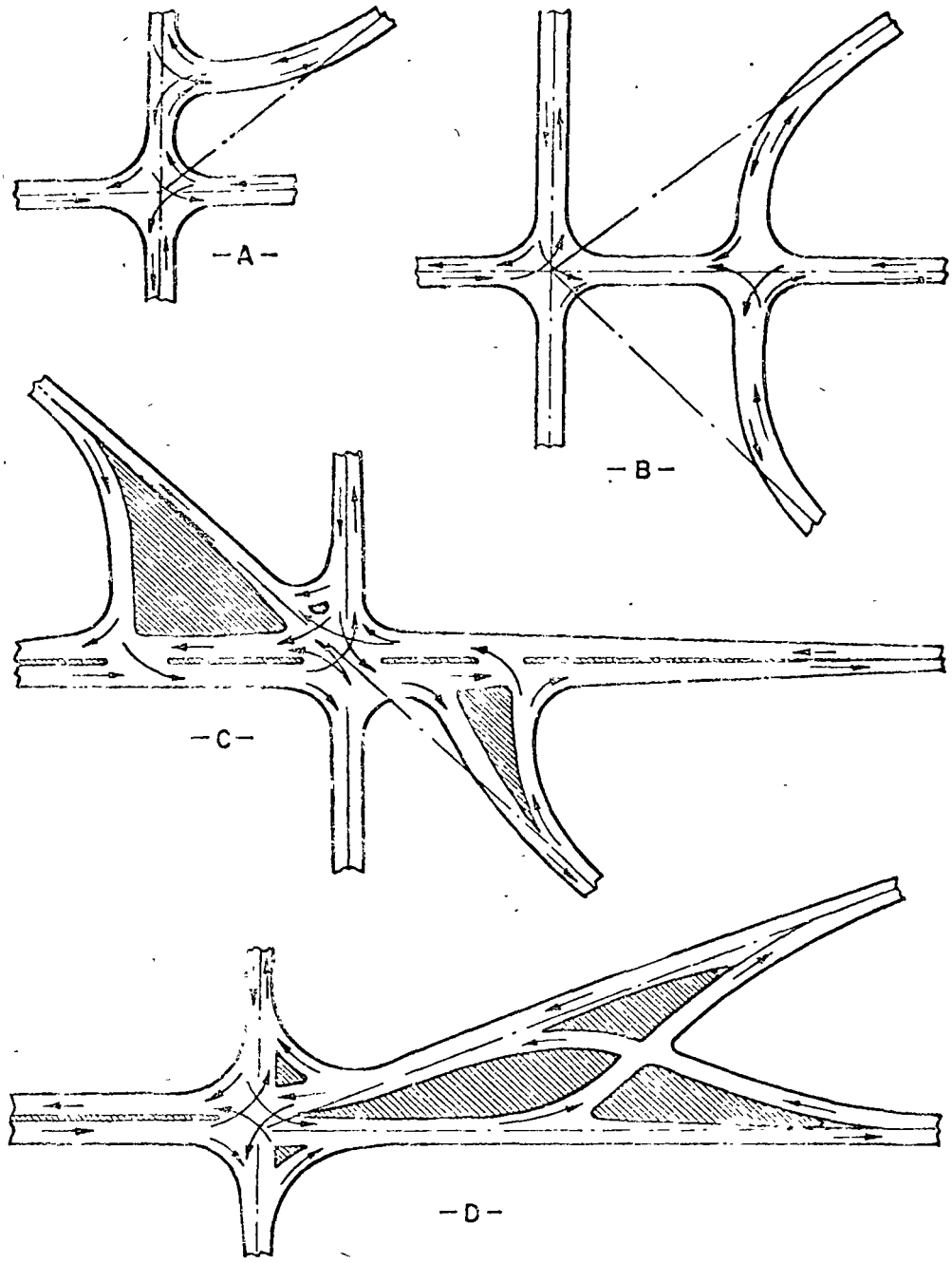


FIGURA 11 73. ENTRONQUES DE RAMAS MULTIPLES

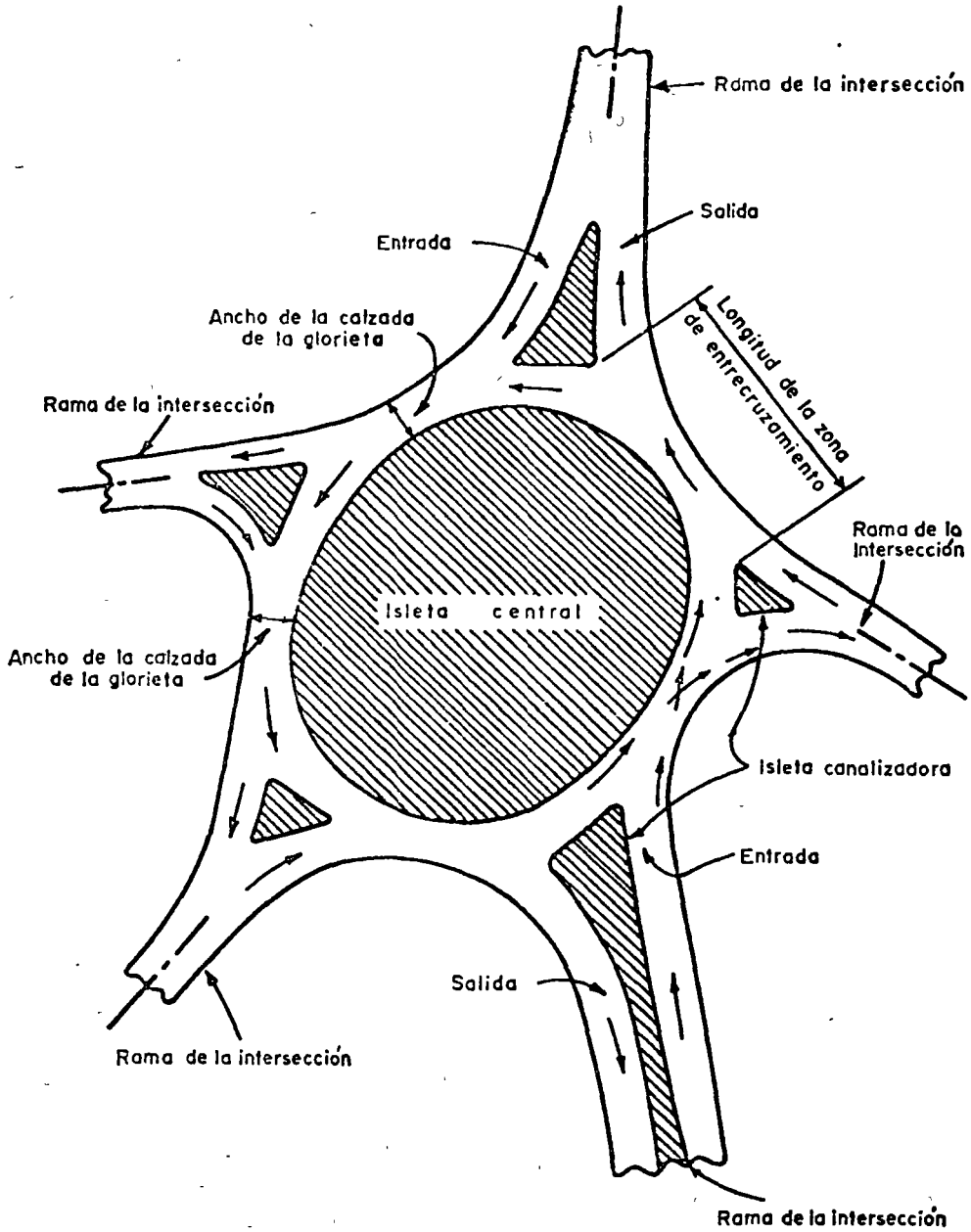


FIGURA 11 79. TERMINOS EMPLEADOS EN EL PROYECTO DE GLORIETAS

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 decremento en la velocidad, efecto de la diferencia entre la correspondiente a los caminos y la de la glorieta, deberá efectuarse en los accesos de aquellos, 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 periodos 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.

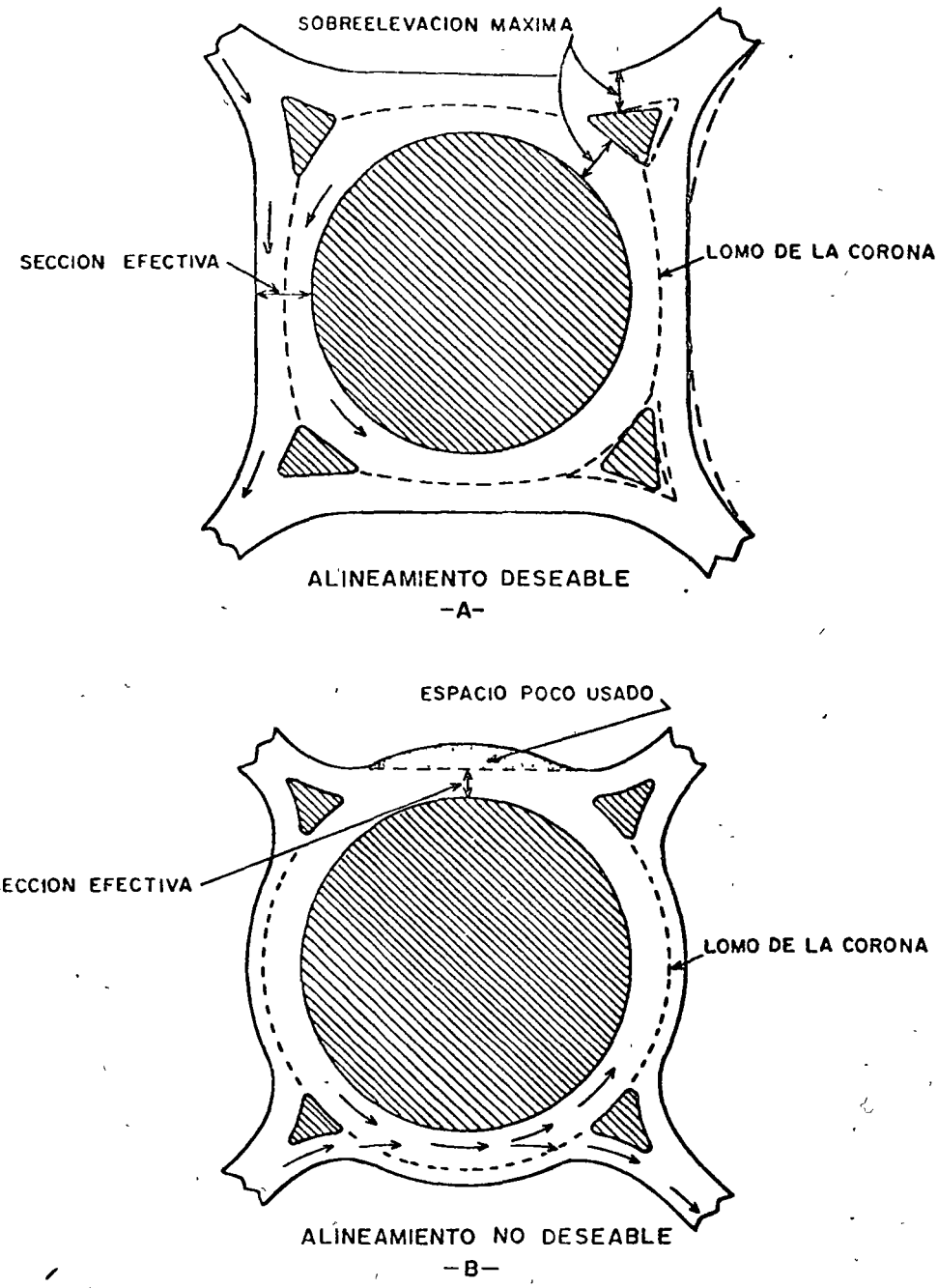


FIGURA 11.80. ALINEAMIENTO DE LA CALZADA DE LA GLORIETA

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.

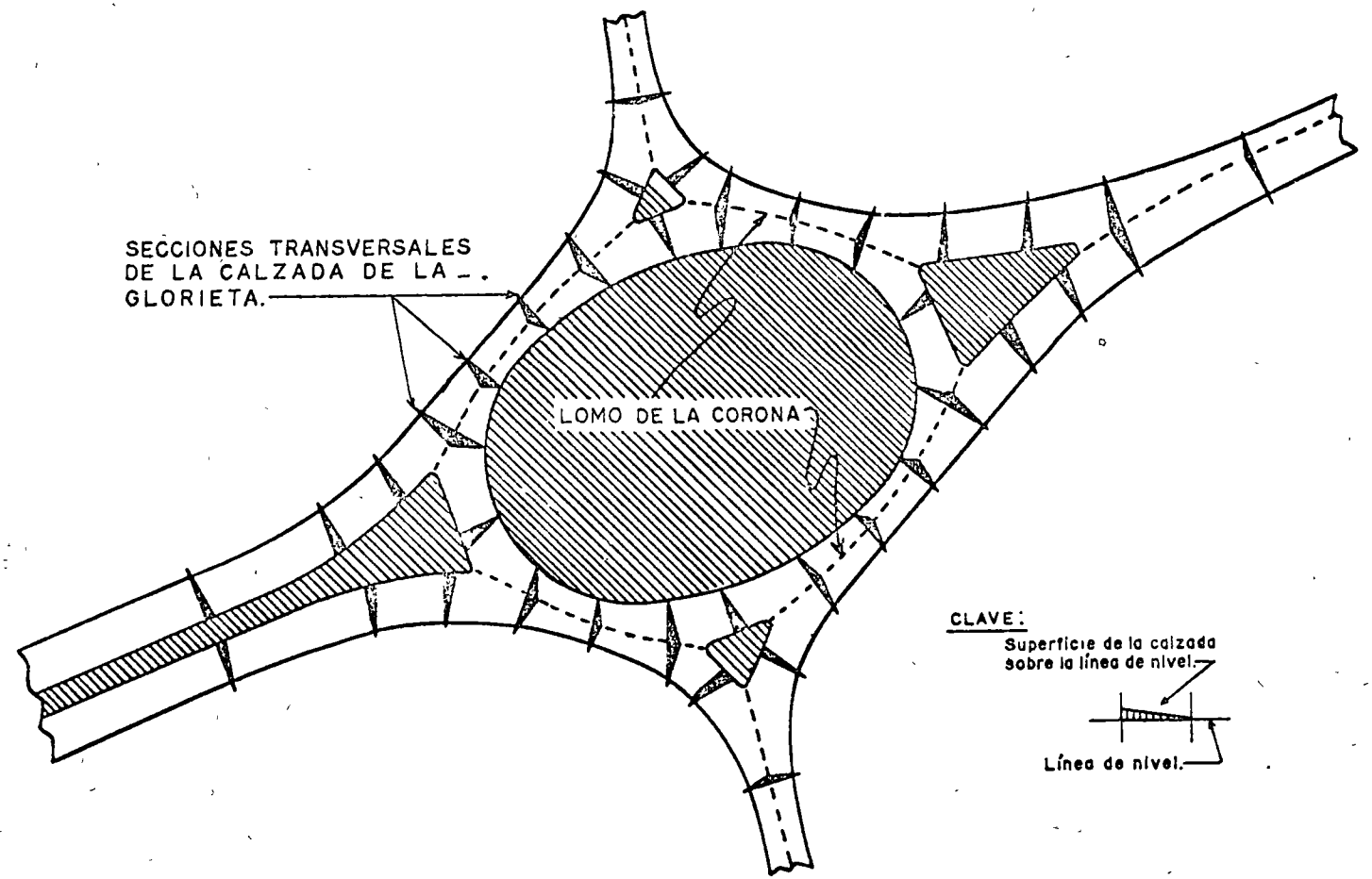


FIGURA 11.81. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA CALZADA

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

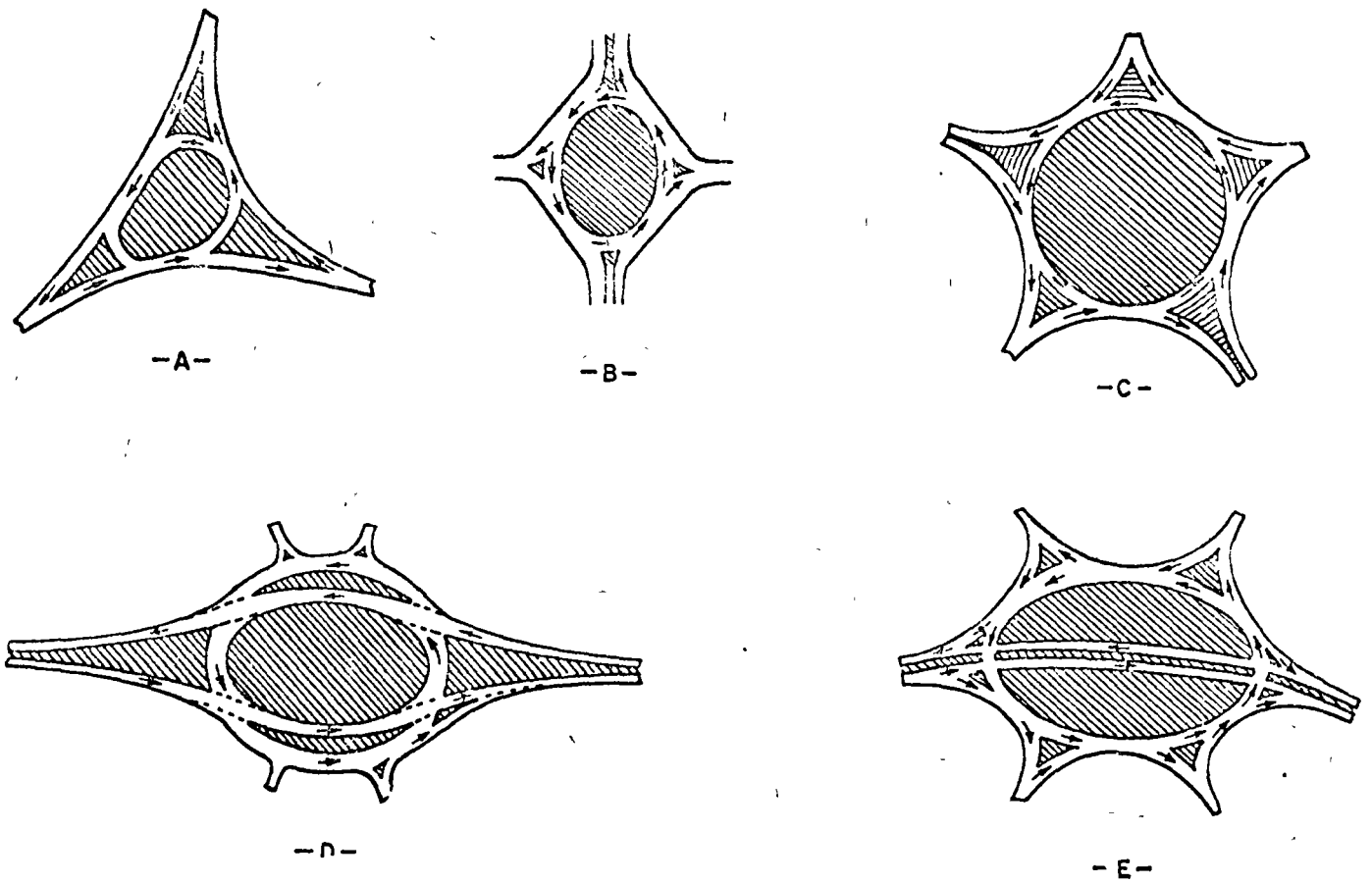


FIGURA 11.82. TIPOS DE GLORIETAS

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-

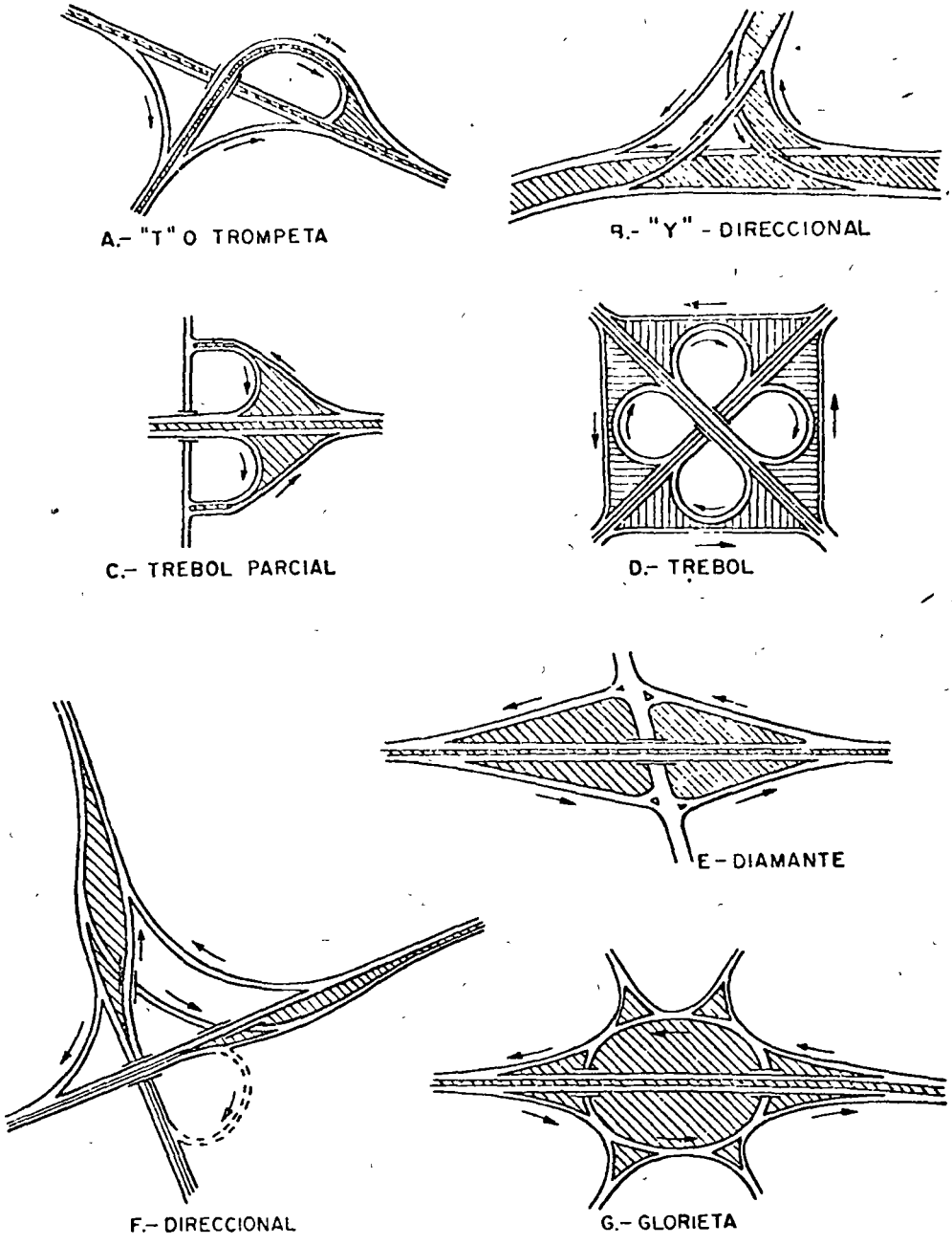


FIGURA 11 83 TIPOS GENERALES DE ENTRONQUES A DESNIVEL

menos 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.

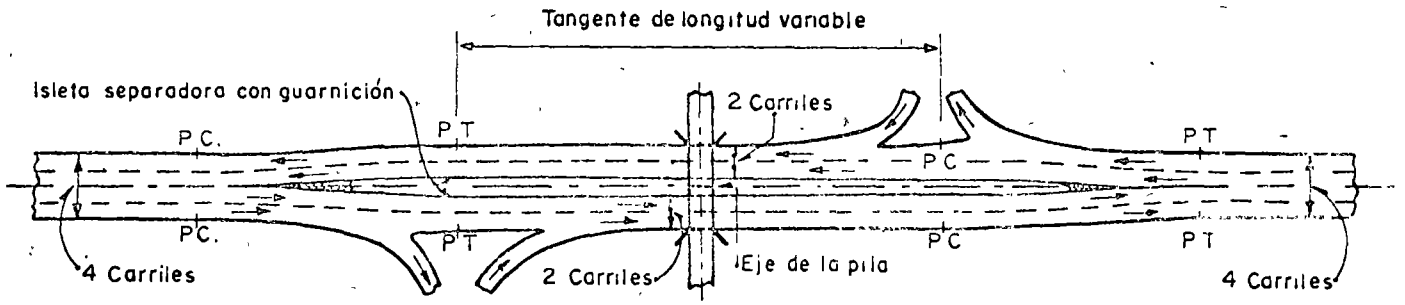
Cuando una o ambas carreteras que se intersectan en un entronque a desnivel son de dos carriles y el tipo adecuado de rampas incluye vueltas directas a la izquierda, todas las operaciones son las mismas que las de un entronque de tres ramas a nivel, y los volúmenes determinarán si es necesario o no incrementar 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.

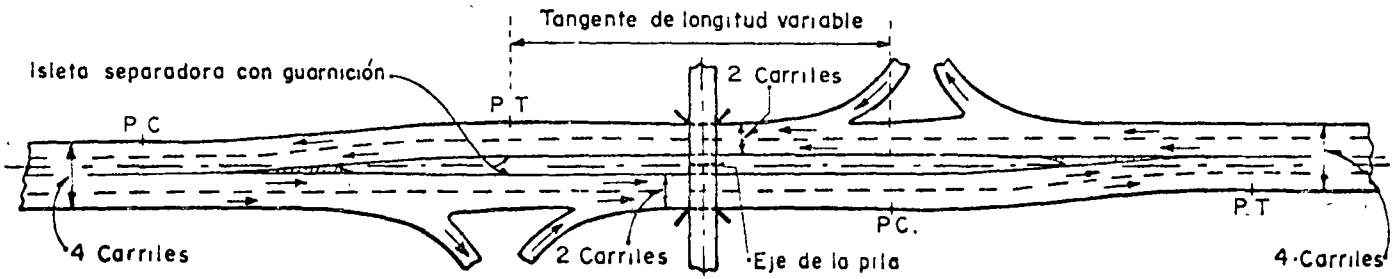
B) Distancia de visibilidad. La distancia de visibilidad en las carreteras a través de un entronque a desnivel debe ser cuando menos igual a la distancia de visibilidad de parada y de preferencia mayor.

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

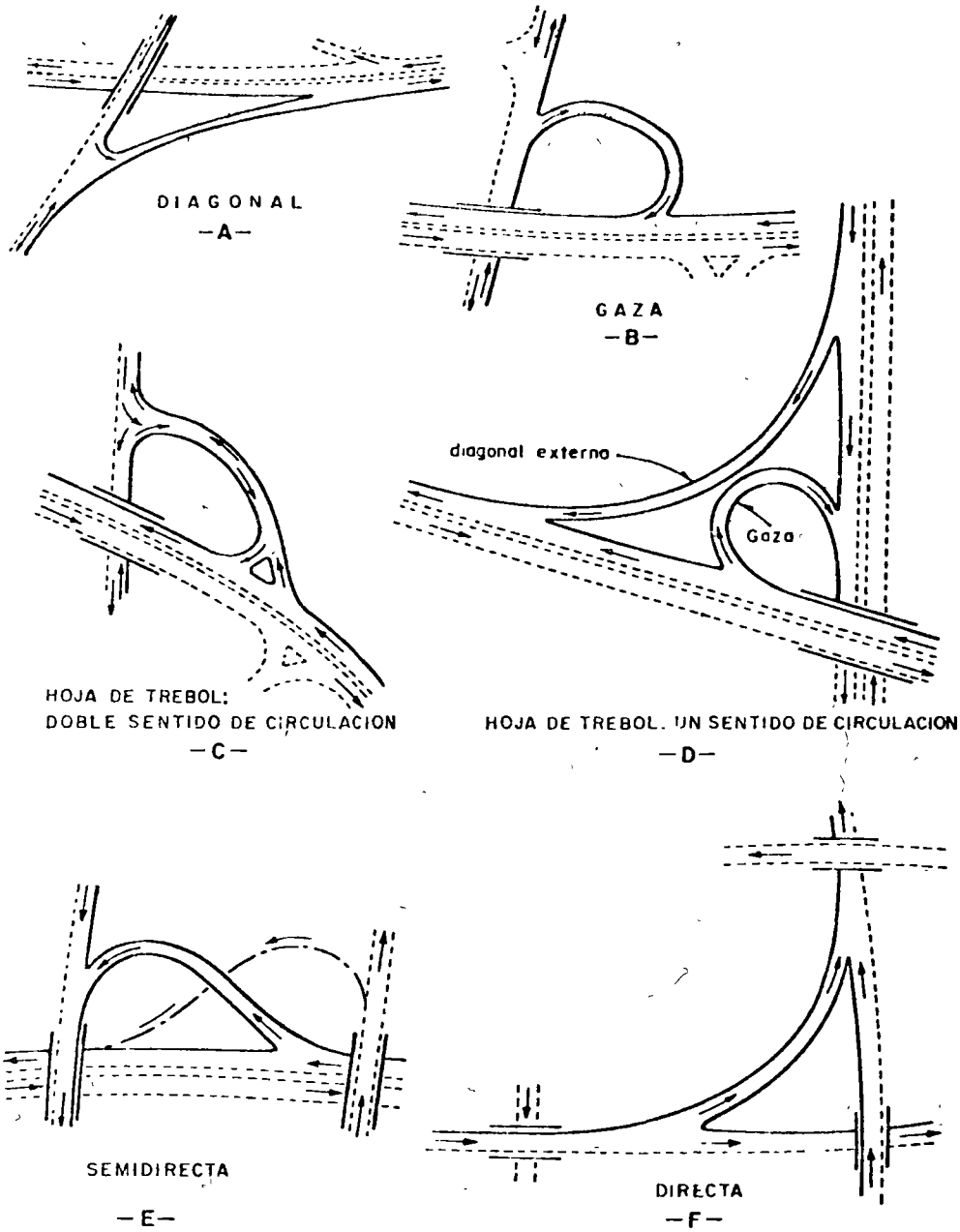


FIGURA 11.85. TIPOS DE RAMPAS

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 altò.

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.

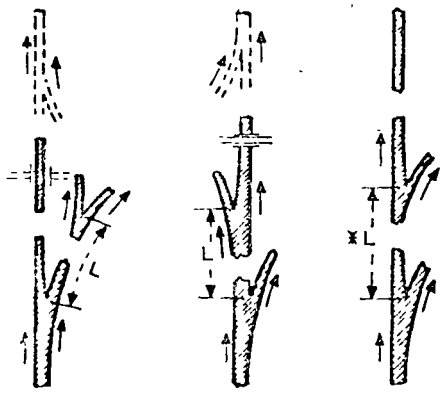
En la tabla 11-T se indican los valores de la velocidad de proyecto en los extremos de las rampas para los diferentes valores de la velocidad de proyecto de los caminos que se intersectan.

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

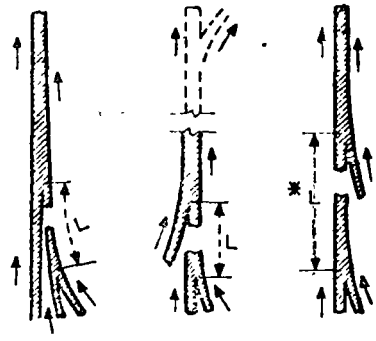
La determinación de la velocidad de proyecto en la rampa, depende principalmente del tipo de carreteras que se intersectan y de las características físicas del lugar. En gran parte estas condiciones determinan el tipo de las rampas, para lo cual se aplican los siguientes principios en la selección de 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



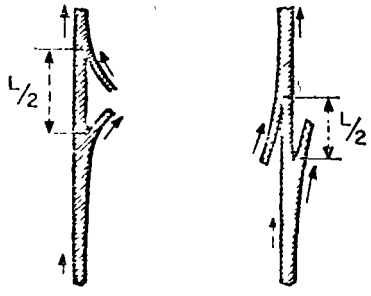
EXTREMOS DE SALIDA SUCESIVOS

— A —



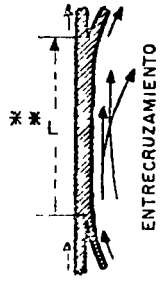
EXTREMOS DE ENTRADA SUCESIVOS

— 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 a 100	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

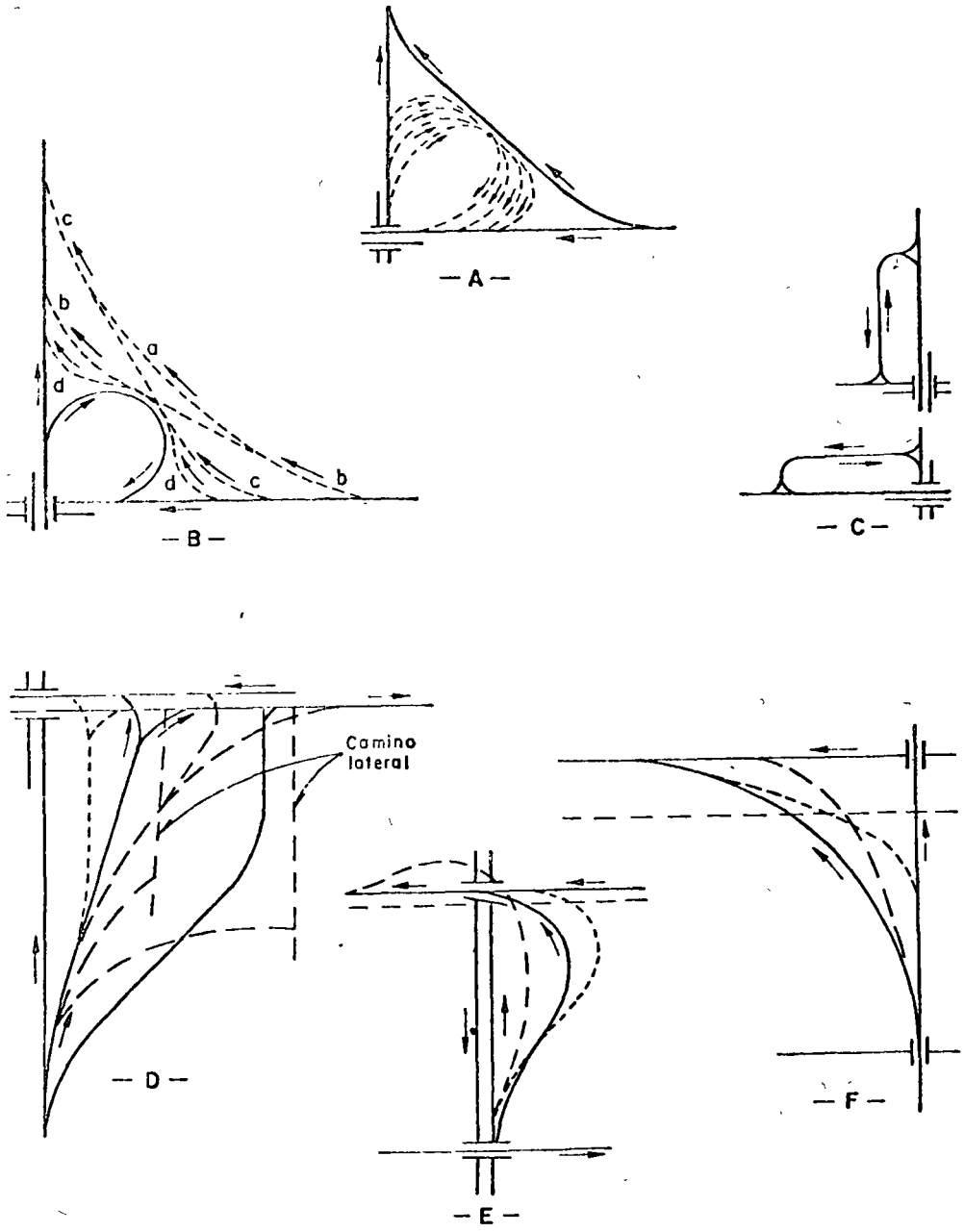


FIGURA 11.87. FORMAS DE LAS RAMPAS

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.

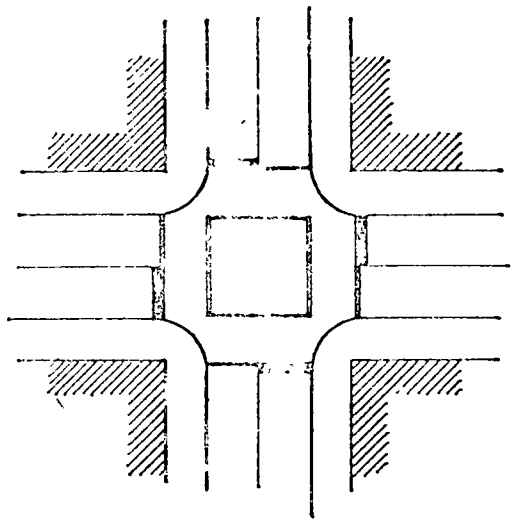
11.7.1 Pasos a nivel

Paso a nivel es el cruzamiento a una misma elevación de un camino con personas, animales u otra vía terrestre.

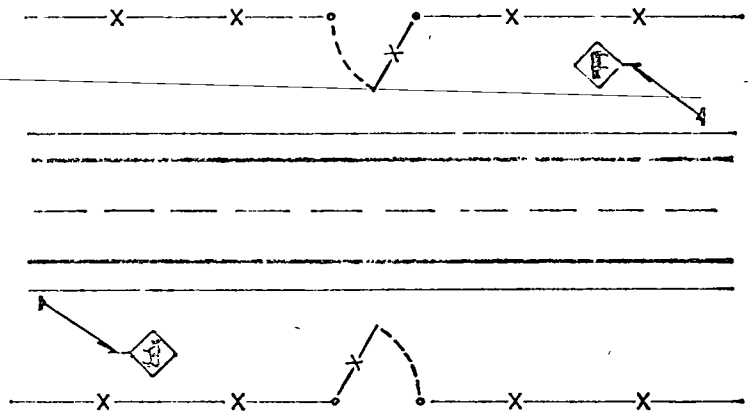
A) Pasos para peatones. La Figura 11.88-A muestra el caso más frecuente de diseño de paso para peatones, el cual consiste en proporcionar unas fajas de seguridad marcadas en el pavimento por medio de rayas blancas y continuas, con un ancho variable entre 0.15 m y 0.25 m; la raya del lado donde se aproximan 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

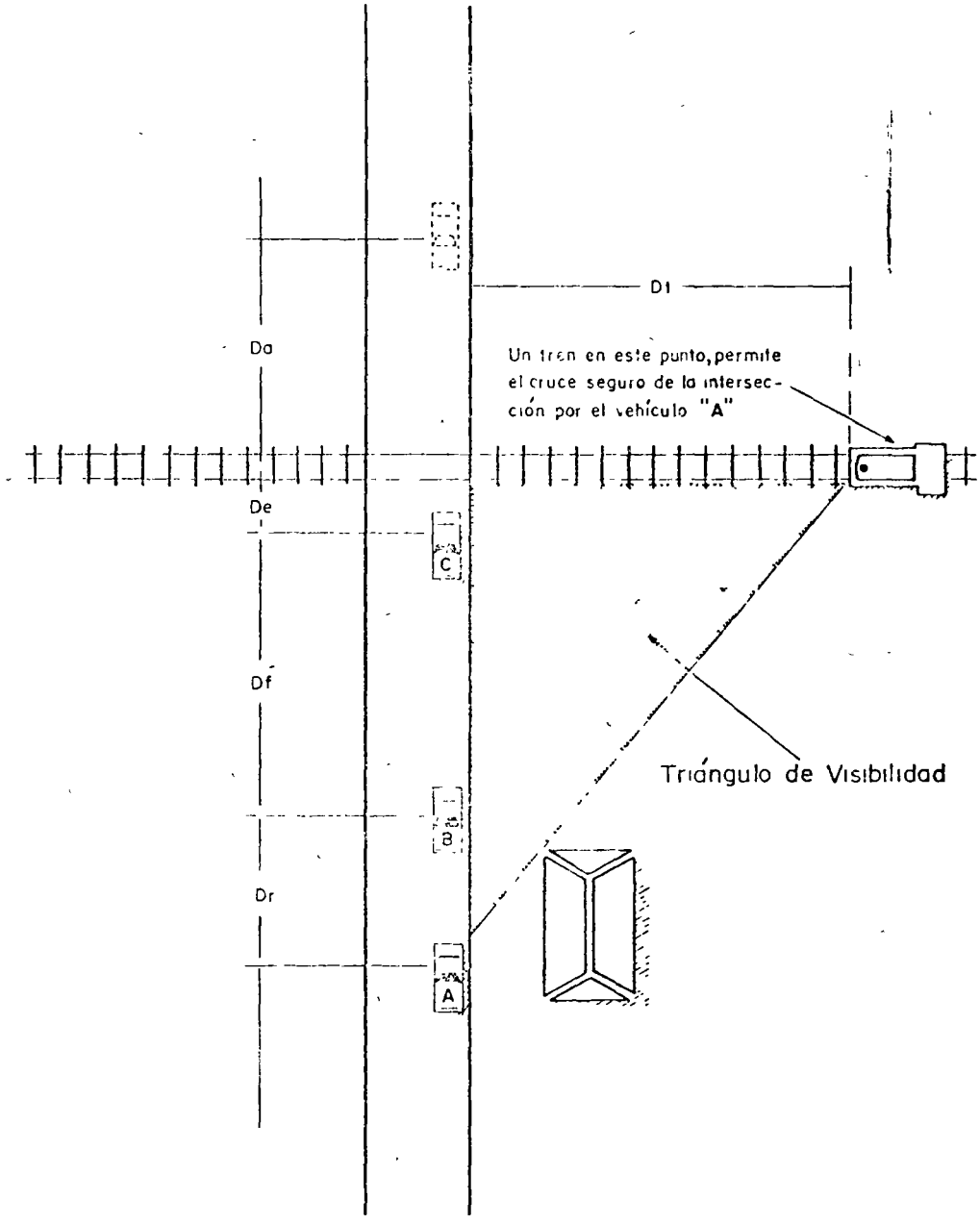


FIGURA 11.89 VISIBILIDAD EN PASOS DE FERROCARRIL A NIVEL

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

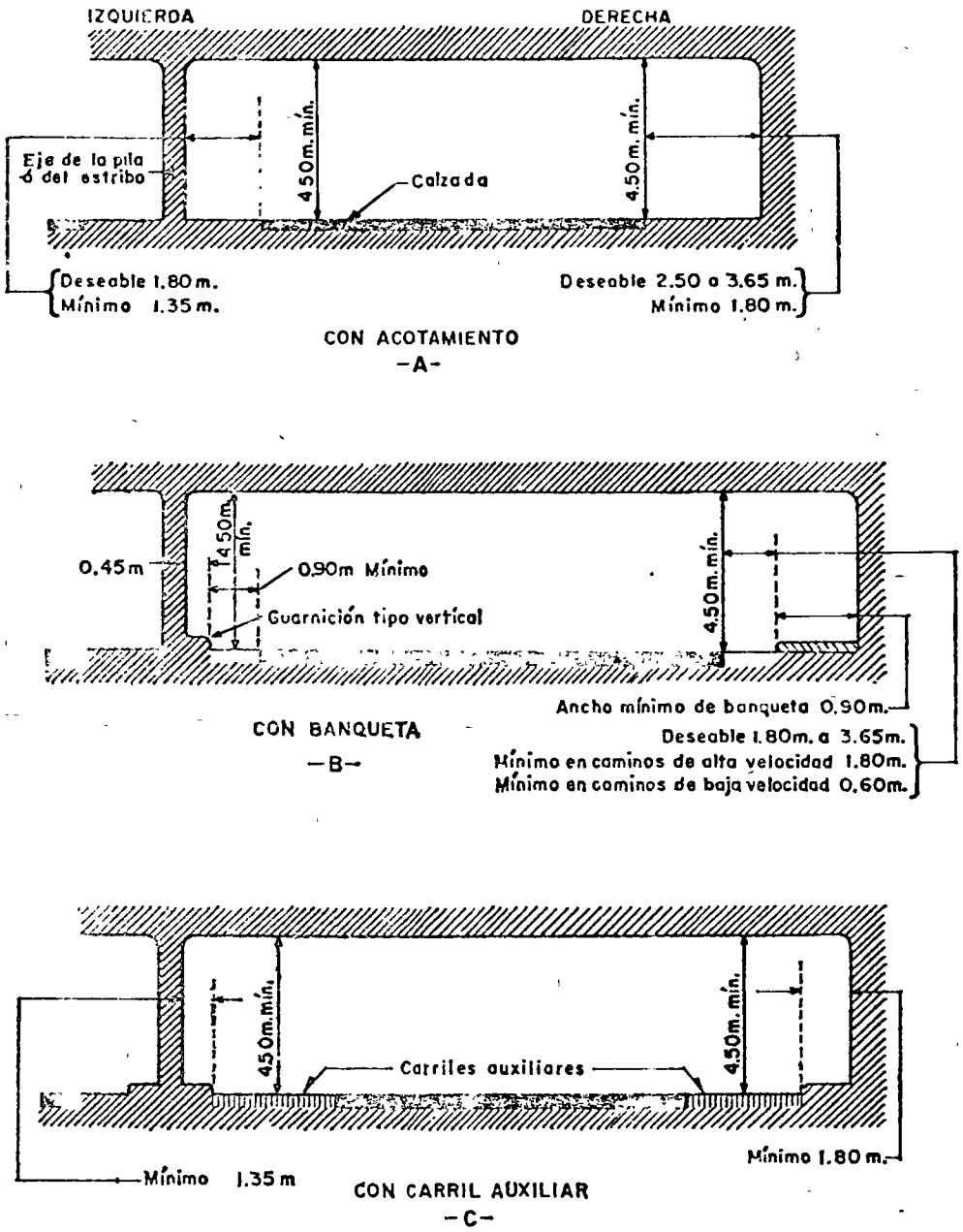


FIGURA 11.90. ESPACIOS LIBRES LATERALES Y VERTICALES PARA PASOS INFERIORES

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

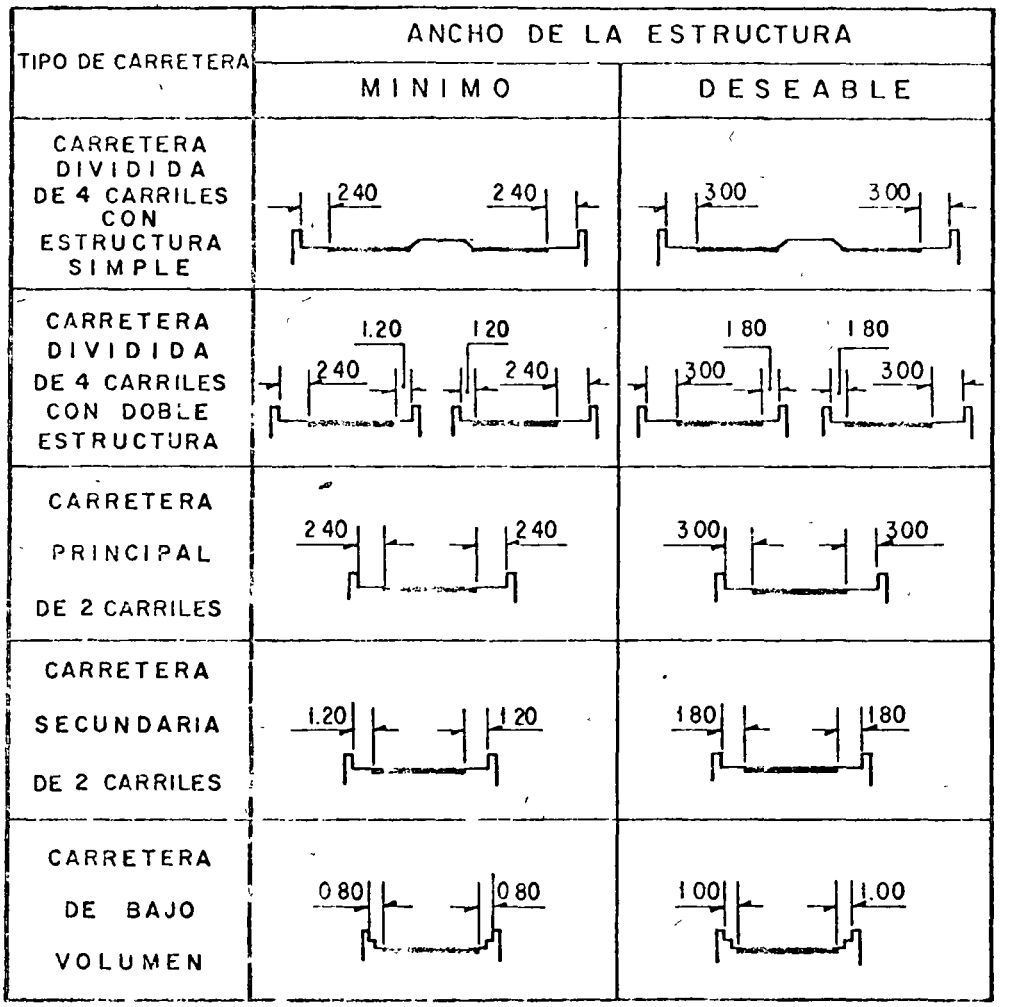
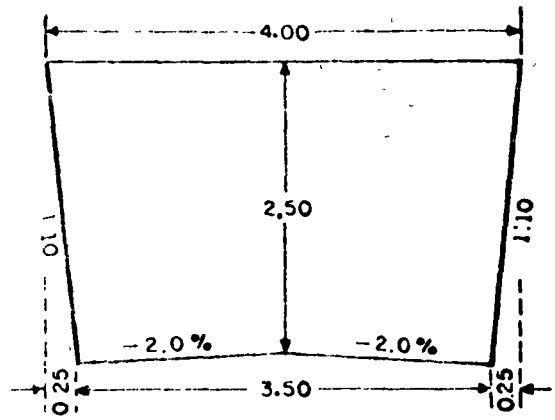


FIGURA 11.91. ESPACIOS LIBRES LATERALES EN PASOS SUPERIORES

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.

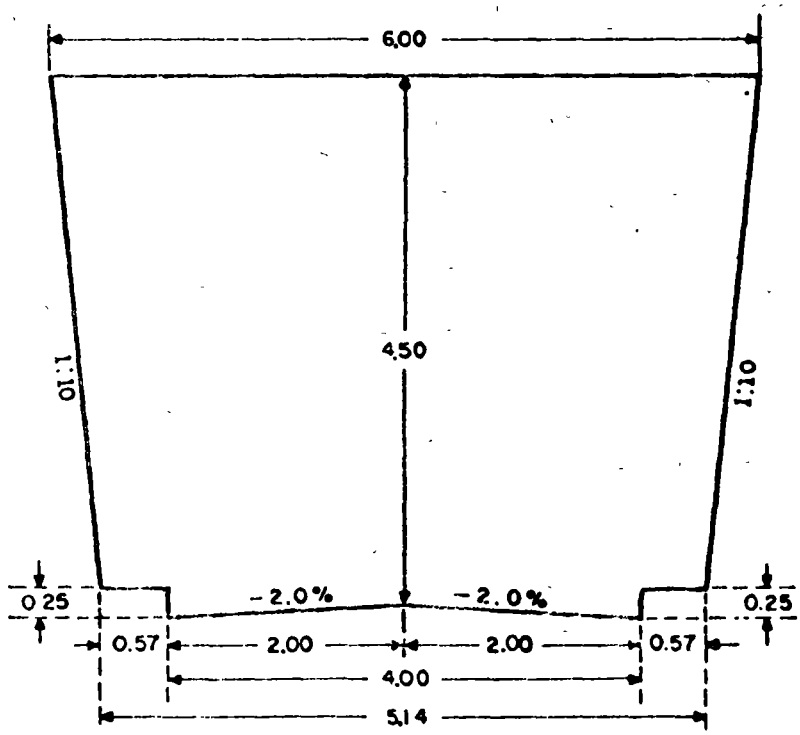
11.7.2.5 Pasos para ferrocarril

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.



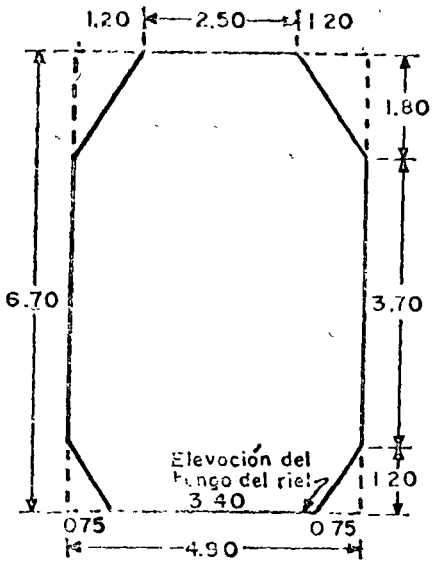
NOTA: Estos dimensiones corresponden a los del camino secundario

PASO SUPERIOR
PARA PEATONES Y GANADO
-A-



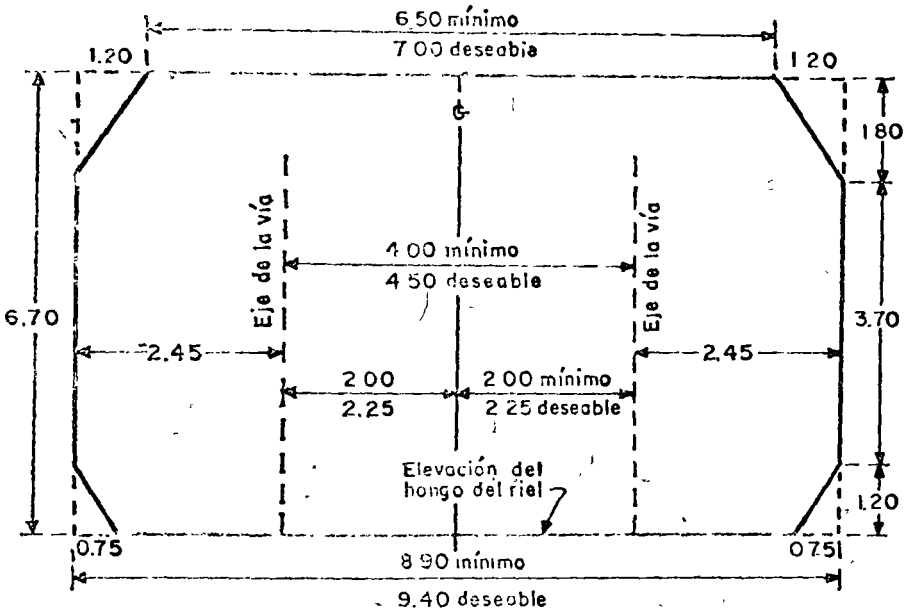
PASO SUPERIOR VEHICULOS
-B-

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

PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

Ejemplos de Intersecciones

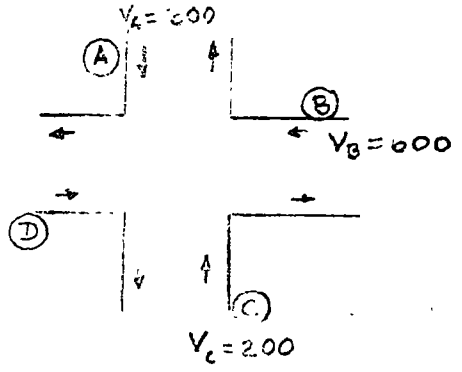
(Apéndice)

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Mayo, 1977

EJERCICIOS DE INTERSECCIONES

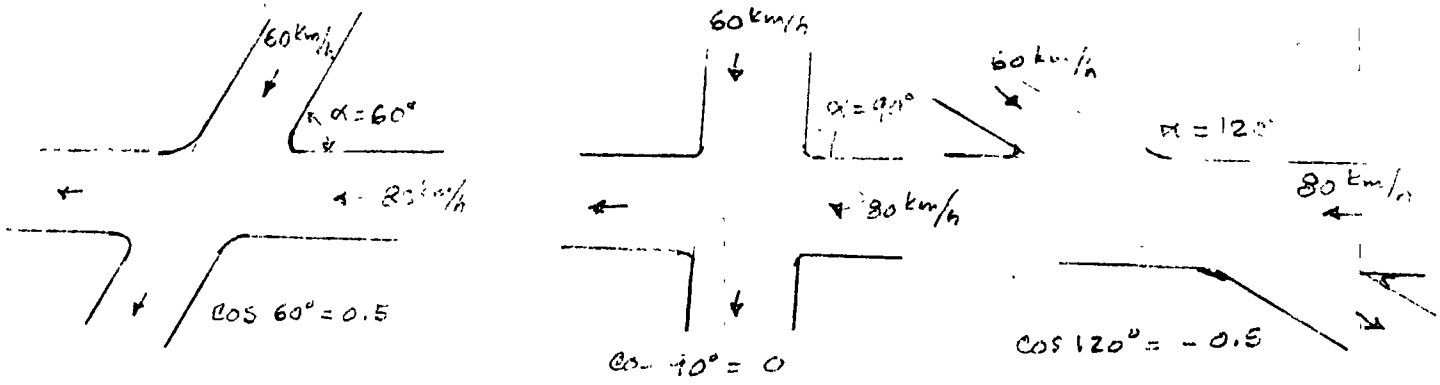
1.- Calcular el número de conflictos de divergencia, convergencia y cruce, en una intersección de 4 ramas, con los volúmenes horarios que se indican a continuación



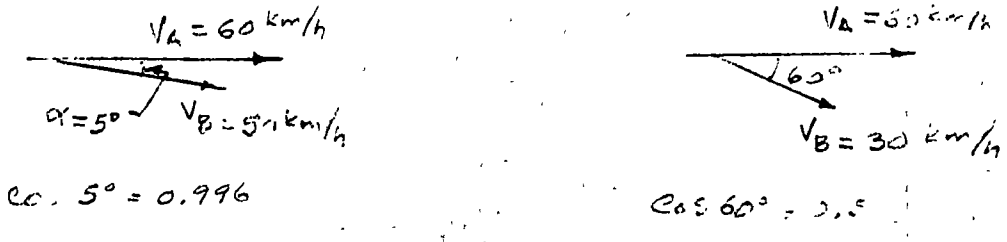
VUELTAS DERECHAS
15% en cada uno
de los accesos

VUELTAS IZQUIERDAS
10% en cada uno
de los accesos

2.- Calcular las velocidades relativas de 2 vehículos que concurren en intersecciones cuyos ángulos varían de 60°, 90° y 120° y velocidades de operación de 80 y 60 km/h.



3.- Calcular las velocidades relativas de 2 vehículos que divergen



4.- Indicar cuáles son los radios para el diseño mínimo de una intersección en "T" que tiene un ángulo de deflexión de 75°, vehículo de proyecto DE-1220, así como también indicar los desplazamientos que requieren las curvas compuestas simétricas y asimétricas. Dibujar la intersección.

5.- Indicar cuáles son los radios para el diseño mínimo de una intersección en "T" que tiene un ángulo de deflexión de 105°, vehículo de proyecto DE-610, así como los desplazamientos y los anchos de las calzadas para los movimientos de vuelta derecha, considerando el proyecto de isletas canalizadoras para dichos movimientos. Dibujar la intersección.

6.- Indicar las longitudes mínimas de abertura que debe tener una faja separadora central que tiene 5 m de ancho, con radios de control de 12 m (vehículo de proyecto DE-335), 15 m (vehículo de proyecto DE-610) y 23 m (vehículo de proyecto DE-1220), con extremos en la faja separadora central en forma de punta de bala, con ángulos de esviajamiento del camino secundario de 0° (ángulo de deflexión de 90°) y 20° (ángulo de deflexión de 110°). Para este último caso tomar como radio de control 15 m e indicar el radio para las vueltas a la derecha del camino principal al secundario. Dibujar los resultados.

7.- Indicar el ancho de calzada de un enlace que tiene un radio a la orilla interna de 50 m, operación en un solo sentido, con un

carril y previsión para rebasar, vehículo de proyecto DE-610 y guarnición en los dos lados de la misma.

8.- Calcular la longitud de un carril de desceleración en una carretera con velocidad de proyecto de 70 km/h y velocidad de proyecto en el enlace de 40 km/h. El tramo de carretera donde se está proyectando dicho carril tiene una pendiente descendente del 4%.

Para saber si es necesario un carril especial de vuelta izquierda[1] en una carretera, se hará uso de las gráficas 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y la tabla 15.

En dichas gráficas, se entra con los volúmenes horarios de proyecto (VHP) en cada sentido de circulación y el porciento de vehículos que dan vuelta izquierda, con respecto al volumen que le precede.

En el costo probable, se elige por comparación, cuales alternativas son las de menor costo, por tener menores cantidades de obra.

Por lo que respecta a la adaptación al lugar, se observará, cuales alternativas se apegan mejor a la topografía del terreno y afectan menor superficie de terrenos y construcciones.

Para saber si es necesario construir carriles de cambio de velocidad (carriles de aceleración y desceleración), en primer lugar se explicará el término velocidad relativa. La velocidad relativa se expresa como un vector (figura 11), cuyo valor se calcula con la fórmula siguiente:

$$V_R^2 = V^2 + V_B^2 - 2 V_A V_B \cos a$$

V_A y V_B son las velocidades promedio de operación, de cada carretera y (a) es el ángulo de la intersección.

Desde el punto de vista de la seguridad, es conveniente que los vehículos que se intersectan formen ángulos de intersección pequeños y lleguen a la misma velocidad (tabla 16), es decir a una velocidad relativa baja, ya que, en el caso de una colisión, generan un impacto menor.

En la figura 12, se muestran los porcientos de intervalos aceptables para cruces o convergencias en función de la velocidad.

En volúmenes altos y velocidades altas, es necesario disponer de carriles de aceleración y desceleración, para proveer una distancia adecuada que reduzca la velocidad relativa. En la figura 13, se muestran algu-

(1) M.D. Harmelink "Volume Warrants for Left Turn Storage Lanes at Unsignalized Grade Intersections", Department of Highways, Ontario, Cánada. Highway Research Record, No. 211. Aspects of Traffic Control Devices. Highway Research Board. 1967.

INTERSECCIONES A NIVEL SIN SEMAFOROS
L= % DE VEHICULOS QUE DAN VUELTA CON RESPECTO A V_A
S= LONGITUD DE ALMACENAMIENTO

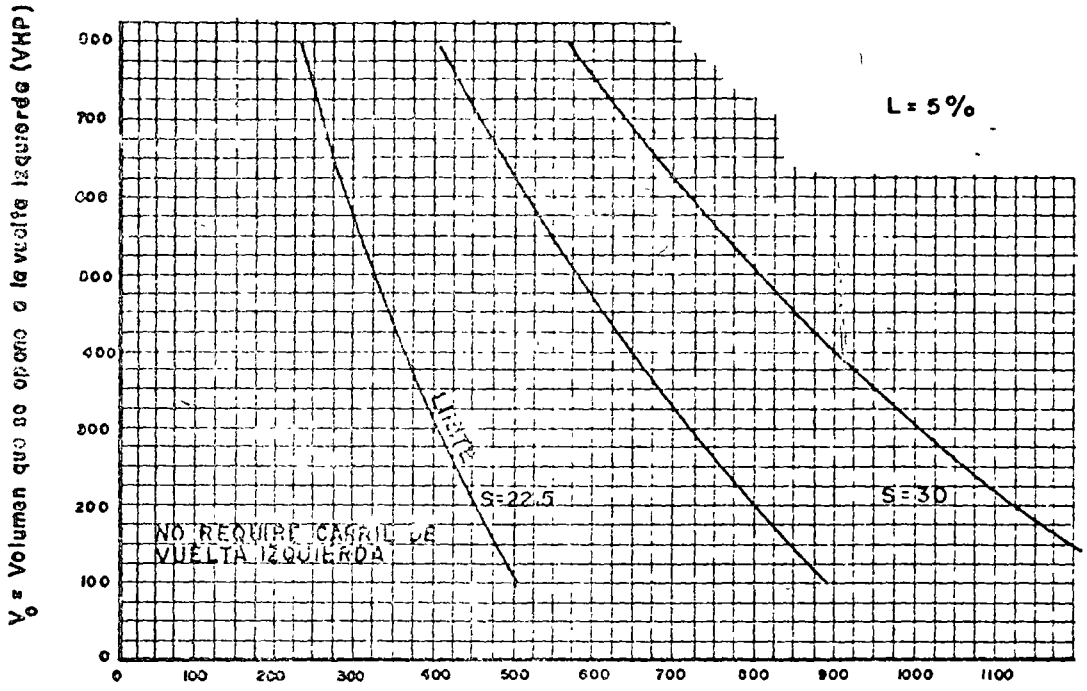


FIGURA 4

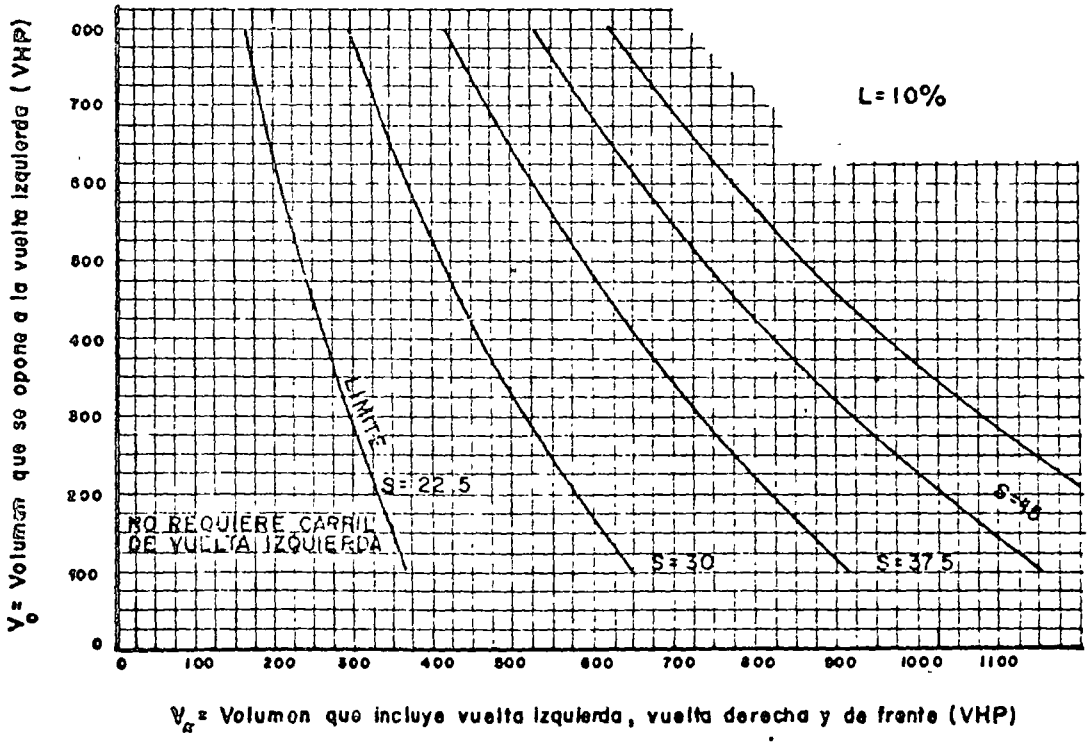


FIGURA 5

INTERSECCIONES A NIVEL SIN SEMAFOROS
L= % DE VEHICULOS QUE DAN VUELTA CON RESPECTO A V_A
S= LONGITUD DE ALMACENAMIENTO

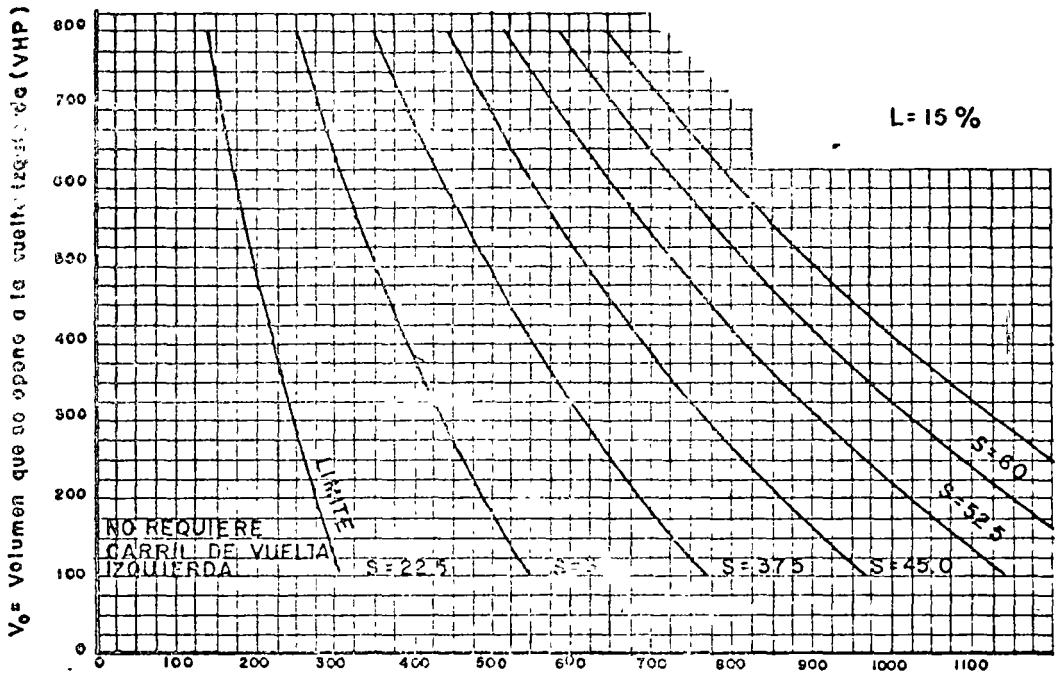


FIGURA 6

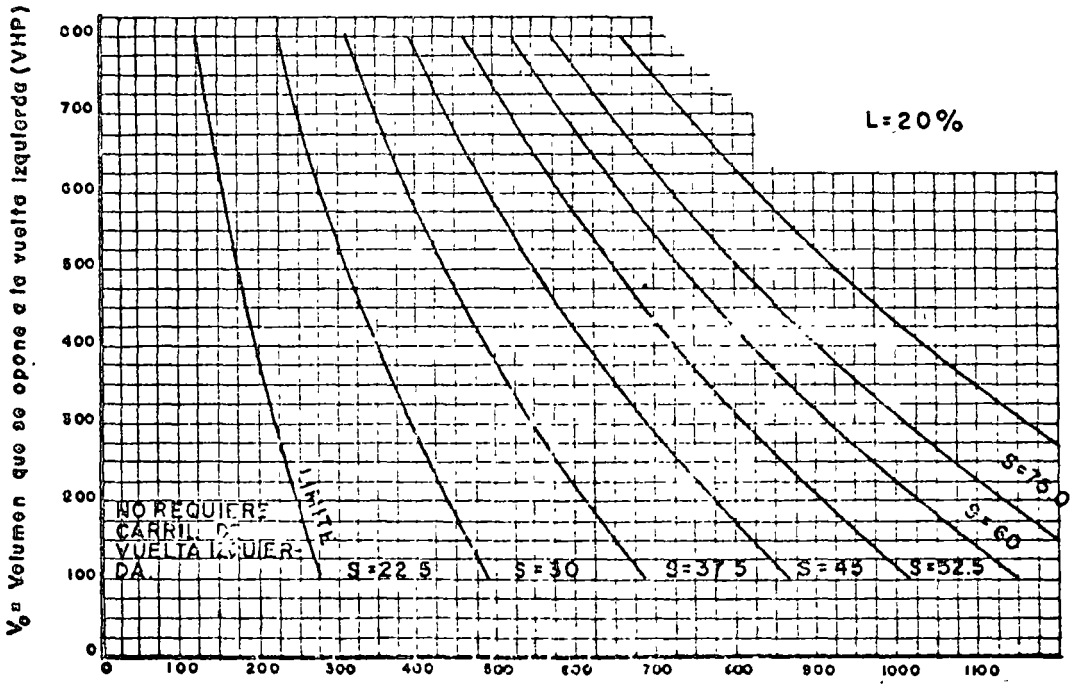


FIGURA 7

INTERSECCIONES A NIVEL SIN SEMAFOROS
L= % DE VEHICULOS QUE DAN VUELTA CON RESPECTO A V_A
S LONGITUD DE ALMACENAMIENTO

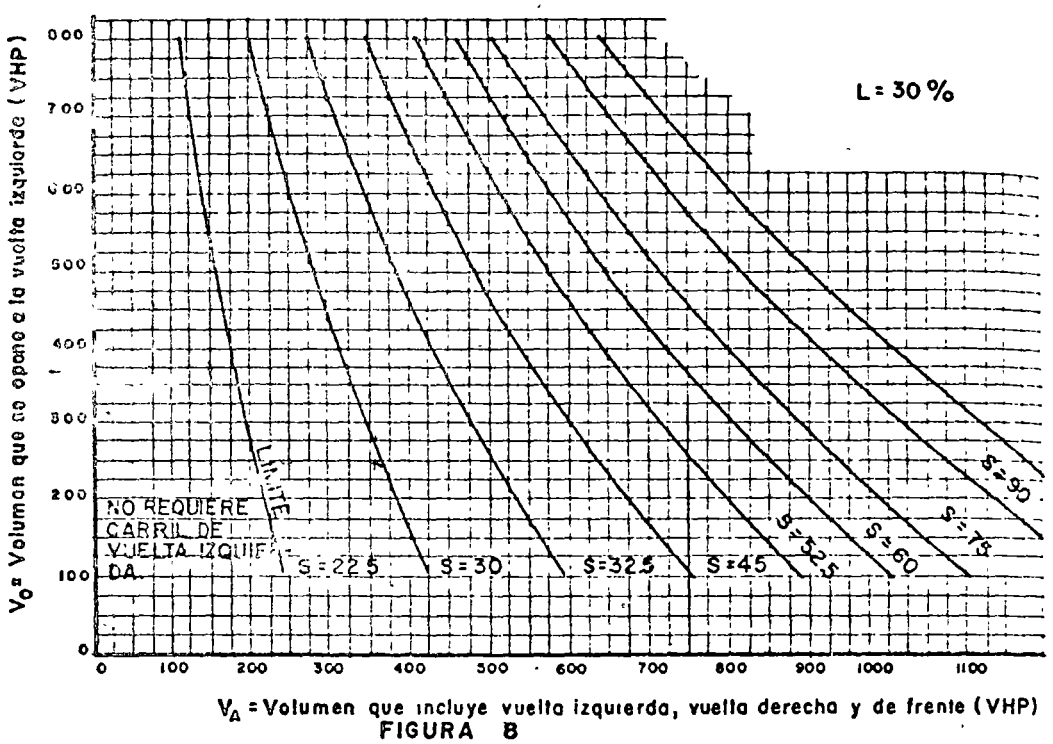


FIGURA 8

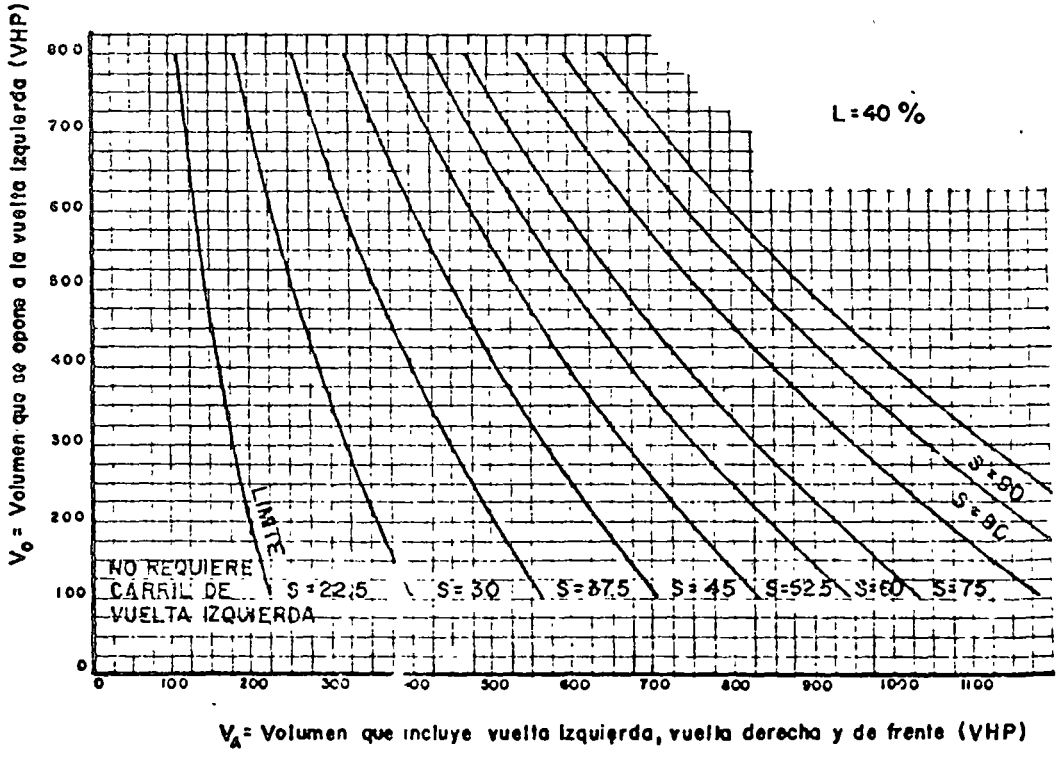
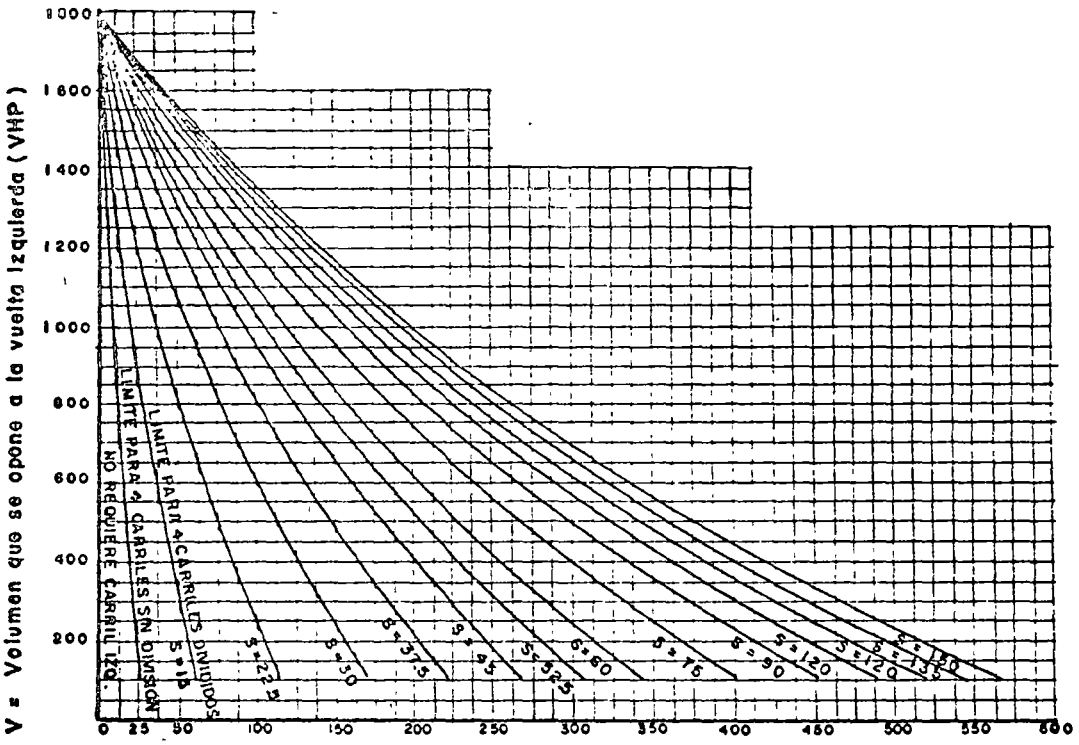


FIGURA 9

INTERSECCION A NIVEL SIN SEMAFORO
CARRETERA DE 4 CARRILES
S = LONGITUD DE ALMACENAMIENTO



V_L = Volumen de vehículos que dan vuelta Izquierda (VHP)

FIGURA 10.

TABLA NUMERO 15

		% T_L = % DE CAMIONES QUE DAN VUELTA IZQUIERDA CON RESPECTO A V_L					
		0 %	10 %	20 %	30 %	40 %	50 %
LONGITUD DE ALMACENAMIENTO REQUERIDA (S) DE LOS DIAGRAMAS EN m.	22.5	0	7.5	7.5	7.5	15.0	15.0
	30.0	0	7.5	7.5	15.0	15.0	15.0
	37.5	0	7.5	7.5	15.0	15.0	22.5
	45.0	0	7.5	15.0	15.0	22.5	22.5
	52.5	0	7.5	15.0	22.5	22.5	30.0
	60.0	0	7.5	15.0	22.5	30.0	30.0
	75.0	0	7.5	15.0	22.5	30.0	37.5
	90.0	0	15.0	22.5	30.0	37.5	45.0
	105.0	0	15.0	22.5	37.5	45.0	52.5
	120.0	0	15.0	30.0	37.5	52.5	60.0
	135.0	0	15.0	30.0	45.0	60.0	67.5
	150.0	0	15.0	30.0	45.0	60.0	75.0

Cantidad en metros que se sumará a la longitud de almacenamiento (s) calculada en las figuras 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 de acuerdo con el porcentaje de - camiones que dan vuelta izquierda.

through operational experience of freeways. Any one of the variables described above, which may cause traffic occasionally to deviate from the regular peak-hour norm, may produce a congested facility.

Basically, the design of a freeway should be predicated on the normal peak hours which are repeated daily during the morning (home-to-work) and the evening (work-to-home) periods. Secondly, the design should be checked and adjusted to accommodate any other known peak period, such as holiday or weekend concentrations, or peaks arising from existing or fully planned traffic generators such as sports stadia, etc. And thirdly, the design should be further adjusted in accordance with other events which may cause unduly high traffic loads but which cannot be quantitatively determined in advance.

A design technique is developed in this paper for the determination of the number and arrangement of lanes to account for the normal traffic peaks, with full recognition of the various situations which may produce secondary peaks significantly higher in volume than, or different in pattern from, the peak volumes normally used for design.

Determination of the Proper Number of Lanes

Freeway Elements Requiring Separate Analysis

The number and arrangement of lanes first must be analyzed in terms of the various geometric and operational features of the freeway. These are separated into five elements:

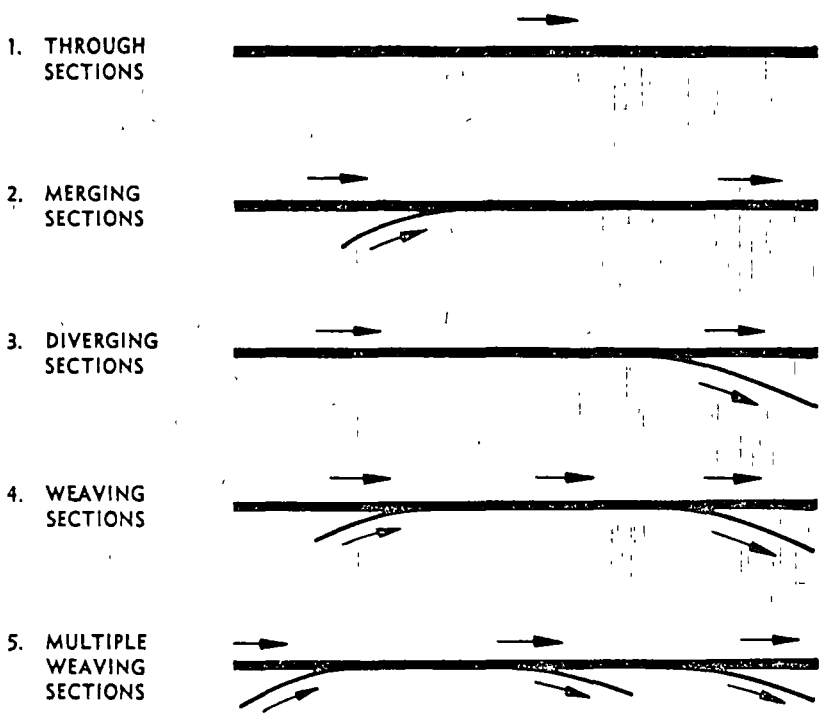


TABLE 1

Design Capacity — Freeway Proper (Uninterrupted Flow)

Guide values in V.P.H. per lane

Peak-hour percentage of trucks	Rural: Service volume base — Passenger cars per hour per lane					Urban: Service volume base — Passenger cars per hour per lane			
	800		1000			1200		1500	
	Level* terrain	Rolling‡ terrain	Level terrain	Rolling terrain		Level terrain	Rolling terrain	Level terrain	Rolling terrain
0	800	800	1000	1000		1200	1200	1500	1500
5	760	700	950	870		1140	1040	1430	1300
10	730	620	910	770		1090	920	1360	1160
15	700	550	870	690		1040	830	1300	1040

* Grades 2% or less.

‡ Sustained grades of around 3% or more, or moderate lengths of grades of 4% and over.

Through sections of the freeway are those of sufficient length for traffic to be outside the influence of interchanges, thus providing uninterrupted flow or flow not affected by vehicles entering or leaving the freeway. Merging and diverging sections are often the controlling elements in establishing the level of service on the freeway. Weaving sections — simple and multiple — are the most troublesome features operationally and call for special care in design. Each of these elements requires a certain procedure in determining the number of lanes.

Design Controls

In the design of freeways the number of lanes is determined largely through capacity analysis. This is a fundamental control and would be sufficient if the design hourly volume were more or less a fixed value and could be relied upon at all times. Since this is not the case, and various situations are apt to produce unforeseen traffic peaks which differ in volume and pattern from the regular peaks, additional design controls must be applied in determining width requirements on freeways.

The following are the design controls used, in combination, to determine the number of lanes on freeways which will provide a well balanced plan, incorporating features of reserve capacity and operational flexibility:

a) Volume-capacity relations
b) Lane balance
c) Basic number of lanes
d) Special auxiliary lanes

Each of these controls is applied to the various elements of the freeway, through sections, merging and diverging sections, and weaving sections.

Volume-Capacity Relations

The ratio of the design hourly volume to the design capacity indicates, generally, the number of lanes required on a freeway. Weekday morning and evening peaks, as well as ho or weekend peaks, should be accounted for in the analysis. Other peaks which may involve unusually heavy truck operations also should be examined.

Design capacities of through sections of freeway, not under the influence of merging and diverging traffic, are summarized in Table 1. As guide values, these are expressed in terms of service volume bases in the range of 800 to 1,500 passenger cars per hour per lane, including the effect of trucks and grades on operation. The 800 and 1,000 values are normally used for rural conditions, and the 1,200 and 1,500 values for urban conditions.

Guide values for design capacities of entrances and exits, for general conditions of rural and urban environments and for the cases of (a) normal single-lane ramps with speed-change lane (b) single-lane ramps with exclusive lane, and (c) two-lane ramps, are given in Figure 1.

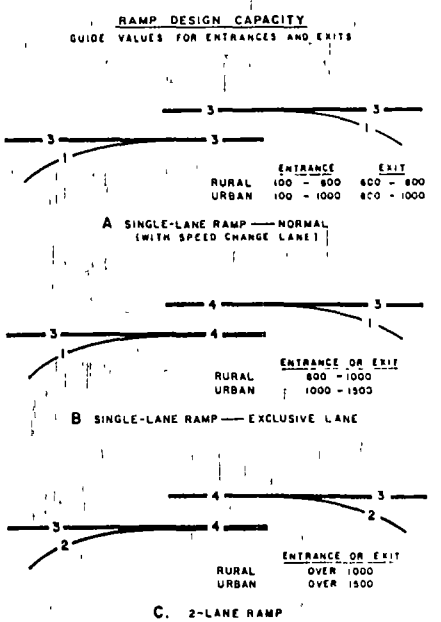
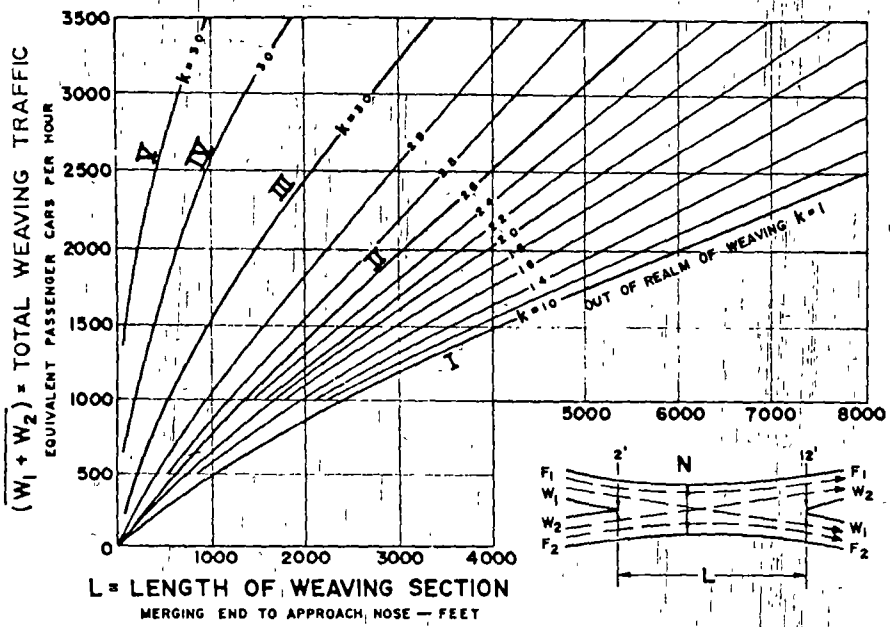


Figure 1. Design capacity — entrances and exits.



$$N = \frac{W_1 + kW_2 + F_1 + F_2}{C}$$

$$N = \frac{V + (k-1)W_2}{C}$$

N = NUMBER OF LANES
W_1 = LARGER WEAVING VOLUME, VPH
W_2 = SMALLER WEAVING VOLUME, VPH
F_1, F_2 = OUTER FLOWS, VPH
V = TOTAL VOLUME, VPH
k = WEAVING (INTENSITY) FACTOR
C = SERVICE VOLUME OR CAPACITY PER LANE ON APPROACH AND EXIT ROADWAYS, VPH
$W_1 + W_2$ = TOTAL WEAVING TRAFFIC EQIV PASSENGER CARS PER HOUR

SERVICE VOLUME BASE	WEAVING VOLUME–LENGTH RELATION MINIMUM DESIGN DESIGNATED BY CHART CURVES	
PASSENGER CARS PER HOUR, PER LANE	FREEWAY PROPER	C-D ROADS & INTERCHANGES
800	I-II	II-III
1000	I-II	II-III
1200	II	III
1500	II-III	III-IV

SOURCE: HRB COMMITTEE ON HIGHWAY CAPACITY

Figure 2. Design capacity and operating characteristics of weaving sections.

Means for determining operating characteristics of weaving sections are presented in Figure 2. Design capacities are predicated on the same service volume bases (800 to 1,500 passenger cars per hour per lane) as for the freeway proper, and are related to the length and width of weaving section and to the volume of traffic engaged in weaving maneuvers. The relations in Figure 2 are directly applicable to simple weaving sections and, with some adjustment, to multiple weaving sections. In the latter case, the several weaving movements are proportioned over the individual segments of the over-all (multiple) weaving section.

Lane Balance

The number of lanes as determined by the volume-capacity relations sometimes changes rather abruptly at points of entrance or exit. Whereas such changes are logical in terms of capacity requirements, they may not be appropriate in terms of achieving smooth operating characteristics. To ensure efficient operation and to realize the indicated capacity potential where merging, diverging and weaving take place, a certain balance of lanes must be maintained.

Lane balance requirements are set out in Figure 3. These may be expressed generally by a single relationship which applies to both merging and diverging traffic.

For merging traffic the number of lanes on a freeway beyond the point of mergence should be equal to or greater than the number of lanes on the freeway in advance of the point of mergence, plus the number of lanes on the entrance ramp, minus 1.

For diverging traffic the number of lanes on a freeway in advance of the point of divergence should be equal to or greater than the number of lanes on the freeway beyond the point of divergence, plus the number of lanes on the exit ramp, minus 1.

This means that in the case of two-lane entrance ramps, the freeway beyond the ramp junc should be at least one lane wider the freeway approaching the entrance; and, in the case of two-lane exit ramps, the number of lanes on the freeway should be reduced by one beyond the ramp exit. Normally, the width of travelled way on a freeway (in one direction of travel) should be decreased, if required, by not more than one lane. An exception to this may be a two-lane decrease where both lanes are auxiliary lanes; however, the preferred treatment is a reduction of one lane at a time.

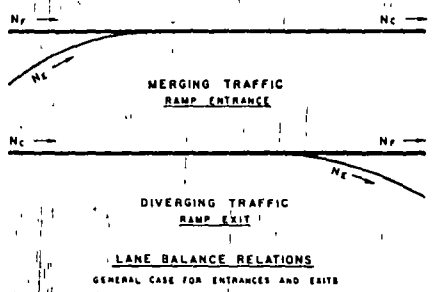


Figure 3.

Lane balance and capacity obviously should be co-ordinated in determining lane requirements. The two often are in harmony or can be brought into harmony by adjusting lane arrangements to satisfy both controls. Relationships between lane balance and capacity are indicated generally in Figure 1.

Basic Number of Lanes

In addition to lane balance and capacity requirements there is one more fundamental design control, referred to as the "basic number of lanes" (Figure 4). Any route of arterial character should maintain a certain consistency in the number of lanes provided along it. Thus the basic number of lanes is defined as a minimum number of lanes designated and maintained over the whole of a freeway route or over

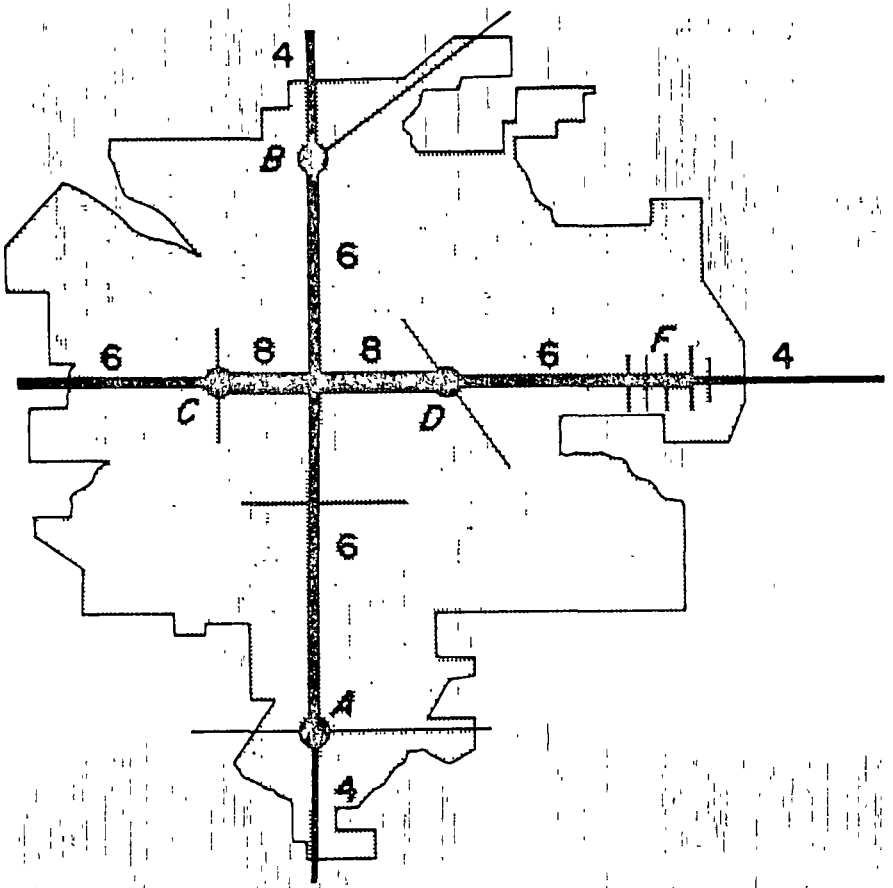


Figure 4. Basic number of lanes concept.

BASIC NUMBER OF LANES: A minimum number designated and maintained over the whole of a freeway route or over a significant length of it, irrespective of changes in traffic volume and requirements for lane balance; a constant number of lanes assigned to a route, exclusive of auxiliary lanes.

a significant length of it, irrespective of changes in traffic volume and requirements for lane balance. Stating it another way, it is a constant number of lanes assigned to a route, exclusive of auxiliary lanes.

As illustrated in Figure 4, the basic number of lanes on freeways — four, six or eight lanes (ten or more lanes in special cases) — is maintained over significant lengths of the routes, as A to B or C to D. Changes in the basic number of lanes, if required, normally should be effected at principal interchanges involving a major fork, or at an intersection with another freeway, and then only if the exit volume is sufficiently large to change the basic number of lanes beyond this point on the freeway route *as a whole*. Another case where the basic number of lanes may be reduced is where a series of exits, as in outlying areas of a city, cause the traffic load on the freeway to drop sufficiently so as to justify the smaller basic number of lanes, as at F in Figure 4. The actual change should normally be accomplished at an exit roadway.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO:PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD

DEL 16 AL 20 DE MAYO DE 1977

Dom.Particular	Dirección de la Empresa
FLAVIO DURAN HERNANDEZ Niños Héroes 118, Col. Moctezuma, Tepic, Nay. Tel: 2 07 57	Tránsito del Edo. de Nayarit Dom. Conocido
EDGAR FLORES PEREZ	
EDGAR GELOVER PEREZ Av. Fco. I. Madero 228, Col. Melchor Ocampo México, D.F.	Direc. Gral. de Ing. de Tránsito y Transportes, DDF Puente de Alvarado 84
ROBERTO GUILLEN ALFONSO Palma del Viajero 309, Las Palmas, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas Tel: 2 28 37	Junta Local de Caminos Chiapas y F.I. de la Univ. de Chiapas, Dom. Conocido Tuxtla Gutiérrez, Chis.
MANUEL JIMENEZ REYES Valle de México 104, Col. Valle de Aragón, México, D.F.	Bufete Industrial Tolstoi No. 22
JOSE ALVARO LEGORRETA TREJO Sur 113-A No. 615, Col. Sector Popular, México 13, D.F. Tel: 582 45 75	Dirección Gral. de Ing.de Tránsito, DDF. Puente de Alvarado 84
OSWALDO GERARDO LUCERO VELARDE Av. Morelos 63, San Marcos Col. Atizapán, México 16, D.F. Tel:	Direc. Gral. de Ing. de Tránsito DDF.
CANDIDO LOREDO BERMUDEZ Troncoso 325-B7, Col. Jardín Balbuena, México 8, D.F. Tel: 768 23 87	SAHOP- Direc. de Anál. y Program. Xola. 1795-9o. piso
ARMANDO MADRIGAL SANDOVAL Fco. Javier Mina No. 3 Jalpa de Méndez, Tab. Tel: 8	Direc. Gral. de Tránsito del Estado, Paseo Usumacinta Jalpa de Méndez, Tabasco

"PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD"

Dom. Particular	Dirección de la Empresa
LUIS HUMBERTO MARTINEZ SOTO José M. Chávez No. 27 Aguascalientes, Ags.	Direc. de Tránsito del Edo Anillo Circunvalación 1030 Aguascalientes, Ags.
JOSE MEDINA URIBE Norte 15, 4729-2, Col. Panamericana, México 15, D.F. Tel: 535 81 85	Direc. Gral. de Ing. de de Tránsito, D.D.F. Puente de Alvarado 84
SERGIO MENESES RUBIRA Hda. de Valparaíso No. 81, Col. Floresta Coyoacán, México 22, D.F. Tel: 594 66 13	Estudios de Ingeniería y Planeación, S.A., P. de la Reforma 2165, México, D.F.
GONZALO MONTERO PEÑA 9 Sur 3308, Col. Chula Vista, Puebla, Pue., Tel: 40 11 31	O.A.P. Univ. Autónoma de Puebla
LEONEL OROZCO LOPEZ Lago Zirahuen 223, Altos 2, Col. Anáhuac, México 17, D.F. Tel: 250 18 84	S.A.H.O.P. Xola 1755
MOISES ORNELAS MARQUEZ Plateros F3 -6-11, Col. Mixcoac, México 19, D.F. Tel: 535 81 27	Dir. Gral. de Ing. de Trán- sito y Transp. DDF Puente de Alvarado 84
CARLOS JOSE PONCE RAMOS Cerro dos Conejos No. 167, Col. Romero de Terreros, México 21, D.F. Tel: 584 27 02	Control y Tecnología, S.A.
ROMULO CARLOS ROCCA ROCHA Quemada 308-4 Col. Narvarte, México 12, D.F.	Direc. Gral. de Ing. de Tránsito y Transp. DDF

"PROYECTO GEOMETRICO DE VIALIDAD"

Dom. Particular	Dirección de la Empresa
J.LUIS RUVALCABA ARREDONDO Genaro Acosta 636, Col. Eucaliptos, Irapuato, Gto. Tel: 6 10 37	Direc. Gral. de Tránsito del Edo. de Guanajuato Altos Central Camionera, Guanajuato, Gto.
JAIME SANCHEZ DE LA BARQUERA SERRALDE Av. 22 de Febrero No. 340, Atzcapotzalco México 16, D.F. Tel: 561 93 86	Oficina de Plan. Urbana, D.D.F. Pino Suárez No. 15-2o. piso, México 1, D.F.
OSCAR WILFRIDO TURCOTT QUINTERO Calz. Canteras de Oxtopulco No. 23 Oxtopolco-Universidad, México 20, D.F. Tel: 550 04 41	U.P.I.I. C.S.A. Inst.Pol.Nal. The 850
FELIPE VELEZ MENDIZ	
JESUS VILLANUEVA HERNANDEZ Begonia No. 116, Col. Club Jardín México, D.F. Tel: 598 68	UNAM C.U.
REYNALDO DANIEL ZEPEDA RAMIREZ Quintana Roo Nte. 302 Col. Centro, México 1, D.F. Tel: 5 80 53	Direc. de Seg. Pública y Tránsito. 28 de octubre y paseo Xinantetecatl, Edo. de Méx.
ALBERTO REYES	