



MANUAL CENTROAMERICANO



NORMAS PARA EL DISEÑO GEOMÉTICO DE LAS CARRETERAS REGIONALES



2da. Edición

**Raúl Leclair
Consultor**



**Convenio No. 596-0184.20, PROALCA II, SIECA
Marzo 2004**

**Secretaría de Integración Económica Centroamericana,
SIECA**

**MANUAL CENTROAMERICANO DE NORMAS
PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LAS
CARRETERAS REGIONALES**

2da. Edición

Consultor: Raúl Leclair

Convenio No. 596-0184.20, PROALCA II, SIECA

MANUAL CENTROAMERICANO DE NORMAS PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LAS CARRETERAS REGIONALES

El Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, en su XIX Reunión realizada en la ciudad de Guatemala en el mes de octubre de 1999, aprobó la Resolución 05-99, apoyando un Programa de Modernización de Normas y Técnicas aplicables a las carreteras y al transporte por carreteras.

Con una donación de la Agencia Internacional para el Desarrollo de los Estados Unidos de América, según convenio USAID/SIECA NO. 596-0181.20, Mejor Capacidad de la Región para Mitigar los Efectos Transnacionales de los Desastres, SIECA desarrolló el componente del Programa referido a la preparación del "Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales".

Responsable de la Consultoría

***Ing. Raúl Leclair
Contrato SIECA/USAID No. 53-00***

Grupo de Apoyo Técnico

***Ing. Víctor M. Valdivia
Ing. Rafael Urbina
Ing. Silvio Centeno***

Coordinación SIECA

***Lic. Ernesto Torres Chico
Ing. Rafael Pérez Riera
Lic. Raúl Trejo Esquivel***

Grupo Técnico Regional

***Ing. Hugo Rolando Calderón R.
Guatemala
Ing. Hans Alexis Tovar T.
El Salvador
Ing. Rolando Javier Méndez O.
Honduras
Ing. José Joaquín Guevara A.
Nicaragua
Ing. Ernesto Rodríguez Piña
Costa Rica***

2da. Edición

De conformidad con las instrucciones del Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, en la Resolución No. 04-2001 (COMITRAN XXIII), para el seguimiento sobre la operatividad y eficiencia del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales a fin de mantener su actualización, el presente Manual fue revisado en el mes de septiembre de 2003, por el Grupo Técnico Regional:

Grupo Técnico Regional

***Ing. Francisco Guevara
Guatemala
Ing. José Ángel Meléndez
El Salvador
Ing. Rolando Javier Méndez O.
Honduras
Ing. José Joaquín Guevara A.
Nicaragua
Ing. Johnny Barth Ramírez
Costa Rica***

Coordinación SIECA

***Lic. Ernesto Torres Chico
Ing. Rafael Pérez Riera
Ing. César A. Castillo M.***

La impresión de esta segunda edición, fue posible realizarla gracias al apoyo financiero que brindó la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional, según convenio No. 596-0184.20, PROALCA II, SIECA.

Guatemala, Marzo de 2004

INDICE GENERAL

RESUMEN EJECUTIVO

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN AL MANUAL DE NORMAS PARA EL DISEÑO DE LAS CARRETERAS REGIONALES

- 1.1 Antecedentes, 1-1**
- 1.2 La Justificación de un Manual de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, 1-2**
- 1.3 La Evaluación del Impacto Ambiental, complemento del Diseño Geométrico, 1-5**
- 1.4 Acondicionamiento frente al Ruido, 1-7**
 - 1.4.1 Consideraciones Generales, 1-7**
 - 1.4.2 Criterios para la Puesta en Practica de Medidas frente al Ruido, 1-7**
 - a Medidas desde la Etapa de Planificación, 1-7**
 - b Medidas desde la Etapa de Elaboración del Proyecto, 1-8**

Capítulo 2

CRITERIOS DETERMINANTES PARA EL DISEÑO DE LAS CARRETERAS

- 2.1 Consideraciones Generales, 2-1**
- 2.2 Los Vehículos de Diseño, 2-1**
- 2.3 Los Volúmenes de Tránsito, 2-5**
 - 2.3.1 El Tránsito Promedio Diario Anual, TPDA, 2-5**
 - 2.3.2 El Tránsito de la Hora Pico o de Punta, 2-7**
 - 2.3.3 El Factor de Hora Pico, FHP, 2-8**
 - 2.3.4 La Composición del Tránsito, 2-9**
 - 2.3.5 La Distribución Direccional de las Corrientes de Tránsito (D), 2-10**
 - 2.3.6 Las Proyecciones de la Demanda de Tránsito, 2-11**
- 2.4 Las Velocidades, 2-11**

- 2.4.1 Velocidad de Operación, 2-12
- 2.4.2 Velocidad de Diseño, 2-13
- 2.4.3 Velocidad de Ruedo, 2-14
- 2.5 Las Capacidades de las Carreteras, 2-14
- 2.5.1 Conceptos de Capacidad, 2-14
- 2.5.2 Los Niveles de Servicio, 2-15
- 2.5.3 Capacidades y Niveles de Servicio en Carreteras de dos Carriles, 2-17
- 2.6 El Fenómeno Peatonal, 2-21
- 2.6.1 El Peatón, un Usuario en Demanda de Atención, 2-21
- 2.6.2 Algunos Parámetros para el Diseño de Instalaciones Peatonales, 2-22
- 2.6.3 Niveles de Servicio en las Aceras, 2-25
- 2.7 El Uso de Bicicletas en las Calles y Carreteras, 2-26
- 2.8 Tratamiento del Transporte Colectivo, 2-26
- 2.9 La Construcción Incremental o Desarrollo por etapas, una Util Herramienta para los Países en Desarrollo, 2-29

Capítulo 3

CLASIFICACIÓN DE LA RED DE CARRETERAS REGIONALES

- 3.1 Visión del Transporte como un Sistema Integral, 3-1
- 3.2 Las Carreteras y su Significación en Centroamérica, 3-2
- 3.3 Criterios para la Clasificación de las Carreteras, 3-3
- 3.4 Clasificación de las Carreteras Regionales, 3-8
- 3.4.1 Autopistas Regionales, 3-9
- 3.4.2 Troncales Suburbanas, 3-11
- 3.4.3 Troncales Rurales, 3-11
- 3.4.4 Colectoras Suburbanas, 3-12
- 3.4.5 Colectoras Rurales, 3-12

Capítulo 4

COMPONENTES PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

- 4.1 Capacidades y Niveles de Servicio de las Carreteras Regionales, 4-1
- 4.2 Las Velocidades de Diseño de la Red Vial Regional, 4-2
- 4.3 Componentes Básicos de la Sección Transversal, 4-3
- 4.3.1 Los Carriles de Circulación, 4-4
 - a. El Ancho de los Carriles, 4-5
 - b. Pendiente Transversal de los Carriles, 4-6

- 4.3.2 Hombros o Espaldones, 4-7
- 4.3.3 Aceras, 4-10
- 4.3.4 Bordillos y Cunetas, 4-10
- 4.3.5 Drenaje Superficial, 4-13
- 4.3.6 Ciclovías, 4-14
- 4.3.7 Medianas o Fajas Separadoras Centrales, 4-14
- 4.3.8 Bahías para Buses y Areas de Estacionamiento, 4-17
- 4.3.9 Las Calles Marginales o Frontales, 4-18
- 4.3.10 Acondicionamientos, 4-21
- 4.4 Distancias de Visibilidad en Carreteras, 4-22
 - 4.4.1 Distancia de Visibilidad de Parada, 4-22
 - 4.4.2 Distancia de Visibilidad de Adelantamiento, 4-25
 - 4.4.3 Criterios para Medir la Distancia Visual, 4-29
 - a. Altura del Ojo del Conductor, 4-29
 - b. Altura de los Objetos, 4-32
- 4.5 El Alineamiento Horizontal, 4-33
 - 4.5.1 Curvatura Horizontal y Sobreelevación, 4-33
 - 4.5.2 Factor Máximo de Fricción Lateral y Tasa de Sobreelevación ó Peralte, 4-33
 - 4.5.3 Distribución de “e” y “f”, 4-36
 - 4.5.4 Radios Mínimos y sus correspondientes Grados Máximos de Curva, 4-39
 - 4.5.5 Curvas Horizontales de Transición, 4-40
 - 4.5.6 Sobreanchos en Curvas, 4-45
 - 4.5.7 Distancia de Visibilidad en Curvas Horizontales, 4-52
 - 4.5.8 Rampas de Escape para Emergencias, 4-59
 - 4.5.9 Criterios Aplicables al Diseño del Alineamiento Horizontal: Balance entre Curvas y Tangentes, 4-60
- 4.6 Alineamiento Vertical, 4-62
 - 4.6.1 Tipos de Terrenos, 4-62
 - 4.6.2 Curvas Verticales, 4-64
 - a. Diseño de Curvas Verticales en Cresta ó Convexa, 4-65
 - b. Diseño de Curvas en Columpios o Cóncavas, 4-69
 - c. Criterios para el Diseño del Alineamiento Vertical, 4-71
 - 4.6.3 Carriles de Ascenso, 4-74
- 4.7 Derecho de Vía, 4-77
- 4.8 Alumbrado Público de las Vías e Intersecciones, 4-83
- 4.9 La Utilización de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito en Centroamérica, 4-84
- 4.10 Propaganda a lo Largo de las Carreteras e Intersecciones, 4-85

Capítulo 5

LAS INTERSECCIONES A NIVEL DE LAS CARRETERAS

- 5.1 Criterios de Selección y Diseño de las Intersecciones, 5-1**
- 5.2 Conceptos Generales de una Intersección, 5-2**
- 5.3 Elección y Clasificación del Tipo de Intersección a Utilizar, 5-3**
 - 5.3.1 Elección del Tipo de Intersección, 5-3**
 - 5.3.2 Clasificación General, 5-4**
 - a. Las Intersecciones Convencionales y Canalizadas, 5-4**
 - b. Consideraciones sobre las Intersecciones Semaforizadas, 5-5**
 - c. El Proceso de Selección del Diseño, 5-7**
- 5.4 Tipos de Intersecciones, 5-10**
 - 5.4.1 Las Intersecciones en T, 5-10**
 - 5.4.2 Las Intersecciones de Cuatro Ramales, 5-12**
 - 5.4.3 Otras Intersecciones, 5-12**
- 5.5 Elementos del Diseño Geométrico, 5-16**
 - 5.5.1 Orientaciones Básicas para el Alineamiento y el Perfil Longitudinal, 5-16**
 - 5.5.2 Curvatura para Giros, 5-17**
 - 5.5.3 Sobreelevación de Curvas en Intersecciones, 5-22**
- 5.6 Canalizaciones e Islas, 5-27**
 - 5.6.1 La Canalización de Intersecciones, 5-27**
 - 5.6.2 Principios Básicos de las Canalizaciones, 5-28**
- 5.7 Los Giros a Izquierda, 5-31**
 - 5.7.1 Consideraciones Especiales para el Diseño de los Giros a Izquierda, 5-31**
 - 5.7.2 Carriles Dobles para Giros a Izquierda, 5-39**
- 5.8 Carriles Auxiliares para Aceleración y Deceleración, 5-41**
- 5.9 Las Maniobras de Retorno o Vueltas en U y los Giros a Izquierda en Carreteras Divididas, 5-43**
 - 5.9.1 Discusión General, 5-43**
 - 5.9.2 Interrupción de la Mediana en una Carretera Dividida, 5-44**
- 5.10 Visibilidad en las Intersecciones, 5-48**
- 5.11 Diseño de Intersecciones Giratorias o Rotondas, 5-55**
 - 5.11.1 Consideraciones Generales, 5-55**
 - 5.11.2 Tipos de Rotondas, 5-56**
 - 5.11.3 Elementos del Diseño, 5-58**
 - 5.11.4 Cálculo de Capacidades de Rotondas, 5-60**
 - 5.11.5 Visibilidad en Rotondas, 5-61**
 - 5.11.6 Ancho de Giro Requerido para Vehículos Pesados, 5-66**

Capítulo 6

INTERCAMBIOS Y CRUCES A DESNIVEL

- 6.1 Los Intercambios, una Categoría Superior de Intersecciones, 6-1
- 6.2 Condiciones para la Construcción de Intercambios, 6-2
 - 6.2.1 Criterios Generales, 6-2
 - 6.2.2 La Relación de Beneficios y Costos, 6-2
 - 6.2.3 Insuficiente Capacidad de la Intersección a Nivel, 6-3
 - 6.2.4 El Control en los Accesos, 6-3
 - 6.2.5 Las Necesidades en la Región Centroamericana, 6-4
- 6.3 Tipos Usuales de Intercambios, 6-4
 - 6.3.1 Intercambios de Tres Ramales, 6-4
 - 6.3.2 Intercambios de Cuatro Ramales, 6-6
 - a. Los Diamantes, 6-6
 - b. Los Tréboles, 6-7
- 6.4 Las Estructuras para la Separación de Niveles, 6-9
 - 6.4.1 ¿Por Arriba o por Debajo?, 6-9
 - a. El Paso Inferior por las Estructuras de Separación de Niveles, 6-11
 - b. El Paso Superior por la Cubierta de las Estructuras, 6-11
 - 6.4.2 Ancho de las Estructuras de Separación de Niveles en los Intercambios, 6-11
 - 6.4.3 Las Restricciones Laterales, 6-13
 - 6.4.4 Medianas, 6-14
 - 6.4.5 Altura Libre del Paso Inferior, 6-14
 - 6.4.6 Distancia Horizontal para efectuar la Separación de Niveles, 6-14
- 6.5 Las Rampas, su Diseño, 6-15
 - 6.5.1 Definiciones, 6-15
 - 6.5.2 Velocidades de Diseño, 6-16
 - 6.5.3 Ancho de Rampas, 6-18
 - 6.5.4 Perfil Longitudinal y Pendientes Recomendables, 6-19
 - 6.5.5 Sobreelevación y Pendiente Transversal, 6-20
 - 6.5.6 Cuchilla de Salida de una Rampa, 6-20
- 6.6 Las Rampas, sus Terminales, 6-23
 - 6.6.1 Tipos de Terminales de Rampas, 6-23
 - 6.6.2 Los Carriles de Cambio de Velocidad, 6-24
 - 6.6.3 Las Entradas Típicas de las Rampas en un Intercambio, 6-27
 - 6.6.4 Las Salidas Típicas de las Rampas en un Intercambio, 6-30
- 6.7 Otras Consideraciones Generales de Diseño, 6-32
 - 6.7.1 Secciones de Entrecruzamiento, 6-32
 - 6.7.2 Control en las Rampas, 6-33

Capítulo 7

EL DISEÑO DE LAS AUTOPISTAS REGIONALES

- 7.1 **Introducción, 7-1**
- 7.2 **Elementos Generales del Diseño Geométrico, 7-3**
 - 7.2.1 **Velocidad Directriz o de Diseño, 7-3**
 - 7.2.2 **Volúmenes de Tránsito para Diseño, 7-4**
 - 7.2.3 **Capacidades y Niveles de Servicio en Autopistas, 7-4**
 - 7.2.4 **Anchos de Carriles y Hombros o Espaldones, 7-6**
 - 7.2.5 **Bordillos, 7-6**
 - 7.2.6 **Sobreelevación, 7-6**
 - 7.2.7 **Pendientes o Gradientes Longitudinales, 7-6**
 - 7.2.8 **Estructuras, 7-7**
 - 7.2.9 **Altura Libre en Estructuras, 7-8**
 - 7.2.10 **Despeje Lateral de las Obstrucciones, 7-9**
 - 7.2.11 **Separaciones Exteriores, Fronteras y Calles Marginales, 7-9**
 - 7.2.12 **Medianas, 7-10**
- 7.3 **Autopistas en Trinchera, 7-10**
 - 7.3.1 **Consideraciones sobre el Diseño, 7-10**
 - 7.3.2 **A Propósito de las Secciones Típicas de Cruce y los Derechos de Vía, 7-11**
 - 7.3.3 **Secciones de Autopistas en Trinchera, incluyendo el Uso de Muros, 7-12**
- 7.4 **Autopistas Elevadas, 7-15**
 - 7.4.1 **Consideraciones sobre el Diseño, 7-15**
 - 7.4.2 **Medianas, 7-16**
 - 7.4.3 **Carreteras Marginales o Frontales, 7-16**
 - 7.4.4 **Separación de las Líneas de Construcción, 7-17**
 - 7.4.5 **Sección Transversal Típica y Derechos de Vía, 7-18**
 - 7.4.6 **Autopistas de Viaductos sin Rampas, 7-20**
 - 7.4.7 **Viaductos de Autopistas de dos Vías con Rampas, 7-20**
 - 7.4.8 **Autopistas sobre Terraplenes de Tierra, 7-21**
- 7.5 **Autopistas a Nivel del Terreno, 7-21**
 - 7.5.1 **Algunos Criterios de Diseño, 7-21**
 - 7.5.2 **Secciones Típicas de Cruces y Derechos de Vía, 7-21**
 - 7.5.3 **Restricciones de Secciones de Cruce y de Derecho de Vía, 7-22**
- 7.6 **El Derecho de Vía en las Autopistas, 7-22**
- 7.7 **El Transporte Colectivo en las Autopistas, 7-24**
 - 7.7.1 **Consideraciones Generales, 7-24**
 - 7.7.2 **Escaleras y Rampas para Pasajeros, 7-25**
 - 7.7.3 **Arreglos de Paradas de Autobuses, 7-26**

Capítulo 8

ELEMENTOS BÁSICOS DE DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA SEGURIDAD EN LAS CARRETERAS

- 8.1 La Seguridad Vial, una Asignatura Pendiente, 8-1
- 8.2 Las Carreteras Rurales, 8-5
 - 8.2.1 Carriles y Hombros o Espaldones, 8-6
 - 8.2.2 Carriles de Ascenso, 8-7
 - 8.2.3 Carriles para Adelantar, 8-7
 - 8.2.4 Curvas Horizontales y Verticales, 8-8
 - 8.2.5 Medianas, 8-9
 - 8.2.6 Intersecciones, 8-9
 - 8.2.7 Soportes de Señales y Postes de Servicio Público, 8-10
 - 8.2.8 Peatones y Ciclistas, 8-11
- 8.3 Carreteras Urbanas y Suburbanas, 8-11
 - 8.3.1 Hombros y Bordillos, 8-12
 - 8.3.2 Aceras, 8-13
 - 8.3.3 Medianas, 8-13
 - 8.3.4 Intersecciones, 8-14
 - 8.3.5 Las Carreteras o Calles Marginales o Frontales, 8-15
 - 8.3.6 Soportes de Señales y Postes de Servicio Público, 8-15
- 8.4 El Mantenimiento de las Carreteras y la Seguridad Vial, 8-15
- 8.5 Instalación de Servicios dentro del Derecho de Vía de una Carretera, 8-16
- 8.6 Los Desastres Naturales en el Contexto de la Seguridad Vial, 8-17

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

INDICE DE CUADROS

- Cuadro 2.1 Dimensiones de los Vehículos de Diseño (metros), 2-4
- Cuadro 2.2 Radios Mínimos de Giro de los Vehículos de Diseño, 2-4
- Cuadro 2.3 Composición Porcentual del Tránsito en las Carreteras de Nicaragua, 2-10
- Cuadro 2.4 Guía para Seleccionar el Nivel de Servicio para Diseño, 2-17
- Cuadro 2.5 Nivel de Servicio (V/C) para Carretera de Dos Carriles, 2-18
- Cuadro 2.6 Factores de Ajuste por Distribución Direccional del Tránsito en Carreteras de dos Carriles, 2-19
- Cuadro 2.7 Factores de Hora Pico (FHP) para Carreteras de dos Carriles, 2-19
- Cuadro 2.8 Factores de Ajuste por Efecto Combinado de Carriles Angostos y Hombros Restringidos, Carretera de dos Carriles, 2-20
- Cuadro 2.9 Automóviles Equivalentes por Camiones y Autobuses, en función de Tipo de Terreno, Carretera de dos Carriles, 2-20
- Cuadro 2.10 Automóviles Equivalentes para Pendientes Específicas, en Caminos Rurales de dos Carriles, 2-20
- Cuadro 2.11 Tipo de Cruce en Atención a las Necesidades Peatonales, 2-24

- Cuadro 3.1 Clasificación Funcional de las Carreteras Regionales, Volúmenes de Tránsito, Número de Carriles y Tipo de Superficie de Rodamiento, 3-9

- Cuadro 4.1 Velocidades de Diseño en Kilómetros por Hora en función de los Volúmenes de Tránsito y la Topografía del Terreno, 4.3
- Cuadro 4.2 Efecto Combinado sobre la Capacidad Ideal, del Ancho del Carril y la Ubicación de las Restricciones Laterales, 4-5
- Cuadro 4.3 Anchos Mínimos de Hombros y Aceras, 4-9
- Cuadro 4.4 Ancho de Medianas recomendables para las Carreteras de la Red Vial Regional, 4-15
- Cuadro 4.5 Dimensiones Típicas de las Bahías para el Refugio de Autobuses en las Carreteras Regionales, 4-18
- Cuadro 4.6 Distancias de Visibilidad de Parada y de Decisión, 4-28
- Cuadro 4.7 Distancias de Visibilidad de Adelantamiento, 4-30
- Cuadro 4.8 Altura del Ojo del Conductor de un Automóvil y del Objeto Visual, 4-32
- Cuadro 4.9 Valores Máximos Típicos para "e" y "f", 4-35
- Cuadro 4.10 Radios Mínimos y Grados Máximos de Curvas Horizontales para Distintas Velocidades de Diseño, 4-41

- Cuadro 4.11 Longitudes de Desarrollo de la Sobreelevación en Carreteras de dos Carriles, en metros, 4-44**
- Cuadro 4.12 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 6 %, 4-46**
- Cuadro 4.13 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 8 %, 4-47**
- Cuadro 4.14 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 10 %, 4-48**
- Cuadro 4.15 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 12 %, 4-49**
- Cuadro 4.16 Sobreancho de Carreteras de dos Carriles de Circulación, 4-52**
- Cuadro 4-17 Clasificación de los Terrenos en función de las Pendientes Naturales, 4-64**
- Cuadro 4.18 Reducción de Velocidades de Vehículos Pesados en Pendiente Ascendente, 4-65**
- Cuadro 4.19 Reducción de Velocidades de Vehículos Livianos en Pendientes Positivas de 1,000 metros de Longitud, 4-65**
- Cuadro 4.20 Pendientes Máximas y Mínimas por Tipo de Carreteras, 4-66**
- Cuadro 4.21 Controles de Diseño de Curvas Verticales en Cresta, basadas en Distancias de Visibilidad de Parada y de Adelantamiento, 4-70**
- Cuadro 4.22 Controles de Diseño en Curvas Verticales en Columpio, basadas en la Distancia de Visibilidad de Parada, DVP, 4-75**
-
- Cuadro 5.1 Trayectorias para Giros de Vehículos en Intersecciones con Curvas Simples, 5-19**
- Cuadro 5.2 Trayectorias para Giros de Vehículos en Intersecciones con Curvas Compuestas, 5-20**
- Cuadro 5.3 Diseño de Giros Mínimos en Intersecciones con Islas y Curvas Compuestas, 5-21**
- Cuadro 5.4 Sobreelevación en Curvas de Intersecciones, 5-23**
- Cuadro 5.5 Máximo Cambio de Pendiente para los Perfiles entre los Bordos de los Carriles y la Línea Central en Carreteras de dos Carriles, en función de la Velocidad, 5-24**
- Cuadro 5.6 Longitudes de Diseño para Carriles de Giro a Izquierda, 5-36**
- Cuadro 5.7 Longitudes en Metros de las Transiciones de Acceso y de las Bahías de Transición al Carril de Giro a Izquierda, 5-39**
- Cuadro 5.8 Anchos Mínimos de la Abertura en las Medianas para Vehículos Típicos de Diseño P y SU, 5-46**
- Cuadro 5.9 Efecto de la Oblicuidad en el Largo de la Abertura de Medianas, 5-49**
- Cuadro 5.10 Controles de Diseño para Aberturas Mínimas de la Mediana, 5-50**
- Cuadro 5.11 Distancia de Visibilidad para Giros a Derecha e Izquierda en Intersecciones, 5-53**
- Cuadro 5.12 Distancia de Visibilidad en Rotondas, 5-64**
- Cuadro 5.13 Ancho de Giro Recomendable para Rotondas entre Cunetas, g, para Vehículos Pesados, en metros, 5-65**

- Cuadro 6.1 Distancias Mínimas (D, en metros) para realizar la Separación de Niveles en Estructuras de Paso por Arriba o por Debajo, 6-15**
- Cuadro 6.2 Velocidades de Diseño de las Rampas en función de las Velocidades de Diseño de la Carretera, en kilómetros por hora, 6-16**
- Cuadro 6.3 Anchos de Diseño para Rampas de Giro en Intercambios, dimensiones en metros, 6-19**
- Cuadro 6-4 Longitud Mínima de Transición, más allá de la Nariz de la Cuchilla, 6-23**
- Cuadro 6-5 Longitudes Mínimas de Aceleración para las Terminales de Entrada de Rampas, con Pendientes de 2 por ciento o menos, 6-27**
- Cuadro 6-6 Ajustes de la Longitud del Carril de Aceleración, en función de la Pendiente Longitudinal, 6-29**
- Cuadro 6-7 Longitudes Mínimas de Deceleración para las Terminales de Salida de Rampa, con Pendientes de 2 por ciento o menos, 6-30**
- Cuadro 6-8 Ajustes de la Longitud del Carril de Deceleración, en función de la Pendiente Longitudinal, 6-32**
-
- Cuadro 7.1 Pendientes Máximas para Autopistas Urbanas y Rurales, 7-7**
- Cuadro 7.2 Sección Transversal Mínima en Estructuras de Autopistas y Vías Especiales, en función de los Volúmenes de Transito, en Metros, 7-8**
-
- Cuadro 8.1 Anchos Mínimos de Carriles y Hombros para Carreteras Rurales de dos Carriles de Circulación, 8-7**

INDICE DE FIGURAS

- Figura 1.1** Adaptación de los Alineamientos Vertical y Horizontal para Reducir Efecto de Ruido, 1-10
- Figura 2.1** Características del Vehículo de Diseño WB-15, 2-6
- Figura 3.1** Clasificación Funcional de un Sistema Vial, 3-5
- Figura 4.1** Tipos de Pendientes de la Sección Transversal, en Tangente, 4-8
- Figura 4.2** Secciones Típicas de Bordillos-Cunetas en Carreteras, 4-12
- Figura 4.3** Sección Típica en Recta de Arterias Principales con Mediana, 4-16
- Figura 4.4** Bahía para Autobuses, sin Separador, 4-19
- Figura 4.5** Bahía para Autobuses, con Separador, 4-20
- Figura 4.6** Distancia de Visibilidad de Parada, 4-24
- Figura 4.7** Etapas de la Maniobra para Adelantamiento en Carreteras de dos Carriles, 4-27
- Figura 4.8** Distancia de Adelantamiento para Carreteras de dos Carriles, 4-31
- Figura 4.9** Métodos para Distribuir la Superelevación y el Factor de Fricción Lateral, 4-37
- Figura 4.10** Procedimiento para Desarrollar la Distribución Final de la Superelevación (e), aplicando el Método 5, 4-38
- Figura 4.11** Componentes de la Curva Circular y Espirales, 4-42
- Figura 4.12** Transición Simple de Peralte y Sobreechancho, 4-54
- Figura 4.13** Transición Espiral del Peralte y Sobreechancho, 4-55
- Figura 4.14** Diagrama de Transición Espiral del Peralte, 4-56
- Figura 4.15** Giro del Peralte para Transición Espiral, Giro alrededor del Eje, 4-57
- Figura 4.16** Giro del Peralte para Transición Espiral, Giro alrededor del Borde Interno, 4-58
- Figura 4.17** Giro del Peralte para Transición Espiral, Giro alrededor del Borde Externo, 4-59
- Figura 4.18** Controles de Diseño de Curvas en Cresta para Distancias de Visibilidad de Parada, Rango Inferior, 4-68
- Figura 4.19** Controles de Diseño de Curva en Cresta para Distancias de Visibilidad de Parada, Rango Superior, 4-69
- Figura 4.20** Controles de Diseño de Curvas en Columpio, Rango Inferior, 4-73

- Figura 4.21 Controles de Diseño de Curvas en Columpio, Rango Superior, 4-74**
- Figura 4.22 Longitud Crítica de Pendiente para Diseño, para un Camión Pesado de 180 kg/KW a Velocidad de 90 Kilómetros por Hora, 4-77**
- Figura 4.23 Derecho de Vía y Sección Transversal Típica de una Carretera Colectora, 4-82**
- Figura 4.24 Derecho de Vía y Secciones Típicas Transversales de una Carretera Troncal, 4-83**
-
- Figura 5.1 Tipos de Intersecciones para Diferentes Volúmenes de Tránsito, 5-9**
- Figura 5.2 Intersecciones de Tres y Cuatro Accesos con Posible Número de Conflictos, 5-11**
- Figura 5.3 Intersecciones de Tres Accesos o en T, 5-13**
- Figura 5.4 Tipos de Intersecciones de Cuatro Accesos, 5-14**
- Figura 5.5 Intersecciones de más de Cuatro Accesos: su Realineamiento, 5-15**
- Figura 5.6 Superelevación en Curva de Intersecciones con Carriles Auxiliares, 5-26**
- Figura 5.7 Islas de Tránsito, 5-29**
- Figura 5.8 Ilustración de Medidas que Evitan Movimientos Peligrosos en Intersecciones, 5-32**
- Figura 5.9 Definición Clara del Paso de Vehículos, 5-33**
- Figura 5.10 Facilidades para Propiciar Velocidades Seguras de los Vehículos, 5-34**
- Figura 5-11 Guía General de Capacidad de Carriles para Giros a Izquierda en Intersecciones Semaforizadas, 5-36**
- Figura 5-12 Bases de Diseño de Carriles de Izquierda para Deceleración, 5-38**
- Figura 5-13 Diseño de Carriles Dobles para Giros a Izquierda, 5-40**
- Figura 5-14 Diseño Mínimo de la Abertura de la Mediana (Efecto del Esviaje), 5-47**
- Figura 5.15 Triángulo de Visibilidad, 5-51**
- Figura 5.16 Distancia de Visibilidad para Giros de Izquierda y de Derecha, 5-54**
- Figura 5.17 Tipos de Rotondas, 5-57**
- Figura 5.18 Parámetros de Diseño, 5-59**
- Figura 5.19 Distribución del Tránsito en Rotondas, 5-62**
- Figura 5.20 Visibilidad en Rotondas, 5-63/64**
- Figura 5.21 Ancho para Giro de Vehículos en Rotondas Normales, 5-67**
-
- Figura 6.1 Intercambio en Trompeta, 6-5**
- Figura 6.2 Diamantes y Algunas de sus Variantes, 6-8**
- Figura 6.3 Tréboles y Algunas de sus Variantes, 6-10**

- Figura 6.4** Altura Libre, H, requerida en un Terreno Plano para Habilitar el Paso Superior o Inferior de la Estructura de un Cruce a Desnivel, 6-12
- Figura 6.5** Tipos de Rampas, 6-17
- Figura 6.6** Desarrollo de la Sobreelevación en Terminales de Rampa con Flujo Libre, 6-21
- Figura 6.7** Características de una Cuchilla de Salida a una Rampa, 6-22
- Figura 6.8** Característica de una Cuchilla de Entrada de una Rampa, 6-25
- Figura 6.9** Detalles Típicos de Cuchillas de Salida, 6-26
- Figura 6.10** Entradas Típicas de Rampas para Carril Sencillo, 6-28
- Figura 6.11** Salidas Típicas de Rampas para Carril Sencillo, 6-31
-
- Figura 7.1** Autopistas en Trinchera, 7-13
- Figura 7.2** Autopistas en Trinchera, 7-14
- Figura 7.3** Autopistas Elevadas, en Estructuras, 7-18
- Figura 7.4** Autopistas Elevadas, en Terraplenes, 7-19
- Figura 7.5** Autopistas a Nivel, 7-23
-
- Figura 8.1** Ejemplos de Protección de Tuberías de Servicio bajo la Carretera, 8-18

RESUMEN EJECUTIVO DEL MANUAL

1. El día 30 de septiembre de 1999, la Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, suscribió el Convenio USAID No. 596-0181.20, por medio del cual la referida Agencia de Cooperación del Gobierno de los Estados Unidos de América, puso a disposición de la Secretaría los recursos financieros necesarios para implementar un proyecto de modernización y armonización de normas técnicas aplicables a las carreteras y el transporte por carreteras dentro de la región Centroamericana.

En virtud de esa colaboración, entre otras actividades relacionadas, se contrataron los servicios profesionales de un consultor, para la preparación de una primera versión del **Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales**, a ser discutido y revisado por los representantes de los cinco países de la región, a propuesta del Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, por Resolución de su XXI Reunión en noviembre del mismo año. Los representantes de los países y de la SIECA, además del propio consultor, celebraron dos talleres regionales, en las ciudades capitales de Guatemala y Nicaragua, para dar por aprobada la versión del manual que ahora se presenta en este documento.

2. Reiteradamente los Gobiernos de Centroamérica han expresado la voluntad política de avanzar hacia etapas más avanzadas en el proceso de integración, haciendo imperativo que las actividades de planificación, diseño, construcción, mantenimiento y operación de su infraestructura básica, como son ejemplarmente las carreteras de carácter regional o que sean clasificadas como tales, se ajusten a normas y procedimientos uniformes de aplicación general en toda la extensión de sus territorios.

3. En lo referido específicamente a la necesidad de contar con normas uniformes para el diseño de las carreteras en Centroamérica, se pueden señalar los siguientes criterios justificativos:

- **La conformación y aprobación de la Red de Carreteras Regionales lleva implícita la necesidad de que su diseño, construcción, mantenimiento y operación se rija por normas y procedimientos de alcance regional, para asegurar su coherencia y uniformidad funcional.**
- **Las carreteras regionales de similares requerimientos funcionales, deben diseñarse geoméricamente conforme normas de común aceptación en todos los países de Centroamérica.**
- **Las normas no deben constituirse en una camisa de fuerza ni generar**

conflictos en su aplicación por los países, deben ofrecer una guía sólida y técnicamente aceptable sobre las soluciones más deseables para el diseño geométrico de las carreteras regionales.

- **El proceso de construcción por etapas debe formar parte de la estrategia para el perfeccionamiento de las soluciones de diseño geométrico de las carreteras regionales.**
- **La carencia de investigaciones nacionales y regionales en Centroamérica, sobre los requerimientos particulares y las características locales aplicables al diseño geométrico de las carreteras, obliga a la selección deliberada de las prácticas internacionales más reconocidas.**
- **En donde ello sea posible, las normas regionales deben ofrecer un rango de opciones (mínima, deseable, máxima).**
- **Ninguna norma debe sustituir el buen criterio y el juicio explícito del diseñador. Cualquier desviación significativa de la aplicación de estas normas regionales, debe ser explícitamente sustentada por el diseñador.**

4. Dentro del territorio centroamericano, prácticamente todo el transporte se realiza por carreteras. Más de 100,000 kilómetros de carreteras de todo tipo enlazan el campo con las ciudades, nodos donde una red aún más extensa de calles y arterias complementan la infraestructura disponible para satisfacer las necesidades de movilidad de personas y mercancías, desde su punto de origen hasta su lugar de destino. El movimiento interno de importación y exportación por los puertos marítimos internacionales se efectúa por camiones, entre los cuales ya cobra un notable predominio el movimiento de carga en contenedores, movidos por combinaciones de tractores con semirremolques de la configuración T3-S2. El servicio ferroviario es virtualmente inexistente y está de mengua, excepto en Guatemala donde el ferrocarril estatal ha sido concesionado a intereses privados. El transporte aéreo, por su parte, sirve a menos del uno por ciento de la carga total generada dentro del Mercado Común Centroamericano.

El buen funcionamiento de la red de carreteras es, por lo tanto, crucial para el desarrollo seguro y eficiente de las actividades socioeconómicas en los cinco países de la región.

5. Por calles y carreteras de Centroamérica se desplaza diariamente una flota estimada al año 2000 de 2.8 millones de vehículos automotores, que crece a una tasa geométrica comprendida entre 7 y 10 por ciento anual. En Costa Rica, donde las series estadísticas revelan ser más completas, desde 1988 hasta 1997 se registró un incremento geométrico anual de 8.0 por ciento en los registros totales de vehículos, indicador que se elevó a 9.9 por ciento en el caso de los automóviles, que por si solos

constituyen holgadamente más de la tercera parte del total¹. La explosión del tránsito vehicular ha sido tal, que en algunos segmentos de la red vial regional se alcanzan los 40,000 vehículos por día promedio, una invitación clara al uso de diseños más exigentes y la construcción de pavimentos de mejores especificaciones.

6. Donde se siente mayor presión en la región centroamericana para la construcción de más y mejores arterias de tránsito rápido provistas de intercambios, es en las áreas urbanas de las capitales de los cinco países y en las zonas suburbanas, que normalmente forman parte de la región metropolitana que se conforma en torno a dichas capitales, donde ya se ha mencionado se producen las mayores concentraciones de tránsito en toda Centroamérica. Es ahí también donde se suma al elevado costo de la inversión inicial, el conocido problema del elevado valor de la tierra, que hace sumamente difícil brindar las soluciones requeridas, tanto por la usual limitación de recursos financieros como por el hecho de que las agencias internacionales de crédito no cubren gastos de adquisición de derechos de vía ni el pago de impuestos. No obstante lo anterior, se cuenta ya con unos cuantos kilómetros de autopistas y cerca de una treintena de intercambios, que están prestando variados servicios en las capitales centroamericanas y cuya evaluación operativa, así como el análisis de sus bondades y deficiencias, se impone para derivar lecciones útiles de la experiencia adquirida.

7. A la notable presencia de las carreteras se combinan sus elevados índices de siniestralidad. Se ha estimado que más de 300,000 personas mueren en el mundo y entre 10 y 15 millones resultan lesionadas en un año, como producto de accidentes de tránsito. Una de las principales causas de muertes prematuras de personas entre 5 y 44 años de edad, son los accidentes de tránsito, de tal forma que para los países en vías de desarrollo, éstos se han transformado en un problema real de salud, que produce elevados gastos en medicinas, uso de equipo especializado, instalaciones y personal.

8. En Nicaragua, el comportamiento de la accidentalidad no puede ser menos trascendente: un total de 10,424 accidentes ocurrieron en 1997, 12,331 en 1998 y 15,849 en 1999, causando en este último año, 544 personas muertas y 4,488 lesionadas, produciendo gastos médicos por US\$1.53 millones, donde se vieron involucrados 20,870 vehículos. Se reconoce que estos gastos bien pueden disminuirse por medio de diseños de obras viales orientados hacia la seguridad del tránsito. Tan importante como ofertar mediante un buen diseño la capacidad requerida de una carretera, es brindarla en condiciones de óptima seguridad y eficiencia en los costos de operación de los vehículos.

9 El tema de la seguridad vial, en particular, no ha merecido en Centroamérica la atención debida, razón por la cual en este manual se ha optado por plantear algunas recomendaciones al respecto en un capítulo al final, del cual se pueden destacar los siguientes principios:

¹ Fuente: MOPT, Costa Rica, Estadísticas del Sector Transporte, 1997.

- **El diseño de una carretera debe ser consistente, esto es, que deben evitarse los cambios abruptos en las características geométricas de un segmento dado, manteniendo la coherencia de todos los elementos del diseño con las expectativas del conductor promedio. La administración de los accesos a las carreteras, particularmente en las intersecciones, es a menudo esencial para la segura y eficiente operación de dichas carreteras, sobre todo cuando enfrentan condiciones de altos volúmenes de tránsito.**
- **En el diseño debe prestarse la debida atención a las necesidades de los peatones, de los ciclistas y de los motociclistas que circulan por las carreteras de Centroamérica en volúmenes significativos, particularmente de los primeros.**
- **Es necesario incorporar en el diseño de las carreteras una zona contigua a la pista de rodamiento, en donde la combinación de la pendiente, la superficie y la falta de obstáculos permita la recuperación del control de un vehículo salido de su curso.**
- **Debe realizarse todo esfuerzo para minimizar los puntos de conflicto en las carreteras, lo cual contempla el diseño de rutas separadas para peatones, ciclistas y motociclistas; la reducción del número de cruces ferroviarios; la construcción de barreras e islas para la canalización de las corrientes y el uso de los dispositivos apropiados para el control del tránsito.**
- **En el diseño de los pavimentos de las carreteras es esencial facilitar la efectiva interacción entre la superficie de rodamiento y las llantas de los vehículos para el control y el frenado de los mismos.**
- **Finalmente, es conveniente desarrollar y aplicar un sistema dinámico de administración de la seguridad de las carreteras, en donde se combine el conocimiento de factores como el tránsito, la localización y distribución de accidentes, etc. para la planificación y adopción de las medidas conducentes al mejoramiento de la seguridad en el transporte vial.**

10. Durante el proceso de diseño geométrico de las carreteras, al igual que en todas las etapas de su desarrollo y puesta en operación, es importante identificar los potenciales impactos ambientales del proyecto, y adoptar las disposiciones necesarias para evitar y mitigar sus efectos negativos hasta donde ello sea posible. Las legislaciones ambientales vigentes en algunos países así lo requieren, como también lo requieren y exigen las agencias internacionales y los organismos de cooperación bilateral que apoyan el desarrollo vial de Centroamérica. El mejor diseño geométrico de una carretera puede ser desestimado si, en el análisis de sus elementos justificativos, no se incorporan parejamente los componentes ambientales de su impacto en el medio natural y social.

Para contribuir al desarrollo sostenible durante el diseño de una carretera, hay que conciliar sus innegables aportes positivos con su costo sobre el ambiente.

11. La carencia de datos dificulta la escogencia de **los vehículos de diseño, que son los vehículos automotores predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza por las carreteras regionales**, por lo que al tipificar las dimensiones, pesos y características de operación de cada uno de ellos, se brinda al diseñador los controles y elementos a los que se deben ajustar los diseños para posibilitar y facilitar su circulación irrestricta. Sin embargo, ciertos datos de tránsito y los registros nacionales de vehículos automotores, destacan en Centroamérica la presencia relativamente importante del camión tipo T3, que corresponde a un camión de tres ejes, uno delantero y dos ejes en tandem atrás, utilizado con preferencia para el acarreo de mercancías a distancias cortas y medianas. En términos de carga transportada por las carreteras regionales, su participación es, sin embargo, restringida, por consiguiente menos significativa que la aportada por la combinación vehicular identificada como T3-S2, que consiste en la integración operativa de una unidad de tracción o cabezal de tres ejes, acoplado con un semirremolque de dos ejes en tandem. El movimiento crecientemente importante y porcentualmente significativo de carga de importación y exportación por carreteras, en contenedores de 40, 45 y hasta 48 pies de longitud, con origen o destino en los puertos marítimos de Centroamérica, se realiza utilizando este tipo de combinación de transporte que ha resultado práctico para las necesidades de la región.

12. Aunque su presencia es en la actualidad bastante limitada, es posible que la combinación tipo T3-S3, o sea la combinación del mismo cabezal anterior con un semirremolque de tres ejes, pudiera en el futuro llegar a ser importante para el transporte por carreteras en Centroamérica. Pudieran incentivar este movimiento la aplicación más efectiva de controles en los límites establecidos para los pesos y dimensiones de los vehículos por carretera, que tornará atractivo utilizar este tipo de unidades en virtud de su mayor capacidad de carga viva, para la movilización de embarques más pesados. Algunas empresas guatemaltecas que realizan autotransporte, se han adelantado a esta idea. También pudiera contribuir a este cambio el avance de la integración de Centroamérica con México, país en donde el uso de este tipo de unidades de transporte está bastante generalizado.

13. La clasificación de los vehículos de diseño con sus características mínimas de giros para las carreteras regionales, es la siguiente:

Vehículo- Tipo	Radio Interior (m)	Radio de Diseño(m)
Automóvil, P	4.2	7.0
Autobús Sencillo, BUS	7.4	12.8
Camión Sencillo, SU	8.5	12.8
Camión Articulado, WB-15	5.8	13.7
Camión Articulado, WB-19	2.8	13.7
Camión Articulado, WB-20	0	13.7

Fuente: Cuadros 2.1 y 2.2

Los radios mínimos de giro para dichos vehículos, se deben realizar a velocidades menores de 15 kilómetros por hora. Detalles sobre este tema se describen en el capítulo 2 del Manual.

14. Se ha confirmado que para la determinación de las normas para el diseño geométrico de las carreteras, los países en desarrollo siguen la práctica de agrupar las mismas conforme dos criterios muy diferentes. De carácter administrativo, el primero, propone una clasificación básica de las carreteras en regionales - o centroamericanas, para el caso - , nacionales, departamentales y locales, en tanto que el segundo criterio, de tipo funcional, apunta a una clasificación de las carreteras en primarias, secundarias y terciarias o, en lo relativo a las vías urbanas, en vías expresas, arterias primarias, colectoras y locales.

Obviamente que el primer criterio goza de menor reconocimiento práctico que el segundo, pues es muy poco frecuente que una carretera sea diseñada a altos estándares meramente por razón de su clasificación de regional, por ejemplo, sin prestar debida atención a los volúmenes de tránsito que dicha carretera está proyectada para atender durante su período de diseño. En Centroamérica, el ejemplo más relevante de una carretera regional lo ofrece la carretera Panamericana o CA-1, que en sus accesos a las capitales de los países que enlaza a lo largo de su trazado, justifica disponer de tres o más carriles de circulación por cada sentido, dadas las elevadas demandas del tránsito suburbano que sirve, en tanto que en algunos cruces fronterizos alejados de las capitales y distantes de las concentraciones de población, resulta ser más que suficiente contar con los dos carriles normales de una carretera diseñada para volúmenes comprendidos entre 500 y 1,000 vehículos por día.

15. La clasificación funcional agrupa a las carreteras según la naturaleza del servicio que están supuestas a brindar, lo cual a su vez tiene íntima relación con la estructura y categorización de los viajes. A semejanza de la estructura de un árbol, la realización de un viaje normal de origen a destino, v. gr. del hogar al trabajo, implica el escalamiento gradual en la estructura de la red, para movilizarse por carreteras de menor a mayor intensidad de movimiento, para luego invertir la relación hasta alcanzar el lugar donde completa su recorrido. Esto trae a cuenta los dos elementos esenciales para la clasificación de las carreteras, según que su función primordial sea de brindar **movilidad, acceso o un balance de ambas características de los viajes.**

Cuando la función que se persigue es predominantemente de **movilidad**, la mejor ilustración la ofrecen las autopistas, que están previstas para facilitar el desplazamiento a distancias relativamente grandes, en volúmenes considerables y a las mayores velocidades compatibles con el medio. En las áreas urbanas y suburbanas se evalúa la funcionalidad de estas instalaciones por los tiempos efectivos de viaje. A mayor pretensión de movilidad, mayor sacrificio habrá en los accesos, que estarán muy controlados por restricciones físicas y operativas.

Por otra parte, la función de **acceso** de una carretera, tipificada por un camino vecinal o una calle local, dice de una red bastante densa de vías, con generosa accesibilidad a las propiedades colindantes o dentro de su limitada área de influencia, modesta demanda del tránsito de paso y velocidades moderadas de operación.

Las categorías intermedias de la clasificación de las carreteras se desempeñan como un híbrido, para las cuales tan importante es el afán de movilidad como el acceso, pero que constituyen en la organización jerárquica seleccionada, los elementos necesarios de enlace entre las dos categorías extremas a que se ha hecho mención en los dos párrafos precedentes.

La clasificación funcional es preferida, en razón de que establece sistemas integrados dentro de una concepción lógica, esto es, agrupa las carreteras en grandes categorías de similares características según sus objetivos, que requieren el mismo grado de ingeniería y competencia administrativa. Carreteras análogas son sometidas a normas de diseño que, fundamentalmente, son ajustadas en rangos apropiados de volúmenes de tránsito.

16. Las carreteras regionales o centroamericanas constituyen una clasificación en sí, que las separa y distingue de las carreteras nacionales de cada país de Centroamérica por una tenue línea divisoria, que es más práctica que real. Se reputa como regional todo lo que es propio de la integración centroamericana o se acepta como tal por su proyección, alcance o definición. La clasificación funcional de las carreteras regionales, atendiendo a los criterios sustentados en los párrafos precedentes de este capítulo, admite el establecimiento de cinco tipos de carreteras entre rurales y suburbanas, con límites en lo que respecta a volúmenes de tránsito proyectados para un período de diseño normal de 20 años, que por el rango inferior no deben ser inferiores a los 500 vehículos promedio diario. Por consiguiente, están fuera de consideración las carreteras urbanas, al igual que los caminos vecinales o locales. Estos caminos son del ámbito estrictamente nacional, en tanto que los requerimientos mínimos de las vías urbanas están definidas en los planes de regulación de los planes de desarrollo de las capitales centroamericanas y las ciudades principales de la región.

Común a esta tipología de las carreteras regionales, es la condición de que las marcas horizontales, las señales y los semáforos para el control del tránsito, construidos e instalados según las normas en vigor, sean claramente entendidas por todos los usuarios: conductores, peatones y ciclistas. Específicamente, tales dispositivos deben llenar funciones de reglamentación del tránsito, ofrecer indicaciones para alertar sobre condiciones de peligrosidad en la vía y guiar a los conductores con información confiable hacia su destino por rutas seguras.

17. Las autopistas son carreteras cuya función principal es de movilidad, no de acceso. En un sistema vial desarrollado, las autopistas junto con las carreteras principales constituyen entre 2 y 4 por ciento de la longitud total de las vías rurales,

aunque pueden movilizar alrededor del 50 por ciento del tránsito diario. La autopista es el único tipo de carreteras que proporciona un flujo completamente continuo o ininterrumpido. No existen intersecciones a nivel y el acceso directo, desde y hacia las propiedades adyacentes, está limitado físicamente, prohibido y además controlado por la autoridad pública.

Las condiciones de la circulación en una autopista son el resultado de las interacciones entre los vehículos y sus conductores, así como de la corriente vehicular y las particularidades geométricas de las autopistas. Las operaciones también se ven afectadas por las condiciones medio ambientales, tales como las condiciones climatológicas y de alumbrado, las condiciones del pavimento y la superficie de rodamiento, y por la existencia de incidencias y perturbaciones en el tránsito.

18. En las autopistas por lo general es posible distinguir tres tipos de subtramos:

- **Secciones Básicas de Autopistas:** Son segmentos de la autopista cuya operación no se ve afectada por movimientos de convergencia o separación de los ramales cercanos o por movimientos de entrecruzamiento.
- **Areas de Entrecruzamiento:** Son segmentos de las autopistas en donde dos o más flujos vehiculares deben entrecruzarse entre ellos mismos a lo largo de un tramo de la carretera.
- **Intercambios:** Son soluciones de diseño provistas de uno o varios puentes para separar en uno o varios niveles las corrientes de tránsito, en los cuales los ramales de entrada o de salida se unen con la autopista, formando en dichos puntos un área de turbulencia, debido a las concentraciones de vehículos que fluyen, convergen y divergen.

Las autopistas regionales según su ubicación se dividen en dos grupos:

Autopistas Urbanas:

Las autopistas urbanas son capaces de soportar elevados volúmenes de tránsito. Estas autopistas pueden llegar a contar con un sinnúmero de carriles de circulación, aunque la solución más frecuente consta de dos y tres carriles en una sola dirección.

Autopistas Rurales:

Siendo catalogada una autopista como la categoría superior en la tipología de las carreteras regionales, debe proyectársele para altas velocidades de diseño, con un máximo razonable de 110 kilómetros por hora. Una velocidad tal de diseño debe usarse

en autopistas rurales. En terreno montañoso puede admitirse una velocidad de diseño menor, en el límite de 90 a 70 kilómetros por hora, en función de las expectativas del conductor y los costos de la obra.

La capacidad en autopistas con condiciones ideales de circulación y de condiciones físicas de la vía, es de 2,000 vehículos livianos/automóviles por hora y por carril (vl/h/c).

Se ha seleccionado el nivel de servicio C para las autopistas regionales. Ver sección 4.1 de este manual. En áreas rurales puede ser conveniente, en ciertas situaciones particulares que deben ser sometidas a evaluación, mejorar las opciones y diseñar para el nivel de servicio B, en tanto que en áreas urbanas muy desarrolladas y con altos niveles de tránsito, puede ser necesario rebajarse al nivel de servicio D².

19. Las **carreteras troncales suburbanas** están concebidas fundamentalmente para atender demandas de tránsito que, al término del período de diseño, alcanzarán volúmenes comprendidos entre 10,000 y 20,000 vehículos promedio diario. Se localizan entre las ciudades dormitorio y las capitales, de las cuales dichas ciudades son tributarias, o entre áreas proyectadas para alcanzar un llamativo desarrollo económico. Dan acceso directo a los generadores principales de tránsito y se interconectan con el sistema de autopistas y vías de circulación rápida.

Los accesos se permiten directamente, excepto cuando se desea introducir algún grado de control de los mismos para favorecer la fluidez del tránsito de paso, reservándose espacios y diseños adecuados para estacionamiento y movimientos peatonales longitudinales. La construcción de calles marginales a estas carreteras es altamente recomendable, cuando se desea destacar su función de movilidad.

20. Las **carreteras troncales rurales** constituyen los ejes principales y de mayor significación en la estructura de la red regional centroamericana. Se desarrollan con recorridos que se extienden a lo largo y ancho de todos los países del área, por lo que el entorno que les corresponde es variable, así como también son variables los rangos en los volúmenes de tránsito que sirven y que, al año de diseño, podrían llegar hasta los 20,000 vehículos por día promedio, con límites inferiores sensiblemente bajos de 500 vpd. En las áreas rurales con segmentos de carreteras de alto movimiento vehicular, podrá ser necesario prever su ampliación o reconstrucción a cuatro carriles.

Son recomendables las paradas de autobuses a lo largo de estas carreteras. Los cruces peatonales deben ser demarcados sobre el pavimento, tipo cebrá, y situados en los sitios de abundancia de peatones. Las intersecciones deben ser construidas con instalaciones provistas de semáforos de tiempo fijo y/o canalizadas, en los sitios con bastantes vehículos y peatones; en otros sitios con menor intensidad de movimiento,

² Al nivel de servicio D se alcanza el límite inferior de velocidad con flujo estable. Los flujos de tránsito no alcanzan a exceder los 1,850 vl/c/h.

predominará el señalamiento vertical, particularmente las señales de ALTO para el tránsito de los ramales secundarios de la intersección.

21. Las carreteras incluidas en la clasificación de colectoras suburbanas mantienen un sensible balance entre su función de acceso a las propiedades colindantes y su importante función complementaria de movilidad. Atiende, por consiguiente, una demanda de tránsito similar a las troncales rurales, ya que por el límite superior pueden alcanzar hasta los 10,000 vpd. Al mismo tiempo, estas carreteras están ligadas a los movimientos generados por las áreas urbanas, canalizando tránsito hacia otras vías y dando acceso a terrenos y propiedades colindantes, por lo que su demanda vehicular puede disminuir sensiblemente. Este tipo de vías estará dotada de una sección transversal provista de dos a cuatro carriles de circulación, para la atención del tránsito en ambos sentidos.

A las vías de cuatro carriles se les puede construir una mediana o separador central para mejorar la circulación del tránsito e incrementar la seguridad, o se pueden separar por medio de una franja demarcada en el pavimento. Dispondrán de estacionamientos a los lados de los carriles derechos de circulación, las intersecciones serán a nivel con señales verticales de ALTO y estarán provistas de marcas en el pavimento para el tránsito y cruces peatonales. Excepcionalmente, en sitios con abundancia de vehículos y peatones, se instalarán semáforos con tiempo prefijado y reserva de luz verde para cruces peatonales.

22. Las carreteras colectoras rurales generalmente sirven al tránsito con recorridos de menores distancias relativas, que se mueve entre ciudades, pueblos y villas, sirve así mismo como alimentador de las arterias troncales y de las colectoras suburbanas. La velocidad en estas vías es moderada, comparada con las arterias de tránsito mayor. Las colectoras amplían la zona de influencia de la red principal, por cuanto mueven el tránsito que se origina en zonas agrícolas y ganaderas importantes, puertos o embarcaderos, centros de educación con significativo movimiento de estudiantes y áreas industriales. Sus volúmenes de tránsito para diseño se ubican entre los 10,000 y 500 vehículos promedio diario.

La separación del tránsito direccional se hace por medio de marcas en el pavimento; las paradas de autobuses pueden tener bahías o no, dependiendo de los volúmenes del tránsito en cada sitio en particular. Los cruces peatonales se protegen por medio de marcas en el pavimento, tipo cebrá. Las intersecciones disponen de señales de ALTO y marcas en el pavimento para el encauzamiento del tránsito y orientación de los peatones.

Un tratamiento superficial asfáltico, doble o triple, que no contribuye a la resistencia estructural del pavimento propuesto, podría utilizarse como superficie de rodamiento apropiada para las carreteras ubicadas en el límite inferior de esta categoría.

La interrogante de qué hacer en caso de que una colectora rural no alcance un volumen de diseño de 500 vpd, debe resolverse con criterio práctico. En tanto se trate de una carretera reconocida como parte integrante de la red de carreteras regionales, sus estándares de diseño deben ser mejorados a niveles compatibles con su calidad y sus expectativas de largo plazo, para ofrecer la mejor solución que los recursos escasos disponibles admiten.

23. Para la tipología de las carreteras regionales descrita en los párrafos precedentes y discutida en forma amplia en el capítulo 3 de este manual, se ofrece en el cuadro 1 el resumen de sus especificaciones básicas, extraídas sin mucha explicación del Manual, razón por la cual es posible encontrar algunas inconsistencias que son estrictamente aparentes. Para una presentación más amplia de la distancia de visibilidad de parada y de adelantamiento, lo mismo que para los radios mínimos de curva horizontal, donde solamente se presenta un par de cifras por tipo de carretera, conviene referirse al capítulo 4 del manual, que incluye además los parámetros básicos utilizados en el cálculo. En efecto, el referido cuadro resumen es el resultado final del ejercicio de análisis que da sustento y justificación suficiente a las recomendaciones, de forma que el diseñador pueda, de acuerdo a su buen criterio y conocimiento en la materia, compartir las recomendaciones y ponerlas en práctica; o, alternativamente, proponer de manera explícita los cambios y adaptaciones que a tales normas considere apropiadas al caso en consideración. Las secciones transversales típicas de las carreteras colectoras, de las troncales y de las autopistas regionales, aparecen en las figuras 1, 2 y 3 respectivamente, al final de este resumen.

24. El manual se ocupa además de prestar atención debida a los tres tipos de intersecciones usuales en carreteras - las intersecciones a nivel, los simples cruces a desnivel para separar corrientes de tránsito y los intercambios - cada uno previsto para desempeñar su propio papel, determinado éste en función de los volúmenes de tránsito de diseño, de la distribución direccional de los diversos movimientos del tránsito, de los costos como un elemento de primordial consideración, la topografía y la disponibilidad de derechos de vía, ocupando la categoría superior como solución técnica de diseño los intercambios.

La idea de la separación de niveles para liberar los flujos de tránsito en una intersección, con su dotación de rampas, surge entonces como una opción justificada y justificable.

Las rampas están dispuestas para facilitar las maniobras del tránsito en los intercambios. Una rampa de un solo cuadrante, puede ser suficiente cuando los volúmenes son bajos. Sin embargo, puede ser que las operaciones de giro a izquierda en ambos extremos de la rampa, tengan que ser sustituidas por una solución con dos cuadrantes, de forma que los giros a izquierda solamente se realicen en la vía secundaria o menor.

La solución óptima, desde luego, ocurrirá cuando el intercambio ocupe los cuatro cuadrantes para convertirse en la conocida solución en trébol. Ahí todos los movimientos del tránsito son directos y naturales. La complejidad operativa de los tréboles ocurre en los aros de cada cuadrante, donde se puede generar algún grado de confusión, además de que se requiere un área de entrecruzamiento. Pero el trébol es apenas una de las formas más conocidas de los intercambios utilizados en el medio vial, ya que el diamante es otra opción que se utiliza en sitios con severas limitaciones de derecho de vía.

25. Al combinar el transporte masivo de pasajeros en autobuses o en trenes rápidos (tipo LRT) con la alta intensidad del movimiento vehicular, dentro de las instalaciones de las autopistas, se pueden lograr óptimos resultados para el desarrollo del transporte en las grandes ciudades.

Cuando el tránsito de autobuses o trenes rápidos ocurre dentro de la mediana de una autopista, el acceso del tránsito de vehículos es generalmente efectuado desde los cruces de los caminos en las intersecciones o intercambios. En los casos de que las instalaciones para el transporte colectivo son paralelas a la autopista y ubicadas a un lado, no dentro del área de la mediana, las complicaciones del tránsito son superadas en gran medida.

26 Como nota final de este resumen, es válido hacer una referencia al permanente tema de los desastres. Se tiene el convencimiento que aún no termina de asimilarse en toda su dimensión la conveniencia de **incorporar metódicamente la evaluación de riesgos en la planificación y el diseño de las obras requeridas para la reconstrucción de la infraestructura vial, al igual que para la modernización del sistema de transporte regional**. Como referencia conviene destacar que los registros disponibles revelan que a 37 asciende la lista de los principales desastres ocurridos en Centroamérica en el período 1960-1996, vale decir a un desastres mayor por año. Dos terremotos de gran intensidad han causado serios daños y muertes en el lapso de un mes en este año 2001 en la República de El Salvador. Fenómenos naturales de origen geológico, hidrológico y atmosférico, tales como terremotos, erupciones volcánicas, movimientos en masa, maremotos, inundaciones, huracanes y posibles eventos originados por tecnologías peligrosas tales como accidentes provocados por el hombre o por fallas técnicas, representan un peligro latente que bien puede considerarse como una amenaza permanente para el desarrollo sostenible de la región. De inmediato habría que **proceder al análisis y la caracterización de las amenazas para la delimitación de las zonas de alto riesgo**, a fin de evitarlas o desarrollar prontamente soluciones que incrementen la seguridad para la circulación vehicular. **Relocalización o reforzamiento** es lo que cabe ante obras o sistemas existentes, que se sometan a este análisis de riesgos para establecer su vulnerabilidad y las acciones para su reducción.

**Cuadro 1 ELEMENTOS DE DISEÑO GEOMETRICO DE LAS CARRETERAS REGIONALES
(RESUMEN)**

No.	DESCRIPCION	AUTOPISTAS REGIONALES	TRONCALES			COLECTORAS	
			Suburbanas	Rurales	Suburbanas	Rurales	
1	TPDA, vehículos promedio diario	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3,000-500	3,000-500	
2	VHD, vehículos por hora	>2,000	2,000-1,000	1,500-450	300-50	450-75	
3	Factor de Hora Pico, FHP	0.92	0.92	0.95-0.91	0.92	0.85	
4	Vehículo de Diseño	WB-20	WB-20	WB-20	WB-15	WB15	
5	Tipo de Terreno	P O M	P O M	P O M	P O M	P O M	
6	Velocidad de Diseño o Directriz, km/hora	110 90 70	90 80 70	80 70 60	70 60 50	70 60 50	
7	Número de Carriles	4 a 8	2 a 4	2 a 4	2	2	
8	Ancho de Carril, metros	3.6	3.6	3.6	3.3-3.6	3.3	
9	Ancho de Hombros/Espaldones, metros	Int: 1.0 - 1.5 Ext: 1.8 - 2.5	Int: 1.0 - 1.5 Ext: 1.8 - 2.5	Int: 0.5 - 1.0 Ext: 1.2 - 1.8	Ext: 1.2 - 1.5	Ext: 1.2 - 1.5	
10	Tipo de Superficie de Rodamiento	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.-Grava	
11	Dist.de Visibilidad de Parada, metros	110-245	110-170	85-140	65-110	65-110	
12	Dist. de Visib. Adelantamiento, metros	480-670	480-600	410-540	350-480	350-480	
13	Radio Mín. de Curva, Peralte 6%, metros	195-560	195-335	135-250	90-195	90-195	
14	Maximo Grado de Curva	5°53' - 2°03'	5°53' - 3°25'	8°29' - 4°35'	12°44' - 5°53'	12°44' - 5°53'	
15	Pendiente Longitudinal Max, porcentaje	6	8	8	10	10	
16	Sobreelevación, porcentaje	10	10	10	10	10	
17	Pendiente Transversal de Calzada, %	1.5 - 3	1.5-3	1.5-3	1.5-3	1.5-3	
18	Pendiente de Hombros, porcentaje	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	
19	Ancho de Puentes entre bordillos, metros	Variable	Variable	Variable	7.8-8.7	7.8-8.1	
20	Carga de Diseño de Puentes (AASHTO)	HS 20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44	HS20-44	
21	Ancho de Derecho de vía, metros	80-90	40-50	40-50	20-30	20-30	
22	Ancho de Mediana, metros	4-12	4-10	2-6	-	-	
23	Nivel de Servicio, según el HCM	B-C	C-D	C-D	C-D	C-D	
24	Tipo de Control de Acceso	Control Total	Control Parcial	Sin Control	Sin Control	Sin Control	
25	CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	AR-TS	AR-TS-TR	TR-CR	TS-CS	TR-CR	

Notas: Pav: Pavimento asfáltico o de cemento Portland

P: Plano O: Ondulado M: Montañoso

AR:Autopista Regional, TS: Troncal Suburbana, TR: Troncal Rural, CS: Colectora Suburbana, CR: Colectora Rural

FIG. 1 DERECHO DE VÍA Y SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DE UNA CARRETERA COLECTORA

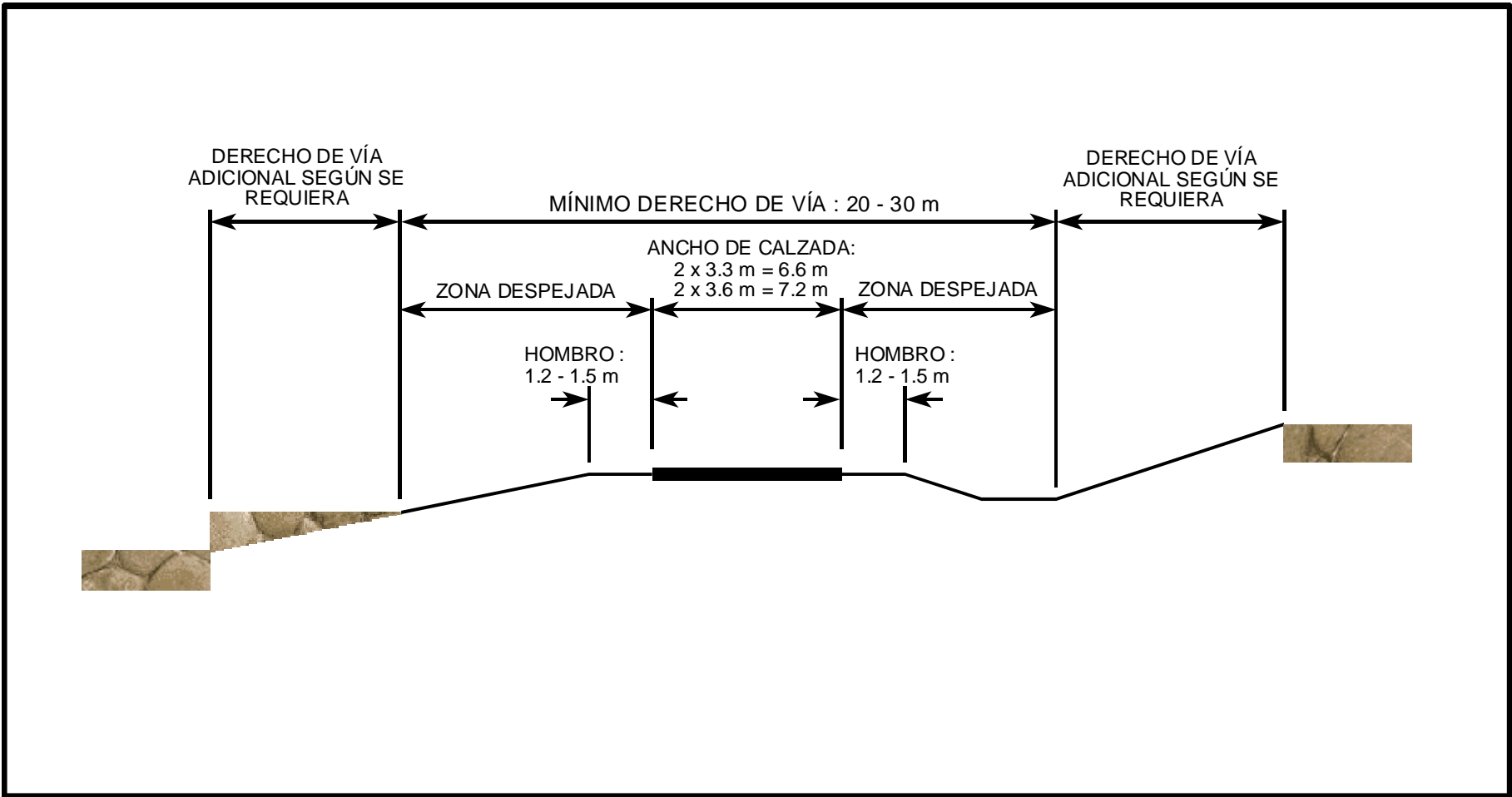


FIG. 2 DERECHO DE VÍA Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE UNA CARRETERA TRONCAL

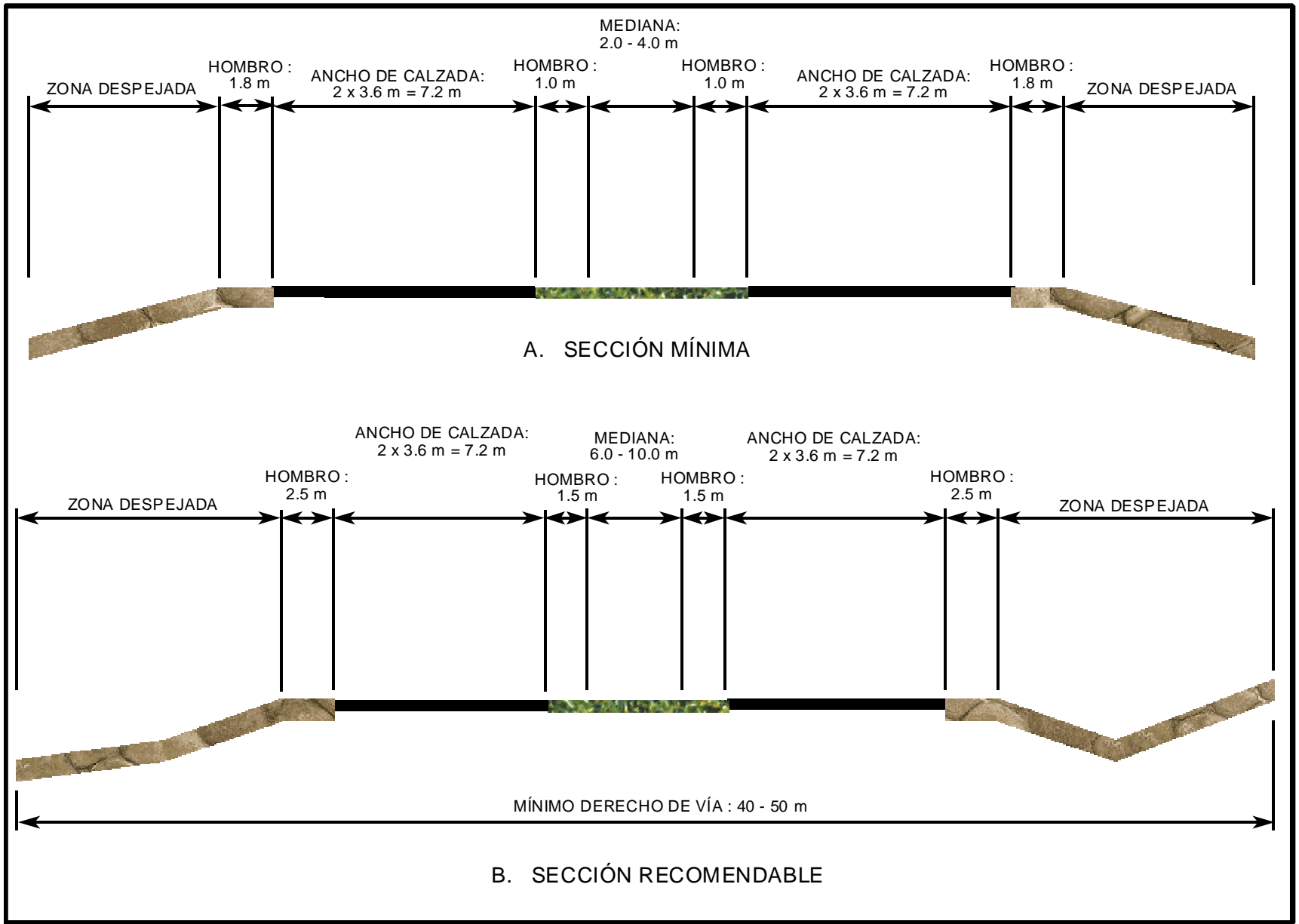
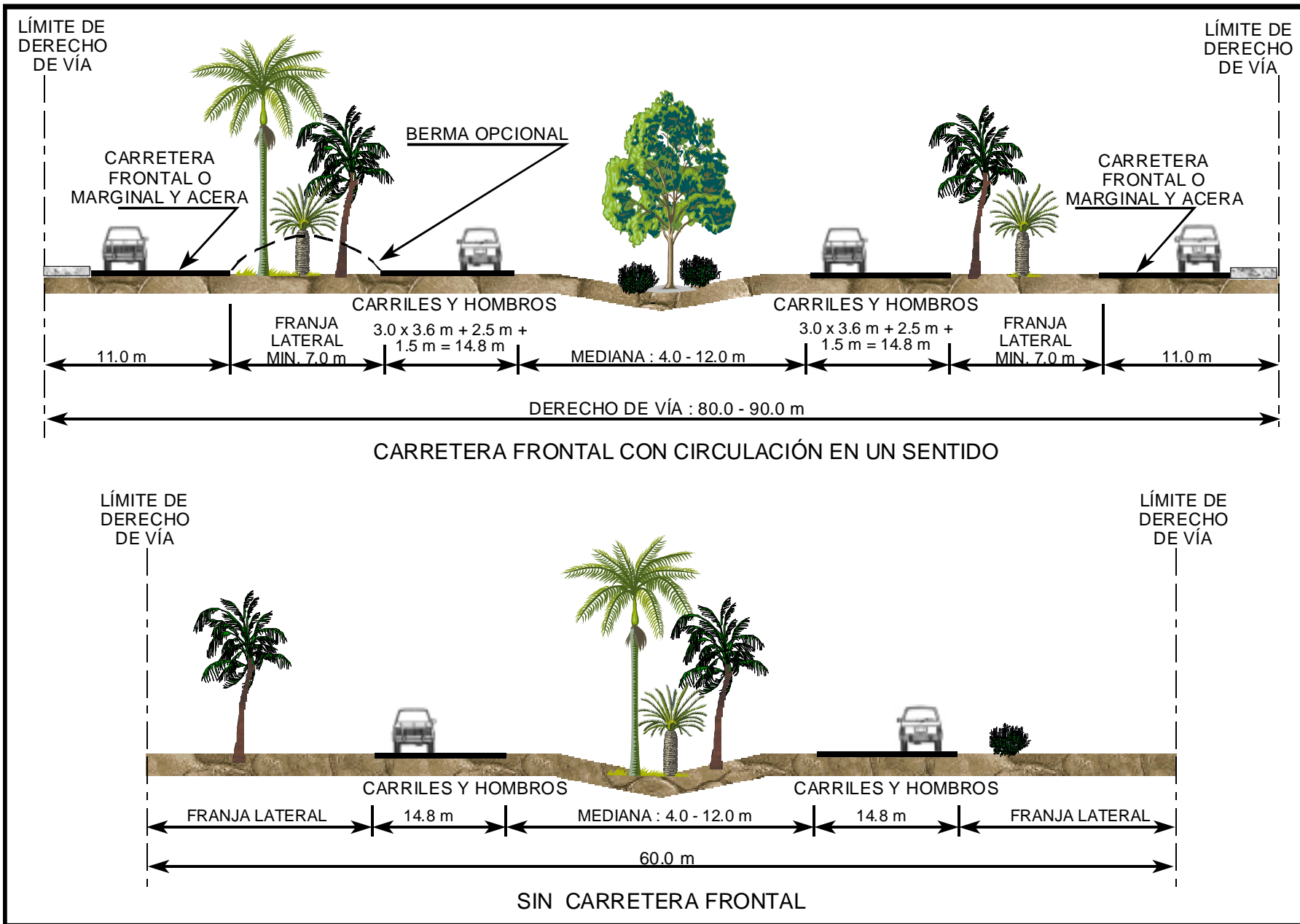


FIG. 3 AUTOPISTAS A NIVEL



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN AL MANUAL DE NORMAS PARA EL DISEÑO DE LAS CARRETERAS REGIONALES

1.1 Antecedentes

La Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, suscribió el día 30 de septiembre de 1999 el Convenio USAID No. 596-0181.20, por medio del cual la referida Agencia de Cooperación del Gobierno de los Estados Unidos de América, puso a disposición de la Secretaría los recursos financieros necesarios para mejorar la capacidad de la región para mitigar los efectos transnacionales de los desastres, mediante el desarrollo de lineamientos y estándares regionales para reducir la vulnerabilidad del sistema vial, esto es, en otras palabras, la modernización y armonización de normas técnicas aplicables a las carreteras regionales y al transporte por dichas carreteras en Centroamérica.

El día 18 de noviembre del mismo año se celebró la Vigésimoprimer Reunión del Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, donde se dispuso mediante la Resolución 03-99 (COMITRAN XXI), agradecer a US-AID por el apoyo brindado para el desarrollo del proyecto arriba citado y ofrecerle a su Secretaría - la SIECA - toda la colaboración necesaria para el exitoso desarrollo de su plan de trabajo relacionado con dicho proyecto, que contempla la selección, contratación y seguimiento de las consultorías individuales que se encargarán de los siguientes temas relacionados con las carreteras y el transporte por carreteras:

1. Actualización del Acuerdo Centroamericano sobre Circulación por Carreteras, del 10 de Junio de 1958 (énfasis en lo relativo al control de pesos y dimensiones de vehículos automotores).
2. Actualización del Manual Centroamericano de Mantenimiento de Carreteras.
3. Elaboración de un Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales.
4. Actualización del Acuerdo Centroamericano sobre Señales Viales Uniformes, del 10 de Junio, 1958.
5. **Elaboración de un Manual Centroamericano de Especificaciones para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales.**

COMITRAN dispuso además la designación de los expertos nacionales que formarán parte de los grupos de trabajo regional, a cargo del análisis y la revisión de las propuestas que les sean sometidas a consideración por medio de la SIECA, en cada una de las áreas técnicas arriba identificadas.

La modernización y armonización de normas técnicas en el sector transporte de los cinco países de Centroamérica, está incluida entre las acciones prioritarias de corto y mediano plazo, que aprobaron los Ministros de COMITRAN en su reunión de abril de 1997, al adoptar las "Recomendaciones de Políticas, Estrategia y Organización del Sector Transporte, para la Competitividad y la Integración de Centroamérica", documento hecho público por el BCIE y el Centro Latinoamericano para la Competitividad y el Desarrollo Sostenible del INCAE, en el año 1997.

En la definición de diseño geométrico de carreteras, este se concibe como el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos automotores, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. Una carretera queda definida geométricamente por el proyecto de su eje en planta o alineamiento horizontal, por su perfil o alineamiento vertical y por el proyecto de los elementos integrantes de sus secciones transversales típicas¹.

1.2 La Justificación de un Manual de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales

La voluntad política expresada reiteradamente por los Gobiernos de Centroamérica de avanzar en las diversas etapas del proceso de integración, hace imperativo que las actividades de planificación, diseño, construcción, mantenimiento y operación de su infraestructura básica, como son ejemplarmente las carreteras de carácter regional o que sean clasificadas como tales, se ajusten a normas y procedimientos uniformes de aplicación general en toda la extensión de sus territorios. Estas **disposiciones técnicas uniformes, o cuando menos armonizadas en una primera etapa**, deben constituirse en garantías para el adecuado y eficiente funcionamiento de la red de carreteras, como componente clave de un sistema de transporte integrado.

Por el contrario, en la práctica vial centroamericana prevalece un amplio rango de valores de diseño para similares condiciones del tránsito vehicular. La disparidad en las prácticas, la falta de coordinación, la recurrente improvisación y los aislados esfuerzos de modernización, permiten que coexistan a lo largo de un mismo eje vial contrastes extremos, de tramos con carriles estrechos y carentes de hombros o espaldones, operando al lado de otras que exhiben una extremada holgura en el diseño de su sección transversal; o que junto a puentes diseñados para cargas HS-15, funcionen otros con capacidades para cargas HS-20 y, aún otros más, con disponibilidad para atender esta última carga de diseño incrementada en un 25 por ciento, resultado de una conservadora previsión de situaciones por ahora

¹ Rafael Cal y Mayor y James Cárdenas, *Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y Aplicaciones*, 7ª Edición, 1995.

imprevistas en el desarrollo del transporte automotor. El efecto resultante de lo anterior es que la funcionalidad de ciertos ejes y de la red en su conjunto, aparece limitada por la incómoda presencia de los elementos de diseño más restrictivos.

En lo referido específicamente a la necesidad de contar con normas uniformes para el diseño de las carreteras en Centroamérica, se pueden señalar los siguientes criterios justificativos:

- **La conformación y aprobación de la Red de Carreteras Regionales lleva implícita la necesidad de que su diseño, construcción, mantenimiento y operación se rijan por normas y procedimientos de alcance regional, para asegurar su coherencia y uniformidad funcional.**

En un momento dado, las autoridades de la integración centroamericana deben adoptar una decisión política para establecer en forma clara e inequívoca cuales son los componentes básicos de la Red de Carreteras Regionales, o sea aquellos ejes y segmentos viales cuyo buen funcionamiento es clave para el desarrollo de la región en su conjunto. Es indudable que la Red se habrá de articular sobre la base de los tres corredores viales conocidos - el Corredor Vial Natural o del Pacífico, el Corredor Alternativo A o Panamericano y el Corredor Alternativo B o Atlántico - con sus respectivos enlaces y conexiones a los puertos marítimos principales y a los más importantes centros de población de la región, i.e, las capitales de los cinco países.

Sobre este particular aspecto conviene citar textualmente a Arturo Vera², quien señala que "de hecho, la propia naturaleza de la infraestructura de transporte está cambiando de sistemas aislados a verdaderos sistemas de transporte regional, con el doble propósito de 1. Mejorar la competitividad internacional de las exportaciones de América Latina, y 2. Facilitar el movimiento de bienes y personas y fortalecer la interrelación económica dentro del espacio ampliado por la integración..... Existe consenso entre los Gobiernos de América Latina que el dinamismo creciente del comercio solamente puede ser satisfecho por una red de transporte regional, que requiere en primer lugar el mejoramiento sustancial de las interconexiones entre países y, en segundo lugar, la modernización y la introducción de innovaciones técnicas, incluyendo la construcción de terminales de transporte multimodal, que requieren cuantiosas inversiones."

- **Las carreteras regionales de similares requerimientos funcionales, deben diseñarse geoméricamente conforme normas de común aceptación en todos los países de Centroamérica.**

La aplicación del criterio de clasificación funcional de las carreteras regionales es útil para dividir la red vial en segmentos de características similares en función de la demanda, medida esta mediante los volúmenes de tránsito que son expresados comúnmente por el Tránsito Promedio Diario Anual o TPDA, que ofrece la base

² Arturo Vera Aguirre, *Transport Infrastructure in Latin America*, BID, julio de 1997.

fundamental para la subsiguiente identificación y cuantificación de los componentes primarios del diseño geométrico. El establecimiento de los parámetros geométricos y funcionales de cada situación típica, se ha hecho con base en la experiencia internacional, que está recogida en la extensa bibliografía disponible sobre el diseño de las carreteras.

- **Las normas no deben constituirse en una camisa de fuerza ni generar conflictos en su aplicación por los países, antes bien deben ofrecer una guía sólida y técnicamente aceptable sobre las soluciones más deseables para el diseño geométrico de las carreteras regionales.**

Las normas de diseño deben ser utilizadas por el diseñador para proponer la mejor solución técnica aplicable a cada proyecto vial, teniendo a la vista las proyecciones del tránsito futuro, las dificultades físicas a superar, las prácticas habituales del mantenimiento y las disponibilidades de recursos para la ejecución de las obras propuestas. En realidad, **el objetivo de las propuestas de diseño para situaciones típicas, no es servir de recetario de aplicación inmediata, sino de referencia para una primera aproximación al proyecto, que por lo tanto no libera al diseñador del estudio concreto de las condiciones de cada tramo, en que es conveniente subdividir el proyecto, y de su propuesta específica.**

- **El proceso de construcción por etapas debe formar parte de la estrategia para el perfeccionamiento de las soluciones de diseño geométrico de las carreteras regionales.**

El desarrollo incremental o por etapas es una importante herramienta para diversificar las soluciones de diseño, particularmente cuando un determinado país enfrenta restricciones de recursos de capital para el desarrollo de sus proyectos de infraestructura vial o, simplemente, trata de aprovechar en mejor forma los escasos recursos disponibles para inversión.

- **La carencia de investigaciones nacionales y regionales en Centroamérica, sobre los requerimientos particulares y las características locales aplicables al diseño geométrico de las carreteras, obliga a la selección deliberada de las prácticas internacionales más reconocidas.**

Lo expresado justifica plenamente la investigación documental periódica de dichas prácticas para conocer el estado del arte en la materia, consultando documentos tanto americanos como europeos, como se ha hecho en ocasión de la preparación de este manual. Tres fuentes fundamentales básicas de origen norteamericano son la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO), el Transportation Research Board (TRB) y el Institute of Transportation Engineers (ITE), sin desestimar los importantes aportes técnicos de la Federal Highway Administration (FHA). De igual manera adquiere carácter de urgencia la búsqueda de medios para incentivar la investigación de los componentes claves del diseño local, como el caso del tratamiento de diseño que amerita el

movimiento peatonal que, en volúmenes crecientemente significativos, se desplaza por calles y carreteras de la región.

- **En donde ello sea posible, las normas regionales deben ofrecer un rango de opciones (mínima, deseable, máxima).**

En una variante de esta propuesta, Costa Rica se limita a contraponer las normas deseables a las normas mínimas, posiblemente bajo el criterio que la opción máxima tendrá como límite una combinación de las disponibilidades de recursos de inversión, con lo que el diseñador asuma como máximo razonable. Lo cierto es que el diseñador se ve habitualmente confrontado por su deseo de seleccionar los estándares más altos para satisfacer la demanda del tránsito vehicular previsto para el período de diseño, con la necesidad de ajustarse a las usuales limitaciones presupuestarias restrictivas.

- **Ninguna norma debe sustituir el buen criterio y el juicio explícito del diseñador.**

Cualquier desviación significativa de la aplicación de estas normas regionales, debe ser explícitamente sustentada por el diseñador.

1.3 La Evaluación del Impacto Ambiental, complemento del Diseño Geométrico

Durante el proceso de diseño geométrico de las carreteras, al igual que en todas las etapas de su desarrollo y puesta en operación, es importante identificar los potenciales impactos ambientales del proyecto y adoptar las disposiciones necesarias para evitar y mitigar sus efectos negativos, hasta donde ello sea posible. Las legislaciones ambientales vigentes en algunos países así lo requieren, como también lo requieren y exigen las agencias internacionales y los organismos de cooperación bilateral que apoyan el desarrollo vial de Centroamérica. **El más sofisticado diseño geométrico de una carretera puede ser desestimado si, en el análisis de sus elementos justificativos, no se incorporan parejamente los componentes ambientales de su impacto en el medio natural y social³.**

Una deficiente administración ambiental del proyecto, genera una percepción negativa del mismo, creando un mal ambiente para el desarrollo de futuras carreteras: se generan retrasos y elevaciones en los costos y se adoptan, como consecuencia, soluciones de compromiso que dejan lugar para muy escasas satisfacciones entre los proyectistas y los usuarios.

³ Para los diseñadores de carreteras y para otros especialistas viales se recomienda el ilustrativo documento del Banco Mundial, “*Roads and the Environment: a Handbook*”, Report TWU13, septiembre de 1994.

Es muy bien sabido que por todos sus positivos efectos, las carreteras pueden generar también impactos negativos en las comunidades aledañas y en el ambiente natural.

Las personas pueden ser afectadas indirectamente por el proyecto, mediante la alteración de su modo de vida, la pérdida de los lazos comunitarios, el incremento del ruido, la contaminación y la mayor generación de accidentes viales. Las carreteras tienden a generar desarrollo donde previamente no existía, hecho valorado negativamente en tanto ocasiona alteraciones en ambientes sensitivos y modifica el régimen de vida de las poblaciones indígenas. Alteraciones en el ambiente natural pueden incluir erosión del suelo, cambios en las corrientes de agua y en el nivel freático, modificaciones en la vida animal y vegetal. Como agentes de cambio, las carreteras alteran el balance existente entre la gente y su ambiente natural.

Para lograr un desarrollo sostenible durante el diseño de una carretera, hay que conciliar sus innegables aportes positivos con su costo sobre el ambiente. Este cambio de óptica involucra tres aspectos fundamentales. En primer lugar, está la identificación del abanico total de los impactos de la carretera sobre el ambiente natural y social dentro de su zona de influencia directa. En segundo lugar, está la cuantificación y medición de estos impactos, bajo procedimientos que en ciertos casos no están suficientemente desarrollados, como decir la medición del efecto sobre la salud de la contaminación del aire por las emisiones tóxicas de los vehículos. En tercero y último lugar, están los procedimientos a aplicar para evitar, mitigar y compensar por esos efectos negativos, que en balance deben ser minimizados frente a los beneficios de la apertura o el mejoramiento de una determinada obra vial.

El término de evaluación ambiental se aplica al riguroso análisis de los impactos de las alternativas de desarrollo de una carretera. La evaluación ambiental no es una actividad aislada a ejecutar en un momento del tiempo, debe verse antes bien como un proceso continuo que está integrado en el ciclo del proyecto durante la planificación, el diseño, la construcción, el mantenimiento y la operación de la carretera. Los costos de un estudio de impacto ambiental completo se estiman en el rango de 5 a 10 por ciento de los costos de preparación de los proyectos.

Un estudio más limitado o plan de acción para analizar determinados impactos se conoce como un plan de mitigación o plan de manejo ambiental. Mediante un proceso de tamizado, se identifica la magnitud potencial de los impactos y la profundidad de los estudios requeridos, mientras que el alcance considera el rango de impactos, el área afectada y la duración de los impactos, para establecer los límites o el rango de los factores ambientales a estudiar.

1.4 Acondicionamiento frente al Ruido

1.4.1 Consideraciones Generales

El tema de la contaminación ambiental tratado en el punto anterior, conduce al reconocimiento de que el movimiento de vehículos automotores por calles y carreteras es, probablemente, la fuente de contaminación por ruido más común y molesta de las existentes en la actualidad. Para la mayoría de la población, el ruido del tránsito forma parte integrante de la vida diaria y puede llegar a provocar molestias e, incluso, dolor, cuando alcanza ciertos elevados niveles.

Las molestias más comunes que provoca el ruido del movimiento de los vehículos automotores por calles y carreteras son, entre otros, interferir en el disfrute de los espacios exteriores de la vivienda (calles, plazas, jardines, terrazas, patios, balcones, ventanas, etc.) o de los interiores, dificultando la conversación, el reposo, la escucha de la radio o la televisión, dificultando e incluso impidiendo el sueño, provocando perturbaciones en el sistema auditivo, en el equilibrio psíquico, etc. Aunque las molestias del ruido del tránsito se centran fundamentalmente en áreas residenciales, otras actividades y edificios dedicadas al servicio de las mismas, como los centros de enseñanza, los hospitales, parques, etc., pueden considerarse afectados por el efecto ruido.

El ruido producido por un vehículo automóvil tiene su origen principalmente en el grupo motor (que incluiría el motor propiamente dicho, el escape, la transmisión, la ventilación, etc.), en el rozamiento entre las llantas y el pavimento y en la turbulencia de aire que ocasiona el movimiento del vehículo. El ruido total producido por el flujo de vehículos por una carretera es el provocado por el conjunto de los vehículos en movimiento y depende de factores tales como el volumen, la velocidad, la pendiente, el régimen de circulación y el porcentaje de vehículos pesados.

1.4.2 Criterios para la Puesta en Practica de Medidas frente al Ruido⁴

a. Medidas desde la Etapa de Planificación

Las medidas más eficaces y menos costosas para evitar niveles altos de ruido del tránsito⁵ en áreas sensibles al mismo son, sin lugar a dudas, las que pueden tomarse en la etapa de planificación del sistema vial. La previsión conjunta de la localización y trazado de las redes de carreteras y vías rápidas futuras, por parte

⁴ Ver AASHTO, "*Guide on Evaluation and Abatement of Traffic Noises*", 1993. Ruido es la perturbación provocada por la vibración de algún cuerpo material y la unidad de medida de la presión generada se expresa en decibeles (dB). La escala ponderada que representa el rango de la audición humana y su respuesta a los ruidos se expresa en dBA.

⁵ Para simple referencia, conviene mencionar que un camión diesel operando a una distancia de 15 metros genera alrededor de 90 dBA como nivel de ruido, en tanto un jet a 350 metros de altura genera 105 dBA. En una noche quieta en el campo el ruido llega a 25 dBA

de las autoridades urbanísticas y las de carreteras, considerando la necesidad de preservar ciertas áreas del ruido de la circulación es, en efecto, la mejor garantía de éxito de las soluciones viales.

Medidas previsoras como el desvío del tránsito de paso, cuando este es importante, la concentración del tránsito rápido en vías alejadas de áreas residenciales, la planificación de vías especiales para vehículos pesados, el establecimiento de distancias adecuadas para edificar junto a las carreteras, la elaboración de modelos tipológicos de grupos de edificaciones aisladas del ruido externo, son algunas de las posibilidades a estudiar.

No obstante y a pesar de sus evidentes ventajas, la planificación anti-ruido se enfrenta a problemas de difícil solución motivados por la escasez de suelo disponible en el entorno de las grandes aglomeraciones urbanas; por la dificultad, técnica y económica, de alejar demasiado las vías de tránsito elevado de los focos de la demanda (áreas residenciales, por ejemplo); por las fuertes presiones a que se ven sometidas las decisiones urbanísticas que afectan la accesibilidad de los terrenos; por la propia dificultad administrativa de una efectiva colaboración entre diferentes organismos, etc.

Por todo ello, la intervención en la etapa de planificación urbanística y del sistema vial, es probable que, no sólo en la actualidad, sino también en el futuro, requiera de otros métodos en lo que al ruido se refiere.

b. Medidas desde la Etapa de Elaboración del Proyecto

Desde la etapa de elaboración del proyecto de carreteras, puede afrontarse la consideración de medidas tendentes a reducir el impacto sonoro de muy diversas maneras:

- Interviniendo sobre el perfil longitudinal y el trazado para reducir la producción y la transmisión del ruido.
- Interviniendo sobre las características geométricas y de diseño de la carretera para producir y controlar la velocidad.
- Diseñando elementos específicos para limitar la transmisión del ruido de la circulación.
- Previendo la utilización de pavimentos especiales.

El Perfil y el Trazado. En la etapa de proyecto es cuando se definen el perfil, el trazado y otras características de la carretera. Habida cuenta de que dichas características influyen, tanto en la producción, como en la transmisión del ruido de la circulación, es evidente que su toma en consideración en la etapa de proyecto será uno de los métodos más eficaces de reducción del impacto sonoro.

Desde el perfil y el trazado puede influirse en el nivel de ruido, fundamentalmente a través del análisis de variantes en la rasante de la carretera y las pendientes. Mediante el establecimiento de una rasante para la carretera favorable a la reducción de su impacto sonoro se pretende, en general, la creación de obstáculos físicos a la propagación del sonido desde la propia configuración topográfica del espacio vial.

Las formas concretas de obstaculizar la transmisión del ruido son, en esencia, la utilización de rasantes inferiores o superiores a la del terreno natural de los bordes.

La utilización de una rasante inferior, es decir, la construcción en trinchera, provee a la carretera de dos taludes longitudinales, cuyo efecto de reflexión sobre la transmisión del sonido es muy eficaz, al crear amplias zonas de sombra en sus inmediaciones. La construcción deprimida o en trinchera tiene además la ventaja suplementaria de facilitar la construcción de intercambios cuando se trata de vías de mucho tránsito y de reducir, simultáneamente, el impacto visual de la carretera, cuyos taludes pueden ser, por otra parte, objeto de tratamientos paisajísticos.

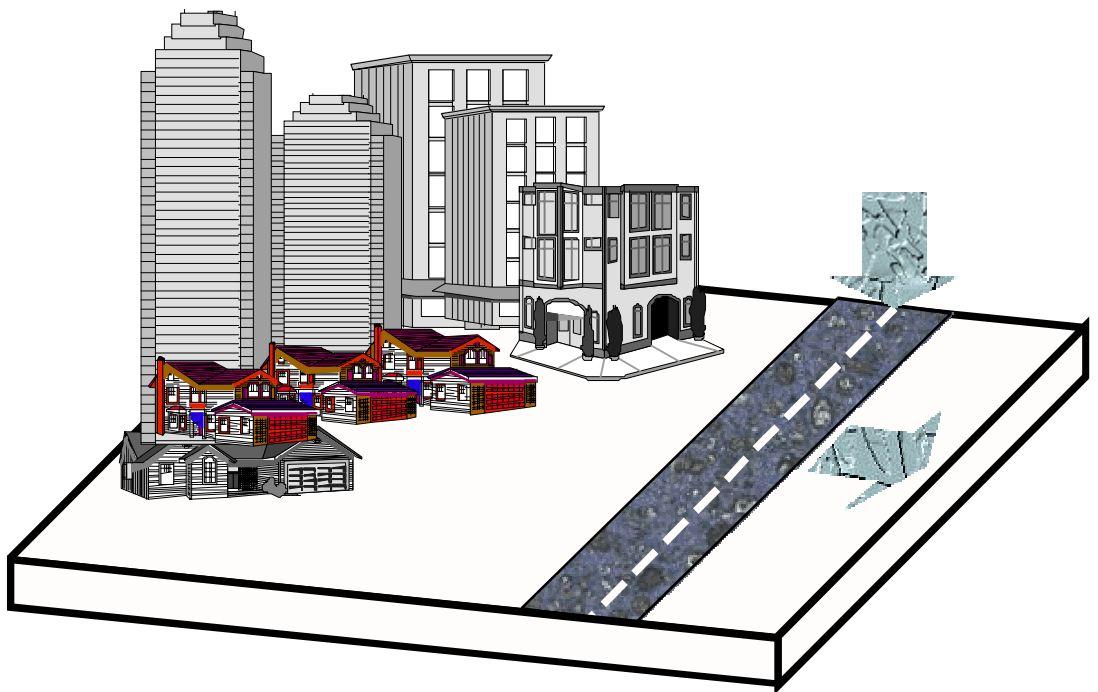
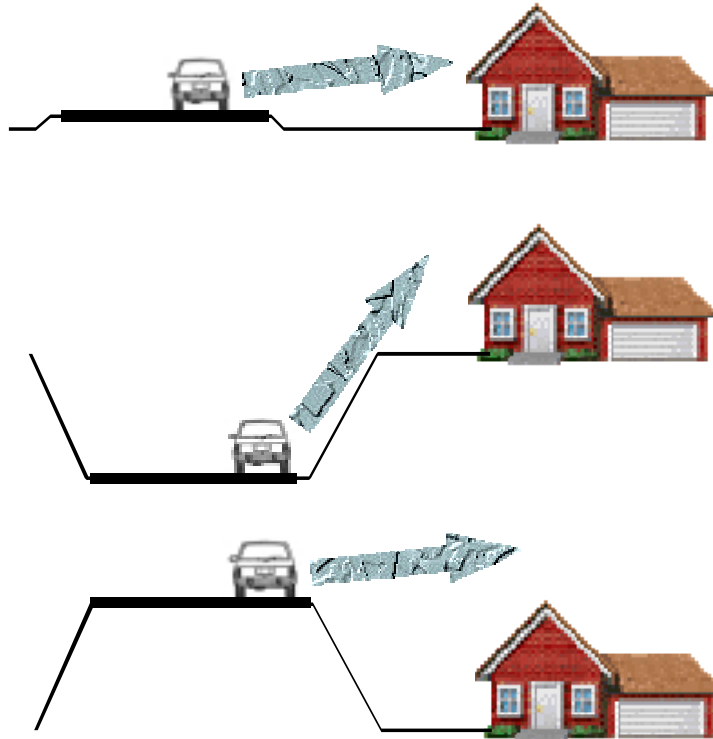
La construcción a media trinchera o semi-enterrada de carreteras tiene, sin embargo, el problema de requerir una mayor ocupación de suelo, que depende del tipo de terreno, y un costo suplementario, en la medida en que puede no corresponder e incluso oponerse a la optimización del perfil longitudinal.

La primera dificultad hace que esta solución sea difícil en áreas urbanizadas con escasez de terreno disponible, resultando sin embargo muy adecuada en áreas rurales o de baja densidad en la proximidad de áreas residenciales.

En áreas de mayor densidad de urbanización y con problemas agudos de ruido, puede ser recomendable el ocultamiento total de la vía. Ocultamiento total que puede conseguirse, bien mediante la construcción en túnel, bien mediante la cobertura artificial de un tramo de rasante por debajo del nivel natural del terreno. Este método tiene, no obstante, el problema obvio de su elevado costo y de las dificultades de conexión con otras carreteras o calles, lo que limita su adopción a situaciones muy excepcionales, como son los trazos de vías de alta intensidad de tránsito por áreas muy urbanizadas o centrales y siempre en tramos muy cortos. Soluciones de este tipo suelen ir acompañadas o proyectarse en el marco de remodelaciones urbanas integradas en conjunto con el espacio vial.

Por su parte, la construcción elevada de ciertos tramos de una carretera tiene interés desde el punto de vista del ruido, ya que sirve de obstáculo a la transmisión del sonido hacia abajo. Es, por tanto, especialmente adecuada en el entorno de áreas con construcciones de baja altura. En zonas de construcciones de cierta altura, la utilización de carreteras elevadas, sobre tablero o sobre terraplenes, debería ir acompañada de cierres verticales o pantallas, que impidan la propagación horizontal del ruido. La construcción elevada tiene como inconveniente principal, su impacto visual y su elevado costo.

FIG. 1.1 ADAPTACIÓN DE LOS ALINEAMIENTOS VERTICAL Y HORIZONTAL, PARA REDUCIR EFECTO DE RUIDO



MOVER HACIA AFUERA EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y BAJAR EL ALINEAMIENTO VERTICAL

La elevación de la rasante tiene los mismos problemas de ocupación de suelo que la construcción en trinchera, cuando se hace mediante terraplenado, pero puede ser más económica y requerir mucha menor ocupación del suelo cuando se hace mediante estructuras, forma en la que puede ser compatible con medios muy urbanizados.

Otra forma de intervenir sobre el ruido, actuando en este caso en el origen, es la reducción de la pendiente de las rampas, dado que es en las subidas cuando los vehículos, sobre todo los pesados, producen niveles más altos de ruido. La reducción de la pendiente de las rampas, una medida de carácter general frente a la producción del ruido circulatorio, presenta dificultades de aplicación en áreas urbanas densas y topográficamente accidentadas, ya que puede resultar contradictoria con la conveniencia de adaptar la carretera a las rasantes urbanas.

Reducción de la Velocidad a través del Proyecto. Tal como ya se ha señalado, el ruido producido por la circulación puede aumentar sensiblemente al elevarse la velocidad. Esta elevación de ruido se debe, fundamentalmente, al aumento del ruido producido por las llantas, que puede considerarse directamente proporcional a la velocidad, y que alcanza niveles de 80 dBA a velocidades cercanas a 100 kilómetros por hora. Aunque la reducción de la velocidad no es fácil de conseguir, tiene sin embargo una clara acción sobre las crestas del ruido, lo que provoca una mejora inmediata.

La disminución de la velocidad puede ser, por tanto, un instrumento efectivo de reducción de la producción del ruido. Dicha reducción es conveniente plantearla desde el proyecto, en la medida en que parece comprobada la escasa eficacia de las limitaciones de velocidad y la conveniencia de que sean las propias características geométricas de la carretera, las que impulsen a los conductores a adaptarse a velocidades menores.

Directamente desde el proyecto, la reducción de velocidad puede conseguirse a través de limitaciones en la longitud de los tramos rectos, la utilización de radios de giro adecuados (para ello se han llegado a implantar curvas innecesarias), el diseño de intersecciones que impliquen una disminución de la velocidad (rotondas, etc), la reducción de la anchura de los carriles de circulación, entre otras medidas. La reducción de la velocidad desde el proyecto no suele implicar costos adicionales en la construcción de las carreteras, sino, mas bien al contrario, reducciones al permitir parámetros geométricos más adaptables al terreno natural.

Sin embargo, la reducción de la velocidad como método de reducción del ruido debe estudiarse con sumo cuidado, pues puede llegar a tener efectos inversos a los pretendidos. Ello se debe a que, a velocidades reducidas (por debajo de los 60 kilómetros por hora), el ruido del motor se hace preponderante y puede llegar a valores muy altos si se imponen marchas cortas, sobre todo, a los vehículos pesados. También puede ser contraproducente la reducción de velocidad si impone cambios frecuentes en el ritmo circulatorio, lo que puede traducirse en

maniobras de frenado, arranque y aceleración, que son las situaciones en las que se producen mayores emisiones de ruido por los automóviles.

Diseño de Elementos Específicos. La reducción del impacto sonoro de la circulación puede conseguirse mediante la construcción de elementos específicos que limiten la transmisión del ruido y que pueden realizarse asociados a la carretera. En este sentido, la previsión de su diseño desde el propio proyecto de la carretera permite evitar los problemas de localización y construcción que se presentarán a posteriori. La finalidad de estos elementos a construir asociados a la carretera es funcionar como barreras acústicas en torno a esta. Los elementos más utilizados son los diques de tierra y las pantallas sónicas.

Ambas soluciones consiguen reducciones de ruido entre 10 y 20 dBA, son muy adecuadas para la protección de áreas de baja densidad y tienen la ventaja de proteger no sólo los edificios sino también sus anexos exteriores, en particular los jardines. El costo de estos elementos comparados con el de la infraestructura suele situarse entre el 5 y el 20 por ciento.

Los diques de tierra son dos terraplenes longitudinales de altura variable, que se construyen acumulando tierra longitudinalmente en los bordes de la carretera, con taludes de inclinación dependiente del tipo de material con el que se realicen. Su objeto es que los taludes interiores sirvan de plano de reflexión a las ondas sonoras, desviándolas hacia arriba y quebrando el camino del ruido entre los vehículos y el receptor.

La localización y construcción de los diques debe ser estudiada con cuidado porque está sujeta a condicionantes contradictorios. Así, mientras desde el punto de vista acústico conviene situarlos lo más próximos posibles a la calzada y con un talud tan vertical como fuera posible, desde el punto de vista de la circulación hay que construirlos con pendientes que no aumenten la peligrosidad de la carretera.

Para que sean eficaces, los diques de tierra deben tener una altura superior a los dos metros. Si se pretende proteger edificios altos, su altura debe aumentarse hasta 4 ó 5 metros, lo que encarece notablemente su costo, al exigir una ocupación de suelo muy grande.

Los diques de tierra son caros de construir, a no ser que se aprovechen los desperdicios de tierra de la propia excavación de la carretera, y tienen su principal inconveniente en la ocupación de suelo que suponen. Ello los hace adecuados para aquellas carreteras o tramos que cuentan con amplios derechos de vía y suelos de reserva, así como para proteger áreas residenciales de baja altura.

La OCDE estima que los diques de tierra cuestan menos que las pantallas si se dispone de la tierra en el sitio y del espacio necesario, son tan caros como las pantallas si existe sobreacarreo de la tierra y resultan de 3 a 5 veces más costosos si debe adquirirse derecho de vía adicional.

La ocupación de suelo puede reducirse, sustituyendo una parte del dique, en general el talud interior, por muros de tierra armada, hormigón, etc, de diversas formas (escalonada, etc) en los que se mantienen orificios o espacios diseñados para la siembra de plantas.

Las pantallas sónicas consisten en elementos artificiales verticales o muros, realizados en diversos materiales, que, construidos longitudinalmente a la carretera, funcionan como obstáculos a la transmisión del ruido. Dependiendo del tipo de material utilizado, la pantalla puede funcionar bien absorbiendo energía del ruido, bien reflejándola o, incluso, cumpliendo ambas funciones al mismo tiempo.

El efecto de reducción de una barrera depende de su ubicación, altura, espesor y características del material. La altura suele ser de un mínimo de 2 a un máximo de 6 metros, con una altura media en torno a los 2.5 metros, su ubicación conviene fijarla próxima a la banda de circulación y los materiales a utilizar van desde la madera, al hormigón, pasando por el ladrillo y los materiales sintéticos como el poliéster. En cuanto a su anchura, esta depende del tipo de material. Suele establecer un peso mínimo en torno a los 10 kilogramos por metro cuadrado.

Una pantalla se considera efectiva cuando la reducción del ruido conseguida en los edificios a proteger supera los 10 dBA (en algunos casos se justifican con 5 dBA) o cuando el ruido que se transmite a través de ella se reduce en 20 dBA.

Las pantallas tienen la ventaja frente a los diques de tierra de ocupar menos espacio, pero tienen un inconveniente importante en su impacto visual, en general más duro, lo que las hace menos aceptables.

Por ello, para la determinación de instalar una pantalla en el proyecto suelen realizarse tres estudios simultáneos. Por una parte, un estudio acústico que defina su localización, altura, longitud, absorbencia del material, inclinación, etc. Por otra, un estudio de ingeniería civil sobre estabilidad, resistencia, seguridad, materiales, etc. Finalmente, un estudio de tratamiento estético-paisajístico.

En su construcción, debe cuidarse especialmente que no se produzcan agujeros o poros que permitan el paso del sonido y, en las aperturas que sea necesario hacer para garantizar los pasos transversales, las barreras deben solaparse en una distancia mínima de al menos tres veces la anchura del espacio libre.

Las pantallas sónicas son adecuadas en parecidos medios a los diques de tierra, pero su menor ocupación de suelo las hace susceptibles de utilización en medios más urbanizados. En casos límite, han llegado a utilizarse para el aislamiento de autopistas que atraviesan áreas urbanas de alta densidad, como ha sucedido en Japón con las autopistas de Tokio y Yokohama.

La utilización de pantallas vegetales, no se recomienda en general, salvo en caso de existir previamente, dada su escasa eficacia. Estimaciones diversas, que dependen del tipo de planta utilizada, no valoran en más de 3 a 8 dBA la reducción producida por una masa compacta de árboles de 50 metros de anchura.

Utilización de Pavimentos Especiales. El tipo de pavimento de la carretera es un factor fundamental que condiciona el ruido de la circulación sobre todo a velocidades elevadas y, consecuentemente, la utilización de un tipo u otro de pavimentos puede influir sobre la intensidad del ruido producido. El ruido del rodaje sobre el pavimento parece depender de dos factores principales, el material empleado y su textura, siendo esta última, como ya se ha indicado, la cualidad de mayor relieve en el resultado.

De acuerdo con la experiencia existente, **el pavimento más ruidoso es el adoquinado**, seguido del hormigón estriado de través, hormigón liso, tratamientos superficiales, pavimentos tradicionales asfálticos y, con los mejores resultados, las mezclas abiertas o porosas. Las diferencias en producción de ruido pueden estimarse tomando como referencia el pavimento asfáltico típico en un aumento de más de 6 dBA con adoquinado, 6 dBA para el hormigón estriado, 2 para el hormigón liso, 2 también para los tratamientos superficiales y -2 para las mezclas abiertas.

La utilización de mezclas abiertas, las que mejores resultados están ofreciendo en las investigaciones en marcha (reducciones de hasta 5 dBA), tiene por el momento el inconveniente de una menor resistencia, lo que exige su renovación dos veces más a menudo, con el consiguiente aumento de costo y una mayor capacidad de contaminación.

Capítulo 2

CRITERIOS DETERMINANTES PARA EL DISEÑO DE LAS CARRETERAS

2.1 Consideraciones Generales

Los usuarios de las carreteras, los vehículos que circulan por ellas, las carreteras mismas y los controles que se aplican para normar su operación, son los cuatro elementos básicos que interactúan y se relacionan entre sí para determinar las características del tránsito. Las carreteras y sus intersecciones, estas últimas con su usual concentración de complejos y diversos movimientos, deben diseñarse con suficiente capacidad para satisfacer los requerimientos de las demandas de dicho tránsito, durante todo el período seleccionado para el diseño de las instalaciones. La capacidad, a su vez, puede ser limitada por aspectos adversos de su entorno, relacionados con interferencia de peatones, frecuencia de intersecciones, condiciones del terreno y factores climáticos que afectan la visibilidad, disminuyendo la velocidad y las condiciones físicas y anímicas de los conductores.

Tan importante como ofertar mediante un buen diseño la capacidad requerida de una carretera, es brindarla en condiciones de óptima seguridad y eficiencia en los costos de operación de los vehículos. El tema de la seguridad vial, en particular, no ha merecido en Centroamérica la atención debida, razón por la cual en este manual se ha optado por plantear algunas recomendaciones al respecto en un capítulo al final. En adelante de ese tema y para relevar su significación, puede mencionarse que se ha estimado que más de 300,000 personas mueren en el mundo y entre 10 y 15 millones resultan lesionadas en un año, como producto de accidentes de tránsito. Una de las principales causas de muertes prematuras de personas entre 5 y 44 años de edad, son los accidentes de tránsito, de tal forma que para los países en vías de desarrollo, éstos se han transformado en un problema real de salud, que produce elevados gastos en medicinas, uso de equipo especializado, instalaciones y personal. Se reconoce que estos gastos bien pueden disminuirse por medio de diseños de obras viales orientados hacia la seguridad del tránsito.

2.2 Los Vehículos de Diseño

Los vehículos de diseño son los vehículos automotores predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza por las carreteras regionales,

por lo que al tipificar las dimensiones, pesos y características de operación de cada uno de ellos, se brinda al diseñador los controles y elementos a los que se deben ajustar los diseños para posibilitar y facilitar su circulación irrestricta. De cada tipo de vehículo utilizado para diseño, se seleccionan a propósito para adoptar las condiciones más desfavorables, aquellos de mayores dimensiones físicas y de radios de giro mayores dentro de su clasificación tipológica.

La tipología de los vehículos automotores que circulan por las carreteras regionales de Centroamérica admite que, en primer término, se ubiquen en un extremo **los vehículos livianos** que son los más numerosos en la corriente vehicular e incluyen los automóviles compactos y subcompactos, los jeeps, las camionetas agrícolas y los pick-ups, siendo todos ellos representados por el automóvil tipo; mientras que **los vehículos pesados**, en el otro extremo de la clasificación, no admiten una sola representación, sino que requieren ser desglosados para su correcta identificación como elementos condicionantes de algunos aspectos del diseño geométrico de las carreteras. Por lo menos, resulta claro que en esta categoría se encuentran los autobuses sencillos - no los autobuses articulados, que únicamente operan en ciertas rutas urbanas de la ciudad de Guatemala, Guatemala - junto a una diversidad de vehículos pesados para el transporte de mercancías, que es preciso particularizar en cuanto a sus características y exigencias en materia de diseño. Sin una sola industria automotriz en Centroamérica, limitados por ahora al ensamble y fabricación de ciertos tipos de carrocerías, todos los vehículos automotores que circulan por calles y carreteras de la región son importados, por lo que sus dimensiones, capacidades y características técnicas son producto de la mezcla heterogénea de diferentes marcas y modelos de vehículos procedentes de países desarrollados, como Estados Unidos y Japón, o de mayor desarrollo relativo, como Brasil y México.

Ciertos datos de tránsito y los registros nacionales de vehículos automotores, destacan en Centroamérica la presencia relativamente importante del camión tipo T3, que corresponde a un camión de tres ejes, uno delantero y dos ejes en tandem atrás, utilizado con preferencia para el acarreo de mercancías a distancias cortas y medianas. En términos de carga transportada por las carreteras regionales, su participación es, sin embargo, bastante limitada, por consiguiente menos significativa que la aportada por la combinación vehicular identificada como T3-S2, que consiste en la integración operativa de una unidad de tracción o cabezal de tres ejes, acoplado con un semirremolque de dos ejes en tandem. El movimiento crecientemente importante y porcentualmente significativo de carga de importación y exportación por carreteras, en contenedores de 40, 45 y hasta 48 pies de longitud, con origen o destino en los puertos marítimos de Centroamérica, se realiza utilizando este tipo de combinación de transporte que ha resultado práctica para las necesidades de la región.

Aunque su presencia es en la actualidad bastante reducida, es posible que la combinación tipo T3-S3, o sea la combinación del mismo cabezal anterior con un semirremolque de tres ejes, pudiera en el futuro llegar a ser importante para el

transporte por carreteras en Centroamérica. Pudieran incentivar este movimiento la aplicación más efectiva de controles en los límites establecidos para los pesos y dimensiones de los vehículos por carretera, que tornaría atractivo utilizar este tipo de unidades en virtud de su mayor capacidad de carga viva, para la movilización de embarques más pesados. Algunas empresas guatemaltecas que realizan autotransporte, se han adelantado a esta idea. También pudiera contribuir a este cambio el avance de la integración de Centroamérica con México, país en donde el uso de este tipo de unidades de transporte está bastante generalizado.

Mención aparte por sus características muy propias, merecen las combinaciones de vehículos que operan en el transporte de la caña de azúcar hacia los ingenios en temporada de la zafra, operando en las carreteras dentro de áreas restringidas a su zona de influencia. Se trata de la combinación de una unidad de tracción de gran potencia, que arrastra enganchados dos pesados remolques hasta de 40 pies de longitud, provisto cada uno de cuatro ejes, o un semirremolque con un remolque. La configuración de la sección transversal de estos remolques se ensancha desde la base hacia arriba, para facilitar la operación de carga de las unidades e incrementar su capacidad de carga viva, reduciendo de paso el espacio libre de los carriles contiguos y, con su movimiento bamboleante, aportando su cuota de inseguridad a la circulación del tránsito general por dichas carreteras.

En correspondencia con la simbología que utiliza la AASHTO en su manual de diseño geométrico, cabría seleccionar cinco vehículos tipo para el diseño de las carreteras regionales. El vehículo tipo P corresponde a la categoría de vehículos livianos, que representa el automóvil. El vehículo representativo de las unidades de transporte colectivo, representado por el autobús sencillo, corresponde al tipo BUS. El camión de tres ejes no aparece en la clasificación de la AASHTO, pero puede asimilarse al camión sencillo de dos ejes identificado como SU, por ser más restrictivo que los vehículos articulados. En la categoría de vehículos articulados de carga se puede escoger para diseño, por semejanza, el vehículo tipo WB-19 (Semirremolque Interestatal), que utiliza un semirremolque de 14.6 metros de largo (48 pies) y fue adoptado como vehículo de diseño según la ley federal norteamericana de Transporte por Superficie de 1982¹, aunque igualmente se puede considerar el vehículo tipo WB-20 que está provisto de un semirremolque de 16.2 metros de longitud (53 pies), que en algunas esporádicas ocasiones ha hecho presencia en la carreteras de la región.

En un rango intermedio entre los dos tipos extremos de vehículos para el transporte de carga, se puede considerar el vehículo identificado como WB-15, que puede cargar contenedores de 6.1 y 9.1 metros de largo (20 y 30 pies)².

¹ Surface Transportation Assistance Act, 1982 STAA.

² Los contenedores se miden en TEUs (Twenty Equivalent Unit), que corresponde a un recipiente con dimensiones exteriores de 6.1 metros de largo (20 pies), 2.4 metros de ancho (8 pies) y 2.4 metros de alto (8 pies), según la International Standard Organization (ISO).

En el cuadro 2.1 se muestran las dimensiones típicas de estos tipos de vehículos, conforme las tablas de la AASHTO, siendo oportuno destacar que los vehículos pesados, de pasajeros o de carga, tienen ya un ancho máximo para diseño de 2.6 metros, mientras el Acuerdo Centroamericano sobre Circulación por Carreteras de 1958, en proceso de revisión, limita dicho ancho a 2.5 metros. Las alturas máximas también han registrado incrementos a tomar en consideración en el diseño de los túneles y estructuras de paso a través. De 2.4 metros de altura (8 pies) según normas de la ISO, los propios contenedores han aumentados a 2.6, 2.7 y 2.9 metros (respectivamente 8.5, 9 y 9.5 pies de alto).

Cuadro 2.1

DIMENSIONES DE LOS VEHÍCULOS DE DISEÑO (METROS)

	P	BUS	SU	WB-15	WB-19	WB-20
Altura	1.3(1.3)	4.1	4.1(4.1)	4.1(4.1)	4.1	4.1
Ancho	2.1(2.1)	2.6	2.6(2.6)	2.6(2.6)	2.6	2.6
Longitud	5.8(5.8)	12.1	9.1(9.2)	16.7 (16.8)	21.0	22.5
Voladizo Delantero	0.9(0.9)	2.1	1.2(1.2)	0.9(0.9)	1.2	1.2
Voladizo Trasero	1.5(1.5)	2.4	1.8(1.8)	0.6(0.6)	0.9	0.9
Distancia entre Ejes Extremos, WB1	3.4(3.4)	7.6	6.1(6.1)	6.1(6.1)	6.1	6.1
Distancia entre Ejes Extremos, WB2				9.1(9.2)	12.8	14.3

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994. p. 21

Cuadro 2.2

RADIOS MINIMOS DE GIRO DE LOS VEHÍCULOS DE DISEÑO (METROS)

Vehículo- Tipo	Radio Interior (m)	Radio de Diseño(m)
Automóvil, P	4.2 (4.7)	7.3 (7.3)
Autobús Sencillo, BUS	7.4	12.8
Camión Sencillo, SU	8.5 (8.7)	12.8 (12.8)
Camión Articulado, WB-15	5.8 (6.0)	13.7 (13.7)
Camión Articulado, WB-19	2.8	13.7
Camión Articulado, WB-20	0	13.7

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 22

Entre paréntesis se presentan las dimensiones de los vehículos similares de diseño que utiliza la Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México y que

se identifican como DE-335, DE610 y DE-1525³, en correspondencia con los tipos P, SU y WB-15, respectivamente.

Los radios mínimos de giro para dichos vehículos de diseño, giros que deben realizarse a velocidades menores de 15 kilómetros por hora, se muestran en el cuadro 2.2, donde además se incluyen entre paréntesis los vehículos de proyecto mexicanos. Se muestran además en forma gráfica los radios mínimos de giro para la combinación tractor-semirremolque de 15.25 metros entre ejes exteriores de la norma mexicana y que se identifica como DE-1525, según la nomenclatura de la SCT de México, equivalente al vehículo tipo WB-15 del manual de la AASHTO (figura 2.1)

2.3 Los Volúmenes de Tránsito

El buen diseño de una carretera solamente puede lograrse si se dispone de la adecuada información sobre la intensidad del movimiento vehicular que la utiliza y la utilizará hasta el término del período seleccionado de diseño, sea que se trate de una nueva carretera o de una carretera existente que se propone reconstruir o ampliar. Esta visión cuantificada del lado de la demanda del tránsito, es comparada con la oferta de capacidad que promete la solución del diseñador, para establecer su necesaria compatibilidad y consistencia.

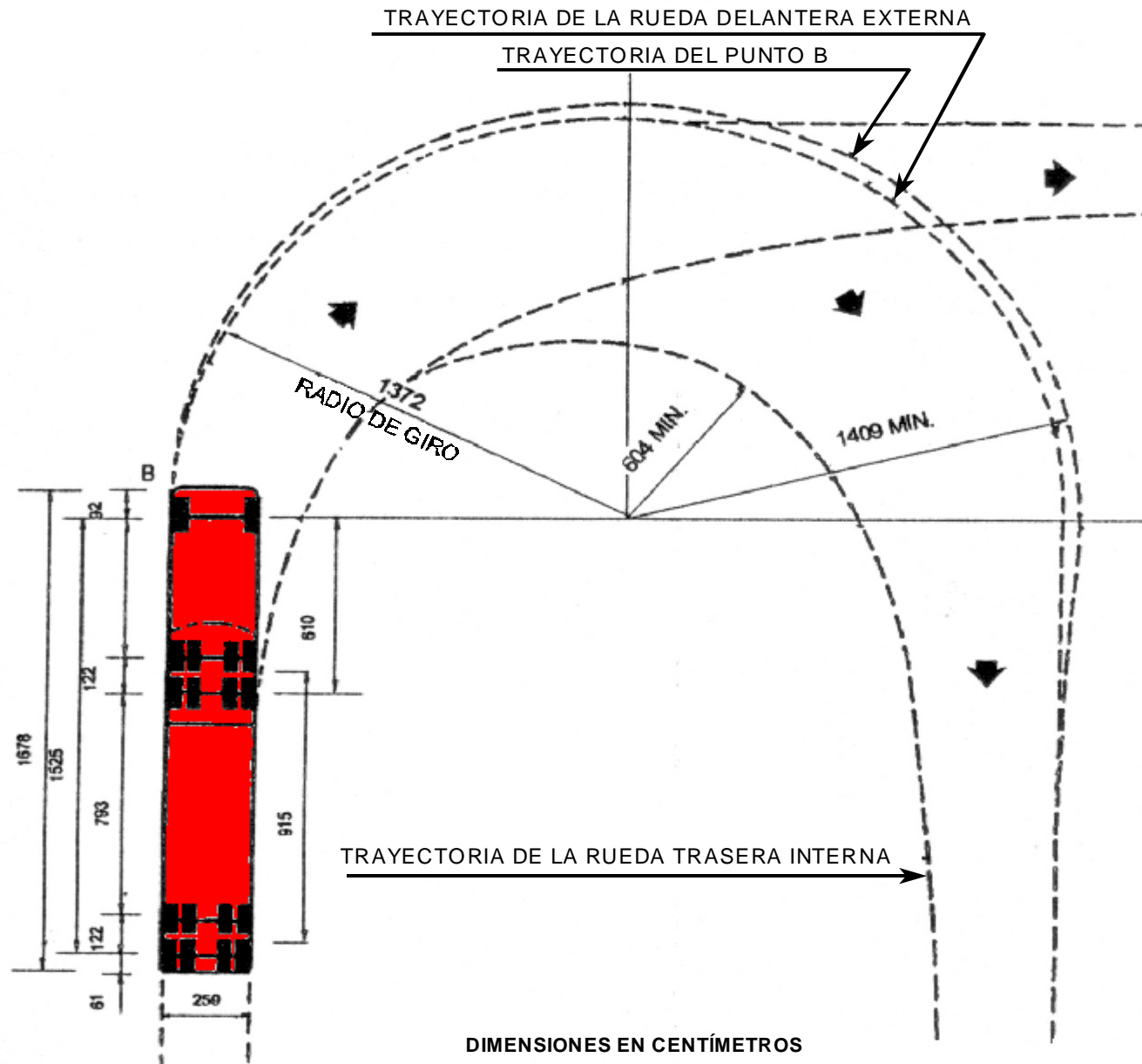
La medición de los volúmenes del flujo vehicular se obtiene normalmente y a veces de manera sistemática, por medios mecánicos y/o manuales, a través de conteos o aforos volumétricos del tránsito en las propias carreteras, lo mismo que mediante investigaciones de Origen y Destino (O/D) que, dependiendo de la metodología utilizada, arrojarán datos sobre la estructura, distribución, naturaleza y modalidad de los viajes. En las intersecciones, los estudios volumétricos de tránsito clasificados por dirección de los movimientos en los accesos a las mismas, durante períodos de tiempo determinados, proporcionan a su vez los datos básicos necesarios para enfrentar las particulares características de su diseño.

2.3.1 El Tránsito Promedio Diario Anual, TPDA

Uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras es el volumen del Tránsito Promedio Diario Anual, conocido en forma abreviada como TPDA, que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición.

³ SCT, *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras*, México, 1991.

FIG. 2.1 CARACTERÍSTICAS DEL VEHÍCULO DE DISEÑO WB-15



Tratándose de un promedio simple, el TPDA no refleja las variaciones extremas que, por el límite superior, pueden llegar a duplicar los volúmenes promedios del tránsito en algunas carreteras, razón por la cual en las estaciones permanentes de registro de volúmenes se deben medir y analizar las fluctuaciones del tránsito a lo largo de los diferentes períodos del año, sean estos semanales, mensuales o estacionales. No obstante, se ha tomado el TPDA como un indicador numérico para diseño, tanto por constituir una medida característica de la circulación de vehículos, como por su facilidad de obtención. Constituye así el TPDA un indicador muy valioso de la cantidad de vehículos de diferentes tipos (livianos y pesados) y funciones (transporte de personas y de mercancías), que se sirve de la carretera existente como su tránsito normal y que continuará haciendo uso de dicha carretera una vez sea mejorada o ampliada, o que se estima utilizará la carretera nueva al entrar en servicio para los usuarios.

En algunos tramos de las carreteras rurales de Centroamérica, se registran actualmente volúmenes de tránsito promedio mayores de 20,000 vehículos por día, según se desprende de datos preliminares del nuevo Estudio Centroamericano de Transporte que ejecuta la SIECA. El TPDA en la carretera entre San José y Cartago en Costa Rica alcanzó en 1999 la cifra de 38,000 vpd⁴, mientras que entre las ciudades de Guatemala y Escuintla el volumen fue de 24,000 vpd en el mismo año. La configuración característica del mapa de intensidades del tránsito rural por las carreteras principales de Centroamérica, disminuye a partir de las capitales de cada país, donde alcanza sus mayores cifras y plantea sus mayores exigencias de inversión y capacidad instalada, hasta las fronteras terrestres que, como efectivas barreras físicas al movimiento vehicular, provocan el estrangulamiento del tránsito que, normalmente, resulta ser inferior a los 1,000 vpd, en muchos casos por debajo de los 500 vpd.

Estos extremos contrastes en el cuadro de las demandas, ajustadas convenientemente al año de diseño por tendencias de crecimiento que, solamente en lo que respecta al indicador del crecimiento del registro de vehículos automotores, es del orden de 8 a 10 por ciento anual, apuntan lógicamente a la necesidad creciente de dotar a Centroamérica de más y mejores carreteras, provistas cuando menos de cuatro carriles de circulación y posiblemente regida por controles en los accesos e intercambios, operando en forma complementaria a las ubicuas carreteras convencionales de dos carriles, donde por fortuna es posible capitalizar en la experiencia regional de diseño de los años recién pasados.

2.3.2 El Tránsito de la Hora Pico o de Punta

Siendo el TPDA una medida muy genérica de la intensidad del tránsito a lo largo de un día, se vuelve necesario tomar en debida cuenta las variaciones extremas que registra el movimiento vehicular a lo largo de las veinticuatro horas del día,

⁴ Vpd: vehículos promedio por día.

para seleccionar las horas de máxima demanda como base más apropiada para el diseño geométrico de las carreteras. El tránsito de la hora pico o de la hora punta, recoge la necesidad de referir el diseño no a la hora máxima que se registra en un año ni a la hora promedio, sino a una hora intermedia que admita cierto grado de tolerancia a la ocurrencia de demandas horarias extremas, que podrían quedar insatisfechas o con menores niveles de comodidad para la conducción.

Para determinar el volumen de tránsito de la hora pico se acostumbra graficar la curva de datos de volúmenes de tránsito horario registrados durante todo un año en una estación permanente de registro del movimiento vehicular por carretera, mostrando en el eje de las ordenadas aquellos volúmenes registrados de mayor a menor, como porcentajes del TPDA, en tanto que en el eje de las abscisas se anota el número de horas por año en que el tránsito es mayor o igual al indicado. La hora máxima puede llegar a representar desde el 25 hasta el 38 por ciento del TPDA, la última cifra correspondiente a la experiencia de recuentos de tránsito en la República mexicana⁵. La curva desciende bruscamente hasta su punto de inflexión, que ocurre normalmente en la denominada **trigésima hora de diseño o 30HD**, lo cual significa que al diseñar para ese volumen horario, cabe esperar que existan 29 horas en el año en que el volumen será excedido. **Esto es, que no resulta práctico ni económico incrementar el diseño al doble, si tal fuere el caso, para reducir las horas de congestión, como tampoco corresponde tolerar un mayor número de horas de dicho congestión para reducir en menor cuantía los requerimientos del diseño.**

El volumen de tránsito de la hora pico o 30HD se sitúa normalmente entre 12 y 18 por ciento del TPDA en el caso de **las carreteras rurales, con un término medio bastante representativo de 15 por ciento de dicho TPDA.**

En carreteras urbanas, este volumen se ubica entre 8 y 12 por ciento del TPDA, por lo que **es válida la práctica de utilizar un 10 por ciento del TPDA como valor de diseño**, a falta de factores propios obtenidos de las investigaciones de tránsito.

En cuatro puntos de igual número de carreteras de acceso a la ciudad de Managua, Nicaragua, se registraron en 1972 volúmenes de hora pico comprendidos entre 9.4 y 14.8 por ciento del correspondiente TPDA, cifras que aunque guardan semejanza y por tanto confirman la validez de los porcentajes antes mencionados, se citan como simple referencia dado el limitado alcance de la referida investigación de tránsito.

2.3.3 El Factor de Hora Pico, FHP

El factor de hora pico o FHP, se expresa como la relación que siempre será igual o menor que la unidad, entre la cuarta parte del volumen de tránsito durante la hora pico y el volumen mayor registrado durante el lapso de quince minutos dentro de

⁵ Rafael Cal y Mayor y James Cárdenas, op. cit.

dicha hora pico. O sea que al afectar los volúmenes horarios de diseño por este factor, se están asumiendo las condiciones más exigentes de la demanda, a las cuales debe responder la propuesta de solución de reconstrucción, mejoramiento o ampliación de una carretera determinada.

La decisión de afectar o no el volumen horario de diseño por este factor, muy utilizado en los cálculos de capacidad y niveles de servicio, depende del grado en que las fluctuaciones del movimiento vehicular durante la hora máxima, por su relevante significación, afectan las decisiones operativas y de diseño de la carretera. En muchas soluciones viales en el área rural, los analistas se limitan a examinar las condiciones promedio durante la hora pico. **En general, se considera que cuando el FHP es menor de 0.85, las condiciones operativas de la carretera variarán sustancialmente.**

2.3.4 La Composición del Tránsito

Dependiendo del tipo de servicio y la localización de una carretera, es indispensable tomar en debida cuenta que los vehículos pesados, como camiones, autobuses y vehículos recreativos tipo campers, pueden llegar a alcanzar una incidencia significativa en la composición del flujo vehicular, influenciando según su relevancia porcentual, en forma más o menos determinante, el diseño geométrico de las carreteras y los espesores de los pavimentos. El efecto de un camión sobre las operaciones del tránsito es a menudo equivalente al de varios automóviles, siendo mayor la relación a medida que son mayores las pendientes y menores las distancias de visibilidad disponibles. En la categoría de vehículos pesados se sitúan los camiones con peso bruto total de 4 toneladas métricas o más y los vehículos que presentan llantas dobles en el eje trasero.

Según esa concepción, el tránsito pesado representa el 13 por ciento del tránsito total proyectado en las carreteras troncales y en las colectoras de Nicaragua, conforme revelan los datos del recién finalizado Plan Nacional de Transporte, del cual se reproduce el cuadro adjunto 2.3. Ocultan estos promedios generales una realidad distinta y mucho más reveladora, que salta a la vista cuando se analizan los datos por rangos de volúmenes de tránsito en las diferentes carreteras: de 11 por ciento del tránsito pesado en las carreteras troncales con proyecciones de 20,000 vpd o más, los porcentajes de vehículos pesados suben gradualmente hasta significar un 35 por ciento del tránsito promedio en las carreteras con volúmenes comprendidos entre 1,000 y 300 vpd.

Cuadro 2.3

Composición Porcentual del Tránsito en las Carreteras de Nicaragua

	Tipo de Carreteras		
	Troncal %	Colectora %	Vecinal Estratégica %
Automóviles	44	42	28
Pick-ups	36	39	57
Autobuses	3	3	2
C. Livianos	7	6	9
C. Medianos	6	7	3
C. Pesados	1	1	0
Articulados	3	2	1

Ref.: MTI, Plan Nacional de Transporte, PNT-2000, Nicaragua

2.3.5 La Distribución Direccional de las Corrientes de Tránsito (D)

La intensidad del tránsito durante la hora pico en una carretera de dos carriles, muestra el volumen del tránsito en ambos sentidos de circulación, de ahí que resulte necesario afectarlo por un factor adicional, que refleje la desigual distribución a lo largo del día de las corrientes del tránsito en ambas direcciones, que a mayor desbalance hará mayor la necesidad de brindar la capacidad suficiente, incrementando el número de carriles necesarios. En las horas pico de la mayoría de las carreteras rurales, entre el 55 y el 70 por ciento del tránsito total se mueve en un solo sentido, por lo que **la utilización de un 60 por ciento como factor promedio de distribución direccional parece razonable**, a falta de otros elementos de juicio. En casos extremos como las carreteras a zonas turísticas, se ha llegado a alcanzar hasta un 80 por ciento del total circulando en un solo sentido.

En una carretera de carriles múltiples, es frecuente encontrar que la carga del tránsito en el sentido predominante durante la hora pico alcanza hasta 60 por ciento más vehículos que la corriente de sentido contrario, de ahí la importancia de investigar localmente estos factores al diseñar una carretera o, alternativamente, deducir por inferencia con casos semejantes de la experiencia local, los parámetros a aplicar para la situación más probable.

Al diseñar intersecciones a nivel e intercambios, es necesario cuantificar mediante recuentos volumétricos visuales, de investigaciones de origen y destino o de ambos tipos de estudios de tránsito, los volúmenes de todos los movimientos claves durante la hora de diseño. La distribución obtenida mostrará en algunos casos considerables sorpresas en la distribución de los flujos, en particular cuando se trata de comparar datos de los movimientos vehiculares durante las horas de mayor demanda, que en un sentido ocurren durante las horas de la mañana y, quizá, durante las horas de la tarde mostrarán un cuadro diametralmente opuesto.

2.3.6 Las Proyecciones de la Demanda de Tránsito

En las carreteras regionales se recomienda adoptar un período de proyección de veinte años como la base para el diseño, aunque igualmente se acepta que para proyectos de reconstrucción o rehabilitación de las carreteras se puede reducir dicho horizonte a un máximo de diez años.

La utilización de períodos mayores de veinte años no parece justificada, particularmente en la región centroamericana, por las dificultades de prever los cambios posibles a tan largo plazo en el uso del suelo y realizar proyecciones confiables sobre la situación socio-económica de la población, dentro de la zona de influencia del proyecto. La aplicación del proceso de construcción por etapas, que se menciona más adelante en este capítulo, puede introducir modificaciones adicionales en estos conceptos.

Para determinar las proyecciones de tránsito de una carretera se utiliza una diversidad de procedimientos, que van desde los más complejos y sofisticados a base de modelos econométricos hasta los que se caracterizan por su extrema simplicidad en el cálculo o dependen solamente del buen juicio y criterio del diseñador. Entre ellos, dos procedimientos son universalmente aceptados, aunque cabe señalar que a mayor incertidumbre en las estimaciones a futuro, mayor será la conveniencia de complementar los estudios con un análisis de sensibilidad para prever situaciones extremas en las perspectivas a largo plazo.

El primero se fundamenta en el análisis de las tendencias históricas del comportamiento del tránsito, conocidas mediante registros de los volúmenes durante un período mínimo de diez años de duración, para desprender de ellas las hipótesis de crecimiento más probable del tránsito durante los años venideros, en sus diferentes componentes de la corriente vehicular.

El segundo método reconoce que los pronósticos de tránsito guardan estrecha relación con indicadores de las múltiples actividades humanas, cuyos patrones relacionados con la movilidad, se consideran invariables en el período de diseño de las obras viales, a menos que se conozcan de antemano factores que pueden influir en su futuro comportamiento. Bajo este criterio general se busca establecer relaciones razonables de tipo estadístico entre el comportamiento del tránsito (variable dependiente) y el de otros conocidos indicadores socioeconómicos nacionales o locales, que tienen incidencia en el transporte automotor, como los

registros de consumo de combustible (gasolina, diesel o ambos) en el transporte, la tenencia de vehículos, el comportamiento del Producto Interno Bruto, el crecimiento de la población económicamente activa, (variables independientes), que permitan obtener proyecciones aceptables acerca de los futuros volúmenes de tránsito por las carreteras.

2.4 Las Velocidades

La velocidad en una carretera guarda directa relación de dependencia de cuatro factores, distintos a los que particularizan al conductor y su vehículo, que son las características físicas de dicha carretera, las condiciones climáticas en su entorno, la presencia o interferencia de otros vehículos en la corriente del tránsito y los límites vigentes de velocidad, sean estos de carácter legal o relacionados con el empleo de los dispositivos usuales para el control del flujo vehicular.

Para el conductor, la velocidad es uno de los elementos críticos a considerar en la selección de la ruta a transitar o la escogencia de un determinado modo de transporte, ponderándose su importancia en términos de tiempos de recorrido, de costos de viaje, de la combinación de los dos factores anteriores y de la conveniencia de los usuarios.

La mayoría de las corrientes de tránsito registran en su comportamiento variaciones de velocidades que se ubican dentro de una distribución estadística normal, esto es, que la mayoría de los valores ocurren dentro de un rango central, con muy pocos valores ubicados en los rangos extremos de arriba y de abajo de la distribución. El diseño, en todo caso, busca satisfacer razonablemente los requerimientos de los usuarios en lo relativo a velocidades, bajo condiciones de seguridad y economía en las operaciones, sin dejarse llevar por incómodos extremos, como sucedería si se pretendiera atender al reducido número de usuarios que reclaman mayores velocidades de lo que se juzga razonable.

En la práctica vial se hace referencia usualmente a tres tipos de velocidades, la de operación, la de diseño y la de ruedo.

2.4.1 Velocidad de Operación

La velocidad de operación es la máxima velocidad a la cual un conductor puede viajar por una carretera dada, bajo condiciones climáticas favorables y las condiciones prevalecientes del tránsito, sin que en ningún momento se excedan los límites de seguridad que determina la velocidad de diseño, sección por sección, de dicha carretera.

2.4.2 Velocidad de Diseño

La velocidad de diseño, también conocida como velocidad directriz, es la máxima velocidad que, en condiciones de seguridad, puede ser mantenida en una determinada sección de una carretera, cuando las condiciones son tan favorables como para hacer prevalecer las características del diseño utilizado.

En principio, las carreteras deben diseñarse para las mayores velocidades que sean compatibles con los niveles deseados de seguridad vial, movilidad y eficiencia, tomando a la vez debida cuenta de las restricciones ambientales, económicas, estéticas y los impactos sociales y políticos de tales decisiones. La velocidad de diseño debe ser consistente con la velocidad que espera el conductor promedio. En una carretera secundaria con condiciones topográficas favorables, por ejemplo, donde los conductores operan a velocidades relativamente altas, dada su percepción de las condiciones físicas y operativas de la vía, es impropio aplicar una baja velocidad de diseño por los riesgos que acarrearía en materia de seguridad.

Para la AASHTO, una velocidad de diseño de 110 kilómetros por hora en autopistas, vías expresas y otras carreteras troncales, resulta apropiada para aplicar en la categoría superior de los sistemas de carreteras. Este es el límite superior recomendado para Centroamérica. Se admite que en las categorías inferiores de la clasificación vial, con la debida consideración de las condiciones topográficas del terreno, se reduzcan en forma gradual las velocidades recomendadas para diseño, hasta límites prácticos y razonables. En las arterias urbanas reguladas por los conocidos dispositivos de control del tránsito, se acepta que las velocidades de ruedo sean limitadas a 30 y en determinadas circunstancias hasta 25 kilómetros por hora, con lo que las menores velocidades de diseño pueden ubicarse en los 40 kilómetros por hora.

La velocidad de diseño determina aquellos componentes de una carretera como curvatura, sobreelevación y distancias de visibilidad, de los que depende la operación segura de los vehículos. Aunque otros elementos del diseño, como decir el ancho de la calzada, los hombros y las distancias a que deben estar los muros y las restricciones laterales a la vía, no dependen directamente de la velocidad de diseño, se asume que a mayores velocidades de diseño tales elementos deben ser mejorados dentro de límites prácticos y compatibles con las mejoras que insinúa el cambio.

En la selección de una adecuada velocidad de diseño para una carretera particular, debe darse especial consideración a los siguientes aspectos:

- a. Distribuciones de las velocidades
- b. Tendencias de las velocidades

- c. Tipo de área

- Rural
- Urbana
- d. Condiciones del terreno
 - Plano
 - Ondulado
 - Montañoso
- e. Volúmenes de tránsito
- f. Consistencias en el diseño de carreteras similares o complementarias
- g. Condiciones ambientales

2.4.3 Velocidad de Ruedo

La velocidad de ruedo, que es la velocidad promedio de un vehículo en un determinado tramo de carretera, obtenida mediante la relación de la distancia recorrida a lo largo de dicho tramo con el tiempo efectivo de ruedo del vehículo, esto es, sin incluir paradas, constituye una buena medida del servicio que la carretera referida brinda al usuario. La determinación de la velocidad promedio de ruedo, donde el flujo del tránsito es relativamente continuo, puede efectuarse mediante la aplicación de conocidos procedimientos de la ingeniería de tránsito para la medición y cálculo de la **velocidad instantánea promedio** en un punto característico de dicho tramo.

En las carreteras de bajos volúmenes de tránsito, las velocidades promedios de ruedo se aproximan a las velocidades de diseño y llegan a representar entre 90 y 95 por ciento de éstas. A medida que los volúmenes de tránsito aumentan, aumenta igualmente la fricción entre los vehículos en la corriente vehicular y se reducen sensiblemente las velocidades de ruedo, hasta que en su mínima expresión los volúmenes alcanzan niveles de congestamiento que, deseablemente, deben evitarse por todos los medios disponibles en un proyecto vial.

2.5 Las Capacidades de las Carreteras

2.5.1 Conceptos de Capacidad

En la ecuación oferta-demanda de una carretera, del lado de la demanda se sitúa el volumen de diseño, que es el volumen de tránsito horario proyectado para utilizar dicha carretera en el año de diseño, o sea al término de un período de proyección que, ya se ha dicho, es normalmente de veinte años, mientras que la oferta, por su parte, se mide mediante **la capacidad, que es el máximo volumen horario de tránsito que puede, de manera razonable, circular por un punto o una sección de la carretera, bajo las condiciones prevalecientes de la carretera y el mismo tránsito vehicular.**

El dimensionamiento de la capacidad resulta crucial para el diseño de cualquier carretera, tanto para establecer el tipo a que corresponde diseñarla, como para seleccionar los elementos que la conforman y sus dimensiones, tales como número y ancho de carriles, alineamientos, restricciones laterales, etc. Es indispensable también conocer la capacidad en los estudios de planificación de las redes de carreteras, cuando se trata de establecer la suficiencia con que los componentes de dichas redes están sirviendo al tránsito existente o, por la misma línea, programar en orden de prioridad las necesidades de inversión a corto y mediano plazo, para enfrentar con la debida antelación los efectos del crecimiento del tránsito.

El flujo máximo del tránsito en una carretera es su capacidad, que ocurre cuando se alcanza la **densidad crítica**, que se mide en vehículos por kilómetro, y el tránsito se mueve a la **velocidad crítica**. A medida que se alcanza la capacidad de una carretera, el flujo vehicular se torna menos estable, porque las brechas disponibles para maniobrar en la corriente del tránsito se reducen. En estas condiciones, la operación se vuelve difícil de sostener por largos períodos, se forman largas colas y el flujo se torna forzado o se interrumpe.

Bajo condiciones ideales del tránsito y de la vías, las autopistas tienen una capacidad de 2,000 automóviles o vehículos livianos por carril por hora. En carreteras de dos carriles, por otra parte, se alcanzan capacidades de 2,800 automóviles por hora en ambos sentidos de la circulación. Las condiciones ideales se alcanzan con flujos ininterrumpidos, sin interferencia lateral de vehículos o peatones, sin mezcla de vehículos pesados en la corriente del tránsito, con carriles normales de 3.6 metros de anchos, hombros de ancho apropiado, altas velocidades de diseño y carencia de restricciones en la distancia de visibilidad de adelantamiento o rebase.

La capacidad de una arteria o de una carretera urbana, por otra parte, está en función de la capacidad de sus intersecciones más críticas.

2.5.2 Los Niveles de Servicio

Es por estas simples consideraciones, que las carreteras se diseñan para operar a volúmenes horarios por debajo de la capacidad. El flujo vehicular de servicio para diseño es el máximo volumen horario de tránsito que una carretera puede acomodar, sin que el grado de congestionamiento alcance los niveles preseleccionados por el diseñador, tras conciliar los intereses de los conductores, dispuestos quizá a tolerar un mínimo de congestionamiento; los estándares de diseño vigentes, que predeterminarán algunos requerimientos básicos según la clasificación funcional de la vía; y los recursos disponibles para atender estas necesidades. Conviene aclarar que **hablar de congestionamiento en una carretera no es hablar de paralización de todo el movimiento**. El congestionamiento se inicia con la creciente interferencia o fricción entre los

vehículos en la corriente del tránsito, que empieza a perder su calidad de flujo libre.

El conocido Manual de Capacidades de Carreteras⁶ establece seis niveles de servicio, identificados subjetivamente por las letras desde la A hasta la F, donde al nivel de servicio A se logra un flujo vehicular totalmente libre, con una relación volumen/capacidad del orden de 0.35 para las autopistas, mientras que al nivel de servicio F se alcanza el flujo forzado que refleja condiciones de utilización a plena capacidad de la vía o de sus componentes esenciales, como decir las rampas y las secciones para entrecruzamientos.

Los diseñadores deben escoger, entre aquellos extremos, el nivel de servicio que mejor se adecua a la realidad del proyecto que se propone desarrollar. La escogencia de un determinado nivel de servicio conduce a la adopción de un flujo vehicular de servicio para diseño, que al ser excedido indica que las condiciones operativas se han desmejorado con respecto a dicho nivel. **Como criterio de análisis, se expresa que el flujo vehicular de servicio para diseño debe ser mayor que el flujo de tránsito durante el período de 15 minutos de mayor demanda durante la hora de diseño.** La escogencia de un nivel de servicio dado, indica también que todos los elementos de la carretera deben diseñarse en correspondencia.

Las condiciones generales de operación para los niveles de servicio, se describen sumariamente de la siguiente manera:

Nivel de Servicio	Descripción
A	Flujo libre de vehículos, bajos volúmenes de tránsito y relativamente altas velocidades de operación.
B	Flujo libre razonable, pero la velocidad empieza a ser restringida por las condiciones del tránsito.
C	Se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionar su propia velocidad.
D	Acercándose a flujo inestable, los conductores tienen poca libertad para maniobrar.
E	Flujo inestable, suceden pequeños embotellamientos.
F	Flujo forzado, condiciones de “pare y siga”, congestión de tránsito.

El Cuadro 2.4 muestra la guía recomendada por la AASHTO en el conocido manual de la especialidad de diseño geométrico, para seleccionar el nivel de servicio de una carretera, en función de su tipología y las características del terreno. Las limitaciones financieras características del medio centroamericano y las distancias medias de viajes relativamente más cortas, combinados con una

⁶ Highway Capacity Manual, Special Report 209, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1994. Existe una traducción al español de la versión anterior del Manual, publicada en España.

aparente tolerancia a mayores grados de congestión, inducen a pensar que esta tabla puede ofrecer las soluciones más deseables, aunque los niveles de servicio recomendables sean de menores exigencias.

Cuadro 2.4 Guía para seleccionar el Nivel de Servicio para Diseño

Tipo de carretera	Tipo de Área y Nivel de Servicio Apropriado			
	Rural Plano	Rural Ondulado	Rural Montañoso	Urbano Suburbano
Autopista Especial	B	B	C	C
Troncales	B	B	C	C
Colectoras	C	C	D	D
Locales	D	D	D	D

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Rural Highways and Streets, 1994, p. 90

2.5.3 Capacidades y Niveles de Servicio en Carreteras de dos Carriles

El procedimiento para el cálculo de las capacidades y niveles de servicio de las carreteras de dos carriles, que con fines ilustrativos se describe a continuación, se basa en la metodología establecida en el indicado Manual de Capacidad de las Carreteras, en su versión de 1994.

- Resumen de los datos de los estudio de tránsito y de las características de la carretera:
 - Volumen de tránsito en la hora pico (v , en vehículos por hora).
 - Factor de hora pico (FHP).
 - Composición del tránsito (porcentaje de vehículos livianos, autobuses, camiones y vehículos recreativos).
 - Distribución direccional del tránsito.
 - Tipo de terreno, conocido por observación o resultados del estudio preliminar. Las características de la sección longitudinal de una carretera pueden establecerse a través del porcentaje de dicha carretera con visibilidades menores de 450 metros.
 - Ancho de carriles y hombros (metros). Dimensiones de alternativas del estudio.
 - Velocidad de diseño (kilómetros por hora)
- El cálculo del flujo de servicio (S_{fi}) de la carreteras se realiza utilizando la siguiente fórmula:

$$S_{fi} = 2800 \times (v/c) \times f_d \times f_w \times f_{hv} , \text{ donde}$$

S_{fi} = Volumen de servicio para el nivel de servicio seleccionado.

2800 = Flujo de tránsito ideal en ambos sentidos, en vehículos por hora.

v/c = Relación Volumen/Capacidad del nivel de servicio.

- fd = Factor de distribución direccional del tránsito.
- fw = Factor para anchos de carril y hombros.
- fhv = Factor de vehículos pesados.

3. Calcular el factor de vehículos pesados, fhv, para cada nivel de servicio, de la siguiente ecuación:

$$fhv = 1/[1 + PT (ET-1) + PB (EB-1) + PR (ER-1)]$$

Las equivalencias en automóviles para Camiones Pesados (ET), para autobuses (EB) y vehículos recreacionales (ER), afectadas por el alineamiento horizontal, son tomadas de las tablas del Manual de Capacidades. Los factores PT, PB y PR corresponden a la fracción decimal de la proporción de camiones, autobuses y vehículos recreacionales en el volumen de tránsito total.

4. Calcular las volúmenes del flujo de servicio para cada nivel, utilizando la fórmula presentada en 2.
5. Convertir el flujo de la demanda horaria (v, en vph) en flujo equivalente:

$$V = v/FHP$$

Comparar V con el volumen calculado en 4 para determinar el nivel de servicio.

Cuadro 2.5

Nivel de Servicio (V/C) para carretera de dos carriles

Nivel de Servicio (NS)	Terreno plano						Terreno Ondulado						Terreno Montañoso					
	Restricción de paso, %						Restricción de paso, %						Restricción de paso, %					
	0	20	40	60	80	100	0	20	40	60	80	100	0	20	40	60	80	100
A	0.15	0.12	0.09	0.07	0.05	0.04	0.15	0.10	0.07	0.05	0.04	0.03	0.14	0.09	0.07	0.04	0.02	0.01
B	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.26	0.23	0.19	0.17	0.15	0.13	0.25	0.20	0.16	0.13	0.12	0.10
C	0.43	0.39	0.36	0.34	0.33	0.32	0.42	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28	0.39	0.33	0.28	0.23	0.20	0.16
D	0.64	0.62	0.60	0.59	0.58	0.57	0.62	0.57	0.52	0.48	0.46	0.43	0.58	0.50	0.45	0.40	0.37	0.33
E	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97	0.94	0.92	0.91	0.90	0.90	0.91	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1994

Cuadro 2.6

Factores de Ajuste por Distribución Direccional del Tránsito en Carreteras de dos Carriles

Separación Direccional (%/%)	Factor
50/50	1.00
60/40	0.94
70/30	0.89
80/20	0.83
90/10	0.75
100/0	0.71

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1994

Cuadro 2.7

Factores de Hora Pico (FHP) para Carreteras de dos Carriles

Volumen Horario (vehículos/hora)	FHP
100	0.83
200	0.87
300	0.90
400	0.91
500	0.91
600	0.92
700	0.92
800-900	0.93
1000-1400	0.94
1500-1800	0.95
1900	0.96

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1994

Basados en flujos aleatorios que puede ser mayor que los resultados de campo.

Cuadro 2.8

Factores de Ajuste por Efecto Combinado de Carriles Angostos y Hombros Restringidos, Carretera de dos Carriles

Hombro (m)	Carril de 3.65m		Carril de 3.35m		Carril de 3.05m		Carril de 2.75m	
	NS A-D	NS E	NS A-D	NS E	NS A-D	NS E	NS A-D	NS E
1.8	1.00	1.00	0.93	0.94	0.83	0.87	0.70	0.76
1.2	0.92	0.97	0.85	0.92	0.77	0.85	0.65	0.74
0.6	0.81	0.93	0.75	0.88	0.68	0.81	0.57	0.70
0.0	0.70	0.88	0.65	0.82	0.58	0.75	0.49	0.66

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1994

NS: Nivel de Servicio

Cuadro 2-9

.Automóviles Equivalentes por Camiones y Autobuses, en Función del Tipo de Terreno, Carreteras de dos Carriles

Tipo de Vehículo	NS	Tipo de Terreno		
		Plano	Ondulado	Montañoso
Camiones, Et	A	2.0	4.0	7.0
	B-C	2.2	5.0	10.0
	D-E	2.0	5.0	12.0
Buses, Eb	A	1.8	3.0	5.7
	B-C	2.0	3.4	6.0
	D-E	1.6	2.9	6.5

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1994

NS: Nivel de Servicio

Cuadro 2.10

Automóviles Equivalentes para Pendientes Específicas, en Caminos Rurales de dos Carriles

Longitud de pendiente (km)	Pendiente				
	3	4	5	6	7
0.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
0.8	1.7	1.9	2.0	2.2	2.4
1.2	1.9	2.1	2.4	2.7	3.0
1.6	2.1	2.4	2.8	3.3	3.8
2.4	2.5	3.1	3.8	4.7	5.8
3.2	2.9	3.8	4.8	6.3	8.2
4.8	3.8	5.5	7.8	11.3	16.1
6.4	4.9	7.4	11.5	18.1	28.0

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1994

Están disponibles en el mercado varios paquetes computacionales para el cálculo de las capacidades y los volúmenes de servicio en una carretera. El Transportation Research Center de la Universidad de Florida distribuye unos programas para computadora, que facilitan todos los cálculos que tienen que ver con las aplicaciones del Manual de Capacidad de las Carreteras⁷. Dado que el volumen de la demanda es conocido, los cálculos del programa permiten compararla con las cifras de los diferentes volúmenes de servicio, para ubicar el nivel de servicio de la carretera existente o proyectada.

2.6 El Fenómeno Peatonal

2.6.1 El Peatón, un Usuario en Demanda de Atención

En la categoría de usuarios de las carreteras se incluye a los conductores, los pasajeros, los peatones y los ciclistas, mereciendo especial atención estos dos últimos componentes del entorno vial, tanto por la reducida velocidad relativa de sus desplazamientos, por comparación con los vehículos automotores, como por su extremada vulnerabilidad y susceptibilidad a sufrir accidentes de tránsito⁸.

El peatón al igual que el ciclista, está en una evidente desventaja al momento de presentarse un conflicto peatón-vehículo a motor o ciclista-vehículo a motor. La situación es tal que, donde los volúmenes de peatones y ciclistas alcancen magnitudes significativas, es válida la recomendación general de realizar cualquier esfuerzo para dotarlos de sus propias facilidades y separarlos físicamente mediante barreras o zonas verdes, de la corriente vehicular que circula por la calzada principal de la carretera.

Siendo el peatón cualquier persona que se desplaza a pie, conviene destacar que su presencia es típicamente menor en las carreteras rurales que en las vías suburbanas y menor en las carreteras suburbanas que en las urbanas, siendo en estas últimas donde alcanza mayores volúmenes y plantea las mayores demandas de instalaciones para su circulación segura, fluida y sin inconvenientes. En áreas suburbanas y periféricas de las ciudades existen sitios donde el cruce de peatones por las vías, en las intersecciones y fuera de ellas, es abundante y, consecuentemente, las probabilidades de accidentes con vehículos automotores son elevadas.

⁷ Highway Capacity Software, Users Guide. Transportation Research. Center, University of Florida, 1995.

⁸ Mención aparte merecen las personas montadas a caballo, las carretas de bueyes y los carretones tirados por caballos, que todavía disputan espacios en las carreteras y calles a los otros usuarios, particularmente en los caminos rurales de la región, donde se experimenta gradualmente la transición de un modo a otro más moderno de movilización de bienes y personas.

En la prevención y reducción de estos accidentes juega un papel determinante la educación vial, que debe impulsarse en todos los estratos de edad de la población, estudiantes, adultos y ancianos. Como complemento necesario para la protección ciudadana, debe impulsarse la modernización de las leyes de tránsito de los países de la región a fin de que, entre otras medidas necesarias, se reconozca y proteja el derecho de prioridad de paso de los peatones por la vía, inclusive en las zonas no demarcadas, como es norma común en los países desarrollados.

También es oportuno resaltar que en los países en desarrollo, en razón de sus bajos ingresos y sus menores niveles de tenencia de vehículos automotores, entre otras causas, el movimiento peatonal es más intenso que en los países desarrollados, lo cual constituye una advertencia para examinar con sentido crítico los criterios utilizados por estos países para la planificación y el diseño de las instalaciones peatonales. Aún más, cabría añadir que **resulta indispensable dedicar un mínimo de recursos a la medición y el análisis del fenómeno peatonal en Centroamérica, para derivar fórmulas para el tratamiento apropiado de sus necesidades en el contexto del desarrollo de los sistemas de transporte.** En la práctica regional del diseño vial este aspecto ha sido relativamente descuidado, ya que las escasas estadísticas de accidentes de los países indican una alta presencia de peatones en estos sucesos trágicos.

2.6.2 Algunos Parámetros para el Diseño de Instalaciones Peatonales

Habría que confirmar hasta que punto es válida para Centroamérica la afirmación que aparece en el manual de la AASHTO, de que el peatón típico no está dispuesto a caminar más de 1.5 kilómetros para ir al trabajo, o de que para tomar un autobús su distancia máxima de recorrido a pie es de un kilómetro. Se tiene la impresión de que por la baja densidad de caminos existentes en la región, combinada con la insuficiente oferta de servicios de transporte en ciertas áreas, los parámetros análogos podrían ser sensiblemente más elevados, aunque a estas alturas no es posible plantear en que magnitud. Cierta es, en cambio, la afirmación de que los peatones tienden a moverse por la ruta de menor resistencia entre dos puntos, prefiriendo realizar cruces arriesgados a mitad de una cuadra urbana o en carreteras de mucho tránsito con cuatro o más carriles, por ejemplo, que desplazarse hasta la intersección donde disponen de tiempo de semáforo para el cruce seguro o utilizar un paso peatonal elevado o subterráneo.

Dos referencias adicionales son importantes en lo que respecta a la tipificación del peatón. En primer lugar, los estudios han confirmado que los hombros de un peatón adulto no ocupan más de 0.5 metros de ancho y que su grueso o espesor es menor de 0.3 metros, datos que han permitido **seleccionar para la proyección horizontal de un peatón promedio una elipse de 0.6 metros de largo por 0.45 metros de ancho.** Estas dimensiones son mínimas y corresponden a situaciones en donde las personas deben estar muy próximas unas con otras. Toda vez que se otorgue mayor importancia a la comodidad del peatón, esta norma debe ser incrementada a discreción.

El otro elemento para consideración en el diseño, es **la velocidad de desplazamiento del peatón, que se ubica en un rango muy amplio pero que según el MUTCD está comprendida entre 0.8 y 1.8 metros por segundo, siendo aceptado un promedio general de 1.2 metros por segundo.** Para el diseño de instalaciones peatonales para las personas de la tercera edad, se puede utilizar una norma de velocidad reducida a 0.9 metros por segundo.

Las intersecciones de las vías en zonas relativamente pobladas son sitios que deben ser estudiados con esmero para diseñar facilidades que den protección a estos vulnerables participantes del escenario vial. Se recomienda tomar en cuenta los siguientes elementos de seguridad para peatones:

- En intersecciones importantes, los camiones y autobuses deben ser segregados por medio de canalizaciones y los peatones deben disponer de refugios en la mediana central, para que el movimiento peatonal se haga con seguridad en dos etapas.
- En las intersecciones controladas por semáforos, donde se cuenta con considerables volúmenes de peatones, deben de instalarse luces que indiquen la oportunidad del cruce de peatones, al detener el resto de vehículos que circulen en esa dirección.
- Los radios mínimos en las esquinas de los cruces desincentivan a los automovilistas para dar vueltas a velocidades que ponen en peligro a los peatones. Es una condición que debe privar en la mente del diseñador para evitar la peligrosidad en los cruces.
- El manejo de las texturas del pavimento con superficies coloreadas, es efectivo para resaltar las prioridades del cruce peatonal.
- Los cruces peatonales a desnivel son los más seguros, pero también los más caros. Se deben diseñar acompañados de barreras encauzadoras para inducir o forzar su uso por los peatones.
- Una distancia segura de visibilidad de parada para los vehículos en la corriente del tránsito es esencial, inclusive en intersecciones con alumbrado público.
- Las paradas para autobuses deben ser localizadas en sitios que no interfieran y pongan en peligro a los peatones.
- La señalización horizontal y vertical debe ser tratada con mucho esmero y alto nivel técnico en los sitios de conflictos entre peatones y vehículos a motor.

El grado de conflictos entre vehículos y peatones puede medirse por la siguiente expresión⁹:

$$GC = PV^2$$

Donde,

- GC = Grado de conflicto
 P= Volumen promedio de peatones calculado para las cuatro horas de máximo volumen.
 V= Volumen de vehículos registrados como máximo en las cuatro horas.

El cuadro 2.11 muestra recomendaciones sobre el tipo de cruce recomendable, tomando en cuenta la combinación de los parámetros antes citados.

Cuadro 2.11

Tipo de Cruce en Atención a las Necesidades Peatonales

PV²	P	V	Tipo de Cruce
0 a 10 ⁸	Abajo de 1100	Abajo de 300	Cuneta Sin marcas
10 ⁸ a 2 x10 ⁸	50 a 1100	300 a 500	Marcas sin refugio central
10 ⁸ a 2 x10 ⁸	50 a 1100	Arriba de 500	Marcas con refugio
10 ⁸ a 2 x10 ⁸	Abajo de 1100	Arriba de 400	Marcas con refugio
Arriba de 2 x10 ⁸	50 a 1100	300 a 750	Semáforo peatonal y cruce
Arriba de 2 x10 ⁸	50 a 1100	Arriba de 750	Semáforo peatonal con apertura de mediana
Arriba de 2 x10 ⁸	Arriba de 1100	Arriba de 400	Semáforo peatonal con apertura de mediana

Se exceptúan de estas recomendaciones los siguientes lugares donde es necesario instalar cruces peatonales:

- Donde una carretera divide a una comunidad de regular tamaño.
- Cerca de centros comunales, hogares de ancianos, enfermos ó ciegos.

⁹ Ver Ourston and Doctors, "Roundabout Design Guidelines", Santa Barbara, California, 1995

- En la proximidad de hospitales y clínicas importantes.
- Cerca de mercados o centros comerciales muy concurridos.
- En los cruces para estudiantes hacia y desde sus centros de estudio.
- Donde el número de vehículos pesados exceda 300 vehículos por hora, durante las cuatro horas de mayor circulación.

2.6.3 Niveles de Servicio en las Aceras

El citado Manual de Capacidad de Carreteras proporciona metodologías para el análisis de la capacidad peatonal de aceras, zonas de cruce e intersecciones. El análisis de estas dos últimas se basa en una metodología relativamente sofisticada, que incluye la determinación de la disponibilidad tiempo-espacio en un intervalo de quince minutos, para compararla con las necesidades peatonales. Debido a las complejidades de la semaforización, los procedimientos toman en consideración el desplazamiento en grupos ("platooning") y el uso de luces accionadas por los propios peatones.

Para cuantificar la movilidad relativa de los peatones en las aceras, con la debida consideración de sus posibles conflictos con otros peatones, su área de maniobra y su comodidad, se han establecido niveles de servicio similares a los utilizados en el cálculo de las carreteras, con áreas en metros cuadrados por peatón, que se van estrechando en la medida que se sacrifica el nivel de servicio escogido.

Bajo esa concepción se plantean los siguientes parámetros para diseño:

- **Nivel de Servicio A:** Debe proporcionarse un promedio de 12 metros cuadrados por peatón o más, para permitir que cada persona escoja la velocidad de desplazamiento que desee, sin tener conflictos con otros peatones.
- **Nivel de Servicio B:** Se establece un rango entre 4 y 12 metros cuadrados por peatón, empezando a sentirse la presencia de otros peatones en la acera.
- **Nivel de Servicio C:** Equivale a una tasa de ocupación entre 2 y 4 metros cuadrados por peatón, que ya exige la adopción de ajustes en la velocidad y la dirección del desplazamiento, para evitar conflictos con otros usuarios.
- **Nivel de Servicio D:** Con una disponibilidad entre 1.5 y 2 metros cuadrados por peatón, ya se encuentra restringida la capacidad de cada individuo para seleccionar su velocidad y adelantar a otros peatones.
- **Nivel de Servicio E:** El espacio se limita a una oferta comprendida entre 0.5 y 1.5 metros cuadrados/peatón. Se reduce la velocidad de desplazamiento de todos los peatones por la aglomeración, obligando a algunos a cambiar de

sentido o buscar alternativas para satisfacer sus necesidades de mayor espacio.

- **Nivel de Servicio F:** La ocupación es menor de 0.5 metros cuadrados por peatón. En estas situaciones, algunos peatones se ven obligados a detenerse en la marcha o a refugiarse en áreas de espera, siendo capaces de avanzar solamente entretrejiendo el recorrido. En este nivel de servicio, que corresponde a la capacidad, es inevitable el contacto con otros peatones en la vía.

Es preciso plantear que la solución o alivio de los conflictos entre los vehículos a motor y los peatones en una carretera, en función de su magnitud o importancia, pasa por el análisis de las siguientes alternativas más usuales: la construcción de pasos peatonales elevados o subterráneos - con preferencia por los primeros por razones de seguridad personal - , la transformación de una vía de doble sentido a un solo sentido de circulación, la eliminación de giros, la inclusión de fases peatonales en el ciclo de los semáforos y la eliminación/prohibición de algunos cruces conflictivos¹⁰.

2.7 El Uso de Bicicletas en las Calles y Carreteras

El uso de las bicicletas debe estimularse por todos los medios disponibles, inclusive con políticas orientadas a disminuir su costo de adquisición por los usuarios, en virtud de que ofrecen un medio efectivo para la movilización de personas a distancias cortas, no contaminan el ambiente como los combustibles fósiles que utilizan los vehículos a motor y, sobre todo, contribuyen a la salud física y mental de la población. En correspondencia, debe realizarse todo esfuerzo para proteger la salud y la seguridad de los ciclistas, que son cada vez más numerosos en las calles y carreteras de la región, particularmente en las áreas pobladas. De un óptimo de la provisión de ciclovías, se puede pasar por la aplicación de soluciones intermedias, como la provisión de hombros de anchos apropiados para incrementar la seguridad del ciclista.

2.8 Tratamiento del Transporte Colectivo

En las vías suburbanas el tránsito automotor suele estar constituido en una parte importante por vehículos de transporte colectivo, autobuses, básicamente, que pueden requerir acondicionamientos especiales para su mejor funcionamiento. Estos acondicionamientos se refieren a la disposición de carriles especiales para

¹⁰ Para mayores referencias sobre el tema peatonal ver el Capítulo 9 de William R McShane y Roger P. Roess, *Traffic Engineering*, Prentice Hall, 1990

estos medios y a la localización y diseño de sus lugares de parada, para la subida y descenso de los pasajeros.

En las últimas décadas y con objeto fundamentalmente de evitar a los autobuses urbanos la congestión del tránsito, se han establecido en numerosas ciudades europeas carriles especiales reservados, total o parcialmente, para la circulación de autobuses. Estos carriles especiales o carriles-bus, se han establecido al inicio en las áreas centrales de las ciudades pero, progresivamente, se han extendido al conjunto de las grandes arterias metropolitanas y, en ocasiones, a algunas carreteras suburbanas.

Los objetivos y ventajas de los carriles-bus son fundamentalmente los siguientes:

- Dotar de mayor operatividad a los sistemas de transporte público de superficie, segregando su circulación respecto a los vehículos particulares y evitándoles las demoras debidas a la congestión circulatoria.
- Fomentar la utilización del transporte público y desanimar la del privado, mediante la reducción de la superficie de libre circulación.

El establecimiento de carriles-bus se entiende, por tanto, limitado a vías de dos o más carriles por sentido, que sufren un cierto nivel de congestión, lo que induce a demoras en la circulación del transporte público.

Entre las desventajas o problemas del establecimiento de carriles-bus, deben destacarse:

- Los carriles-bus limitan la zona de circulación de automóviles, incluso en situaciones de escaso movimiento de autobuses.
- Su localización en la calzada puede dificultar algunos de los movimientos de los vehículos y en particular las maniobras de giros.
- Exigen una señalización especial y en algunos casos barreras físicas que los aíslen del resto.
- Perjudican a los habitantes y actividades limítrofes, al impedir el acceso directo al bordillo de los vehículos particulares y comerciales.

En general, los carriles-bus se justifican a partir de ciertos umbrales de tránsito de autobuses aunque, como instrumentos que son de una política de transporte, pueden establecerse por debajo de dichos umbrales.

Puede considerarse que un **carril-bus está justificado desde un punto de vista estrictamente cuantitativo, cuando el volumen de pasajeros en autobuses que pueden desplazarse por el carril, en una unidad de tiempo, es superior a**

los que serían transportados si el carril fuera utilizado por el tránsito convencional.

Ello significa que para estudiar en cada caso concreto la conveniencia de establecer un carril-bus en una carretera, debe tenerse en cuenta la capacidad del carril de la misma. Capacidad que, al variar desde los 2,000 vehículos livianos por hora en áreas interurbanas de alto nivel de servicio a menos de 500 vehículos livianos por hora en áreas urbanas congestionadas, concede un amplio margen al número mínimo de autobuses necesario. Así, por ejemplo, si supusiéramos una ocupación media del 1.8 personas por automóvil y 40 por autobús, el número mínimo de autobuses para justificar un carril-bus con las intensidades antes señaladas variaría de 25 a 90 autobuses por hora.

Además de su capacidad, un carril-bus debe también evaluarse en función de la mejora real que introduce en el funcionamiento del transporte público. Asimismo, debe tenerse en cuenta el aumento de congestión que su implantación puede provocar en los carriles de circulación convencional, congestión que debe tratar de cuantificarse y compararse con la disminución del tiempo de recorrido del transporte público. Igualmente, debe evaluarse los posibles trastornos que se inducen a las actividades del frente de las edificaciones próximas al carril-bus (dificultades para la carga, descarga, estacionamiento, etc). Dependiendo de los períodos horarios en que se esté justificando el establecimiento de carriles-bus, puede limitarse a un horario concreto la validez del mismo o mantenerse durante todo el día.

Desde el punto de vista de su diseño:

- En general, la delimitación de los carriles-bus debe ser establecida mediante marcas sobre la calzada y una adecuada señalización, mejor que mediante barreras físicas.
- Los carriles-bus suelen localizarse en la parte derecha de la calzada, aunque en algunos casos puede ser conveniente situarlos en otras partes de la misma, sobre todo en vías de dirección única o con mediana o franja divisoria central amplia.
- La anchura de un carril-bus no debe ser inferior a los 3.0 metros, aunque puede permitirse una reducción a 2.8 metros en una longitud corta. No obstante, la anchura recomendable para un carril-bus es 3.6 metros.
- En los cruces e intersecciones donde se prevean giros a la derecha, el carril-bus debe interrumpirse unos metros antes del cruce para permitir la maniobra de otros vehículos.

En algunos casos, en los centros de ciudades europeas o en arterias de sentido único se han establecido carriles-bus que funcionan en sentido contrario al resto

de la circulación. Este tipo de carriles-bus deben ser estudiados y diseñados con sumo cuidado, pues pueden ser mal comprendidos por peatones y conductores, acostumbrados a un solo sentido de circulación, y dar lugar a niveles altos de accidentalidad.

Normalmente, los carriles en contrasentido exigen una separación física del resto de la calzada. Dicha separación puede ser continua o discontinua, mediante la construcción de islas canalizadoras en la proximidad de todas las intersecciones para subrayar la presencia del carril-bus. Las islas pueden además ser de utilidad para permitir la travesía de la calzada en dos tiempos por parte de los peatones.

Los carriles-bus en contrasentido requieren una señalización muy marcada, concretamente en todos los puntos donde un vehículo pueda invadirlos y en los pasos de peatones.

2.9 La Construcción Incremental o Desarrollo por etapas, una Util Herramienta para los Países en Desarrollo

En un ambiente de recursos escasos, como corresponde a la realidad centroamericana, aunque sólo fuere por buscar el mejor aprovechamiento de los recursos disponibles, se impone que en cualquier proyecto de inversión de carreteras sean analizadas en todas sus implicaciones las posibilidades de aplicación del concepto de construcción por etapas o construcción incremental.

A semejanza de la construcción de una planta industrial o de un complejo residencial, por este procedimiento se propone en las carreteras dejar montada la infraestructura básica, para ir incrementándola con la gradualidad que el comportamiento de la demanda le va señalando, en lugar de realizar una inversión mayor desde el inicio que, lógicamente, tendrá de su lado la ventaja de aprovechar la economía de escala de las inversiones. La decisión final es un asunto de pesos y centavos, medidos para cada alternativa durante todo el ciclo del proyecto en consideración.

Pero todavía hay lugar, en el caso de las carreteras existentes, para la aplicación de una etapa previa de evaluación de alternativas, mediante el uso de las herramientas del análisis de los **sistemas de administración de transporte, cuyo objetivo fundamental es evaluar y justificar la aplicación de un conjunto de medidas de menor costo relativo, que permitan incrementar la capacidad de una carretera congestionada o en vías de saturación.** Aunque la adopción de estas medidas se ha experimentado en el medio urbano del transporte, no existen limitaciones para que puedan aplicarse igualmente en el medio rural y confirmar sus bondades. En muchas oportunidades, dichas medidas actúan como un simple paliativo para postergar necesidades inmediatas de inversión; esto puede ser en sí una buena ayuda para los planificadores de

transporte, que de ordinario en los países en desarrollo se debaten entre cada vez más crecientes necesidades y disponibilidades cada vez más ajustadas.

Las diversas medidas de los sistemas de administración de transporte caen dentro de tres categorías, ya sea que se proponga el ajuste de la distribución temporal de la demanda, se busque la reducción de la magnitud de dicha demanda o se pretenda su recomposición.

Dentro de la primera categoría se encuentran los cambios y la flexibilización de los horarios de trabajo de la población, que buscan reducir los picos de la demanda y asegurar el uso más eficiente de la capacidad de la carretera y de los sistemas de transporte colectivo. Las experiencias en Centroamérica en la aplicación de este tipo de soluciones, no han sido muy estimulantes. La magnitud de la demanda, por otra parte, se puede reducir induciendo una mayor utilización del transporte colectivo para la satisfacción de las necesidades de viaje o reduciendo la semana de trabajo. La recomposición de la demanda busca, por su lado, la adopción de medidas y el uso de incentivos para incrementar los niveles de utilización de los vehículos en el tránsito, sean dichos vehículos de pasajeros o de carga.

Cualesquiera combinación de estos tres tipos de medidas, algunas de ellas exógenas al sector transporte, como la mejor organización de los espacios urbanos para reducir la demanda, tienen la ventaja de requerir un mínimo de inversiones y un máximo de medidas administrativas, muchas de ellas de índole práctica.

En lo específicamente referido a la construcción por etapas, es de rigor hacer las siguientes puntualizaciones finales:

- La utilidad de esta herramienta para la toma de decisiones es tanto mayor, cuanto más dificultades existan para la elaboración de las proyecciones por falta de datos estadísticos confiables o tendencias claras hacia el futuro, que es la norma más que la excepción en los países en desarrollo como los de Centroamérica. Cuantificada una necesidad a largo plazo, los recursos se van asignando conforme se va confirmando el incremento de la demanda, contribuyendo a un uso más eficiente de los recursos.
- Como contrapartida, la construcción por etapas exige un mejor lugar para la planificación de los sistemas de transporte, ya que dicha planificación debe estar atenta al seguimiento de los indicadores habituales del uso de las instalaciones, para responder en tiempo y forma a las nuevas necesidades cuantificadas.
- De manera análoga, debe existir disciplina y continuidad en la gestión estatal, para que efectivamente se tomen las decisiones oportunas que reclama el crecimiento de la demanda.

- Finalmente, hay que reconocer las limitaciones en la aplicación de este principio, pues si la recomendación es que la mejora exige cuatro carriles de circulación, estos deben ser provistos, los puentes construidos a su ancho normal y quizá solamente quede lugar para que el diseño de los espesores del pavimento puedan ser incrementados posteriormente, con la gradualidad que las circunstancias del crecimiento efectivo del tránsito determinen.

Capítulo 3

CLASIFICACIÓN DE LA RED DE CARRETERAS REGIONALES

3.1 Visión del Transporte como un Sistema Integral

Actualmente es usual referirse al transporte, que en esencia se aplica al movimiento de personas y mercancías por los medios que se utilizan para tal fin¹, como un sistema integral cuyo buen funcionamiento es clave para el desarrollo de cualquier país o región, tal como la región centroamericana. Por sistema se deberá entender el conjunto de partes o elementos que se utilizan para un propósito común, que además están tan estrechamente relacionados entre sí, que la modificación o sustitución de un elemento causa efectos en el resto de los componentes. Integrado por una conocida diversidad de modos de transporte (terrestre automotor, ferroviario, marítimo, aéreo, etc.) - que tienen roles definidos por su vocación de servicio y su propio desempeño, pero que ahora se entremezclan en el transporte intermodal - el sistema de transporte se destaca, entre otras cosas, por requerir la realización de cuantiosas inversiones en el desarrollo y mejoramiento de las obras de infraestructura básica, como lo son las carreteras. **Asegurar el uso más eficiente de estos recursos de inversión, debe normar la conducta de quienes intervienen en estas decisiones.**

Por cuanto son componentes de un sistema integral de transporte, las carreteras de toda red vial se agrupan por jerarquías diversas, que responden a propósitos determinados, trátase de la simple identificación de la red con fines operativos y de mantenimiento, o para los fines administrativos de la asignación de responsabilidades según las autoridades involucradas en su desarrollo y conservación (regional, nacional o local). Pero la agrupación de las carreteras en función del servicio que proporcionan a los usuarios, es una de las modalidades más utilizadas en la planificación y evaluación de los sistemas de transporte, alcanzando este criterio cada vez mayor reconocimiento.

La jerarquización de las carreteras, así planteada, impone un conjunto de requisitos mínimos en materia de diseño, construcción, mantenimiento y operación, que cada segmento de la red debe cumplir en total congruencia con dicha jerarquización o clasificación, que de ordinario pasa por el reconocimiento formal de las autoridades pertinentes para que su aplicación se vuelva de obligado cumplimiento.

¹ Según el DRAE, transporte es “la acción y efecto de transportar o transportarse”, mientras que transportar es “llevar una cosa de un paraje o lugar a otro. Llevar de una parte a otra por el porte o precio convenido”.

3.2 Las Carreteras y su Significación en Centroamérica

Dentro del territorio centroamericano, prácticamente todo el transporte se realiza por carreteras. Más de 100,000 kilómetros de carreteras de todo tipo enlazan el campo con las ciudades, donde una red aún más extensa de calles y arterias urbanas y suburbanas complementan la infraestructura disponible para satisfacer, en su conjunto, las necesidades de movilidad de personas y mercancías, desde su punto de origen hasta su lugar de destino. El movimiento interno de importación y exportación por los puertos marítimos internacionales se efectúa por camiones, entre los cuales ya cobra un notable predominio el movimiento de carga en contenedores, movidos por combinaciones de tractores con semirremolques de la configuración T3-S2. El servicio ferroviario es virtualmente inexistente y está de mengua, excepto en Guatemala donde el ferrocarril estatal ha sido concesionado a intereses privados. El transporte aéreo, por su parte, sirve a menos del uno por ciento de la carga total generada en los cinco países.

El buen funcionamiento de la red de carreteras es, por lo tanto, crucial para el desarrollo seguro y eficiente de las actividades socioeconómicas en los cinco países de la región.

Por calles y carreteras de Centroamérica se desplaza diariamente una flota estimada al año 2000 de 2.8 millones de vehículos automotores, que todavía guarda una considerable distancia de las densidades de habitantes por automotor de algunos países en desarrollo, pero que, en razón de su rezago, crece a una tasa geométrica comprendida entre 7 y 10 por ciento anual. En Costa Rica, donde las series estadísticas de transporte revelan ser más completas, desde 1988 hasta 1997 se registró un incremento geométrico anual de 8.0 por ciento en los registros totales de vehículos, indicador que se elevó a 9.9 por ciento en el caso de los automóviles, que por si solos constituyen holgadamente más de la tercera parte del total².

En su desigual distribución espacial, esa enorme masa vehicular provoca angustiosas situaciones de congestionamiento en las áreas urbanas principales y en los accesos a dichas áreas, debido a que alrededor de dos tercios del total de vehículos se encuentra registrado en las ciudades capitales o en las áreas que integran la gran región metropolitana, que tiene como centro de actividades a las referidas capitales. En el departamento de Guatemala estaba registrado el 63 por ciento de todos los vehículos del país en 1999, mientras que Nicaragua en el año 1998, reportaba que correspondía a 61 por ciento del total, la concentración de vehículos a motor en el departamento de Managua³.

² Fuente: MOPT, Costa Rica, *"Estadísticas del Sector Transporte, 1997"*.

³ Fuentes: Superintendencia de Administración Tributaria en Guatemala y Dirección General de Tránsito en Nicaragua.

Al problema que provocan volúmenes de tránsito que en algunos segmentos de la red alcanzan los 40,000 vehículos por día promedio, se suma un problema no menos importante pero que ha recibido escasa atención de los expertos. Se trata de que con significativas variantes de país a país, está muy generalizada en Centroamérica la práctica de importar vehículos de segunda mano o vehículos-chatarras, que son reacondicionados y vendidos a costos al alcance de la población de recursos medios-bajos o bajos⁴. Esto se refleja en la relativamente elevada edad promedio de los diferentes tipos de vehículos en circulación que, entre otras cosas, generan grandes embotellamientos de tránsito cuando los de mayor edad y peor condición quedan varados en la vía por fallas en su funcionamiento, por recalentamiento del motor o por cualquier otra causa de menor significación pero de gran impacto. Es obvio que **en el diseño de las vías más utilizadas, como un asunto de especial atención en Centroamérica, deben incorporarse dispositivos o procedimientos especiales para que tales emergencias, harto frecuentes, puedan ser atendidas con la prontitud que el caso amerita.**

3.3 Criterios para la Clasificación de las Carreteras

Se ha confirmado que para la determinación de las normas para el diseño geométrico de las carreteras, los países en desarrollo siguen la práctica de agrupar las mismas conforme dos criterios muy diferentes. De carácter administrativo, el primero, propone una clasificación básica de las carreteras en regionales - o centroamericanas, para el caso - , nacionales, departamentales y locales, en tanto que el segundo criterio, de tipo funcional, apunta a una clasificación de las carreteras en primarias, secundarias y terciarias o, en lo relativo a las vías urbanas, en vías expresas, arterias primarias, colectoras y locales.

Obviamente que el primer criterio goza de menor reconocimiento práctico que el segundo, pues es muy poco frecuente que una carretera sea diseñada a altos estándares meramente por razón de su clasificación de regional, por ejemplo, sin prestar debida atención a los volúmenes de tránsito que dicha carretera está proyectada para atender durante su período de diseño.

En Centroamérica, el ejemplo más relevante de una carretera auténticamente regional lo ofrece la carretera Panamericana o CA-1, que en sus accesos a las capitales de los países que enlaza a lo largo de su trazado, justifica disponer de tres o más carriles de circulación por cada sentido, dadas las elevadas demandas del tránsito suburbano que sirve, en tanto que en algunos cruces fronterizos alejados de las capitales y distantes de las concentraciones de población, resulta

⁴ Algunos países limitan o prohíben la importación de vehículos de segunda mano, por considerar que estos acarrearán más dificultades que las que pretenden resolver.

ser más que suficiente contar con los dos carriles normales de una carretera diseñada para volúmenes comprendidos entre 500 y 1,000 vehículos por día.

La clasificación funcional agrupa a las carreteras según la naturaleza del servicio que están supuestas a brindar, lo cual a su vez tiene íntima relación con la estructura y categorización de los viajes. A semejanza de la estructura de un árbol, la realización de un viaje normal de origen a destino, v. gr. del hogar al trabajo, implica el escalamiento gradual en la estructura de la red, para movilizarse por carreteras que evidencian su naturaleza por operar con volúmenes de tránsito de menor a mayor intensidad, para luego invertir la relación hasta alcanzar el lugar donde completa su recorrido⁵. Esto trae a cuenta los dos elementos esenciales para la clasificación de las carreteras, según que su función primordial sea de brindar **movilidad, acceso o un balance de ambas características de los viajes**. Ver figura 3.1

Cuando la función que se persigue es predominantemente de movilidad, la mejor ilustración la ofrecen las autopistas, que están previstas para facilitar el desplazamiento a distancias relativamente grandes, en volúmenes considerables y a las mayores velocidades compatibles con el medio. En las áreas urbanas y suburbanas se evalúa la funcionalidad de estas instalaciones por los tiempos efectivos de viaje. A mayor pretensión de movilidad, mayor sacrificio habrá en los accesos, que estarán muy controlados por restricciones físicas y operativas.

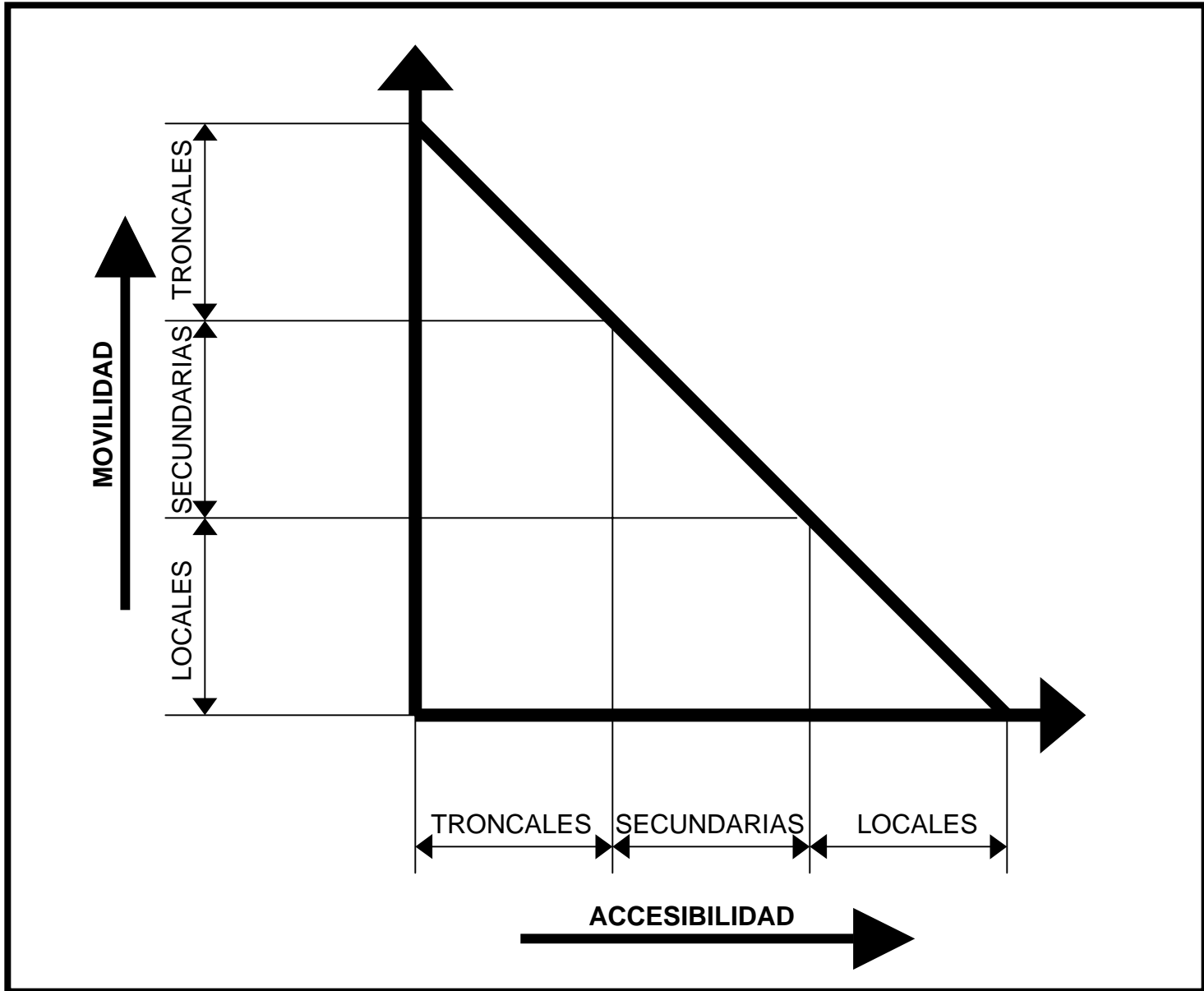
Por otra parte, la función de acceso de una carretera, tipificada por un camino vecinal o una calle local, dice de una red bastante densa de vías, con generosa accesibilidad a las propiedades colindantes o dentro de su limitada área de influencia, modesta demanda del tránsito de paso y velocidades moderadas de operación.

Las categorías intermedias de la clasificación de las carreteras se desempeñan como un híbrido, para las cuales tan importante es el afán de movilidad como el acceso, pero que constituyen en la organización jerárquica seleccionada, los elementos necesarios de enlace entre las dos categorías extremas a que se ha hecho mención en los dos párrafos precedentes.

La clasificación funcional es preferida, en razón de que establece sistemas integrados dentro de una concepción lógica, esto es, agrupa las carreteras en grandes categorías de similares características según sus objetivos, que requieren el mismo grado de ingeniería y competencia administrativa. Carreteras análogas son sometidas a normas de diseño que, fundamentalmente, son ajustadas en rangos apropiados de volúmenes de tránsito.

⁵ Se reconocen seis etapas en la mayoría de los viajes de una persona dentro de un sistema de vías funcional: el movimiento principal, la transición, la distribución, la recolección, el acceso y la terminación del viaje. Aunque en algunos viajes son reconocibles las seis etapas, no siempre sucede así y algunas etapas resultan obviadas por el propósito del viaje.

FIG. 3.1 CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE UN SISTEMA VIAL



Cal y Mayor y Cárdenas, en su obra citada, destacan que “la clasificación funcional contribuye a la solución de muchos problemas mediante:

- La determinación de la importancia relativa de las distintas carreteras.
- El establecimiento de las bases para la asignación de niveles de servicio o especificaciones de proyecto.
- La evaluación de deficiencias, comparando la geometría actual o los niveles de servicio con las especificaciones.
- La determinación de las necesidades resultantes.
- La estimación de los costos de las mejoras”⁶.

La conformación típica de una red vial es contar con un reducido porcentaje de dicha red diseñada para atender flujos considerables de movimiento vehicular, operando complementariamente con una porción significativa de la longitud total de la red sometida a demandas del tránsito de menor cuantía. En el marco de ese desbalance, resalta el hecho de que la operatividad funcional de la red vial depende, en términos del total de vehículos-kilómetros que atiende, más del buen funcionamiento de las vías primarias y expresas que de las vías terciarias y locales.

Los volúmenes de tránsito promedio diario anual, que en forma abreviada se reconocen también como los TPDAs, se constituyen así, en el factor determinante primario de las características geométricas de las carreteras, agrupados convenientemente por rangos de tránsito elevado, mediano y ligero. Como alternativa se pueden fijar rangos de volúmenes que varían de un extremo a otro, desde mayores de 5,000 vehículos por día, que justifican la construcción de vías de cuatro carriles, hasta menores de 50 vehículos por día, que aceptan soluciones restringidas a un solo carril de circulación, con refugios discrecionales para el encuentro ocasional de dos vehículos o, más convenientemente, a la construcción de una superficie de grava con un ancho de 6.0 metros de rodamiento.

La tipología de los caminos rurales en Costa Rica en función de los volúmenes de tránsito promedio diario, establece en el nivel superior las carreteras clase A, propuestas para TPDAs mayores de 12,000 vpd, de 8,000 a 12,000 vpd para la clase I-3, de 6,000 a 8,000 vpd para la clase I, de 2,000 a 6,000 vpd para la clase II y de 400 a 2,000 vpd para la clase III, con otras cuatro categorías más hasta llegar a los caminos vecinales, previstos para atender volúmenes de tránsito menores de 50 vpd.

En función del TPDA, en El Salvador se propone agrupar las carreteras en cuatro categorías: mayores de 3,000, entre 1,000 y 3,000, entre 500 y 1,000 y menores de 500 vpd, identificándose respectivamente como T-1, T-2, T-3 Y T-4⁷.

⁶ Rafael Cal y Mayor y James Cárdenas, op cit.

⁷ MOP, *Norma para Diseño Geométrico de Viales*, proyecto, San Salvador, 1999.

En sus Normas de Servicios Técnicos del Proyecto Geométrico de Carreteras, la Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México⁸ establece los siguientes rangos de volúmenes de tránsito y su correspondiente identificación tipológica: de 5,000 a 20,000 vpd, tipo A4; de 3,000 a 5,000 vpd, tipo A2; de 1,500 a 3,000 vpd, tipo B; y de 500 a 1,500 vpd, tipo C. A estas categorías le siguen otras dos, la última para caminos vecinales hasta de 100 vpd.

La mayoría de las clasificaciones de la red vial introducen, al lado de los volúmenes de tránsito, una identificación de las características del terreno en donde se desarrolla el trazo de la carretera, para discriminar si se trata de un terreno plano, de un terreno ondulado o de un terreno montañoso. En los terrenos planos las distancias de visibilidad son en general irrestrictas. En los terrenos ondulados se presentan ocasionalmente restricciones al alineamiento vertical u horizontal de la carretera. En los terrenos montañosos la superficie de rodamiento es restringida por la necesidad del banqueo o de la excavación en ladera.

Una visión simplificada de las normas para el diseño geométrico de las carreteras, se podría limitar a un cuadro resumen con cuatro o cinco tipos funcionales de carreteras, complementada con los rangos típicos de los volúmenes de tránsito más frecuentes en un país determinado o en una región geográfica integrada por varios países como Centroamérica. Un conjunto ordenado de especificaciones se podría proponer para cada tipo de carretera, desglosando aún cada tipo según las características del terreno, para aceptar mayores restricciones a medida que las difíciles condiciones del terreno hacen más costosas las soluciones deseables. De tal forma que si en un terreno plano la velocidad de diseño de un tipo de carreteras, fácilmente puede fijarse en los 90 o 110 kilómetros por hora, las restricciones constructivas y sus implicaciones en materia de costos, aconsejarán que en terreno montañoso dicha velocidad deba restringirse a 60 o 70 kph, lo cual afectará los radios mínimos, las distancias de visibilidad, las pendientes máximas, etc.

Naturalmente que la formulación del referido cuadro resumen, deberá ser el resultado final de un ejercicio de análisis que dé sustento y justificación suficiente a las recomendaciones, de forma que el diseñador pueda, de acuerdo a su buen criterio y conocimiento en la materia, compartir las recomendaciones y ponerlas en práctica o, alternativamente, proponer de manera explícita los cambios y adaptaciones que a tales normas considere apropiadas al caso en consideración. Ya se sabrá entonces bajo que criterio, por ejemplo, además del estrictamente económico, el diseñador ha optado por eliminar o restringir el ancho recomendado de los hombros, en consecuencia reducido la capacidad de una determinada vía, supuesta a registrar crecimientos regulares en su demanda durante el período de diseño.

⁸ Normas de 1984.

Un estudio realizado por el Banco Mundial⁹, identificó los siguientes elementos de diseño más usuales en las especificaciones utilizadas en 62 países en desarrollo, incluidos los de Centroamérica, sin que su orden de mención tenga relación con su importancia relativa, a saber:

- ❑ **Ancho de superficie de rodamiento**
- ❑ **Ancho de hombro**
- ❑ **Ancho de corona**
- ❑ **Tipo de superficie de rodamiento**
- ❑ **Velocidad de diseño**
- ❑ **Distancia de visibilidad de parada**
- ❑ **Distancia de visibilidad de adelantamiento**
- ❑ **Radios mínimos**
- ❑ **Pendiente máxima**
- ❑ **Corona del pavimento**
- ❑ **Sobreelevación**
- ❑ **Pendiente de hombros**
- ❑ **Ancho del tablero de los puentes o estructuras de drenaje mayor**
- ❑ **Carga axial máxima permisible**
- ❑ **Cargas vivas para el diseño de puentes**
- ❑ **Ancho del derecho de vía**

El radio de curvatura y la distancia de visibilidad de parada son los únicos factores del diseño geométrico que guardan relación directa con la velocidad de diseño o velocidad directriz propuesta. Esta, en combinación con los factores recomendados de fricción longitudinal y lateral, las tasas de sobreelevación y los tiempos de reacción del conductor, se combinan en conocidas fórmulas matemáticas para producir, como resultado, los cuadros y nomogramas usuales sobre radios y distancias de visibilidad que aparecen en los manuales de diseño.

3.4 Clasificación de las Carreteras Regionales

Las carreteras regionales o centroamericanas constituyen una clasificación en sí, que las separa y distingue de las carreteras nacionales de cada país de Centroamérica por una tenue línea divisoria que es más práctica que real. **Se reputa como regional todo lo que es propio de la integración centroamericana o se acepta como tal por su proyección, alcance o simple definición de las autoridades competentes.**

La clasificación funcional de las carreteras regionales, atendiendo a los criterios sustentados y a las referencias mencionadas en los párrafos precedentes de este capítulo, admite el establecimiento de cinco tipos de carreteras entre rurales y suburbanas, con límites en lo que respecta a volúmenes de tránsito para diseño,

⁹." *A Review of Highway Design Practices in Developing Countries*", the World Bank, mayo 1975.

que por el rango inferior no deben ser inferiores a los 500 vehículos promedio diario. Por consiguiente, están fuera de consideración las carreteras urbanas, al igual que los caminos vecinales o locales. Estos últimos caminos son del ámbito estrictamente nacional, en tanto que los requerimientos mínimos de las vías urbanas están definidas en los planes reguladores del desarrollo de las capitales centroamericanas y las ciudades principales de la región.

Véase el Cuadro 3.1 adjunto y las subsiguientes aclaraciones generales que le acompañan. Común a esta tipología de las carreteras regionales, es la condición de que las marcas horizontales, las señales y los semáforos para el control del tránsito, construidos e instalados según las normas en vigor, sean claramente entendidas por todos los usuarios: conductores, peatones y ciclistas. Específicamente, tales dispositivos han de llenar funciones de regulación del tránsito, ofrecer indicaciones para alertar sobre condiciones de peligrosidad en la vía y, en especial, guiar a los conductores con información confiable hacia su destino por rutas seguras.

Cuadro 3.1

Clasificación Funcional de las Carreteras Regionales, Volúmenes de Tránsito, Número de Carriles y Tipo de Superficie de Rodamiento

TPDA Clasificación funcional	>20,000		20,000-10,000		10,000-3,000		3,000-500	
	No. C	Superf.	No.C	Superf.	No.C	Superf.	No.C	Superf.
AR- Autopistas Regionales	6-8	Pav.	4-6	Pav.				
TS- Troncales Suburbanas	4	Pav.	2-4	Pav.	2	Pav.		
TR- Troncales Rurales	4	Pav.	2-4	Pav.	2	Pav.		
CS- Colectoras Suburbanas			2-4	Pav.	2	Pav.	2	Pav.
CR- Colectoras Rurales					2	Pav.	2	Pav.

No.C : Número de carriles; **Superf.** : Superficie de rodamiento; **Pav** : Pavimento asfáltico o de cemento Portland.

3.4.1 Autopistas Regionales

Siguiendo el orden mostrado en el cuadro anterior, se considera que las autopistas regionales deben construirse cuando los volúmenes de tránsito para diseño resultan mayores de 20,000 vehículos promedio diario. La demanda de este tipo de instalaciones de primera categoría en exigencias de calidad y elevación de costos por kilómetro, se encuentra usualmente situada en un entorno suburbano, a la salida de las ciudades principales de Centroamérica, o como soluciones para circunvalar con anillos perimetrales las mismas.

Por otra parte, todas las intersecciones deben ser construidas con separación de niveles para los diferentes movimientos, recomendándose como regla de dedo que los intercambios o entronques a desnivel dispongan de un espaciamiento mínimo entre ellos de 3 kilómetros. Siendo su función primordial la movilidad, este tipo de vías mayores debe contar con control total en los accesos, esto es, que se otorga preferencia al tránsito de paso y se limitan las conexiones a determinadas arterias principales, sin posibilidades de acceso a las propiedades colindantes. Sin embargo y bajo determinadas circunstancias, es admisible ejercer el control parcial y discreto de los accesos.

Las paradas de transporte público no se permiten en este tipo de vías, por lo que es recomendable prever su desplazamiento a través de calles marginales a la pista principal. Los cruces peatonales deben localizarse en aquellos puntos de mayor movimiento de peatones y construirse a desnivel, ya sea sobre la autopistas o subterráneos, aprovechando en lo posible su integración con propuestas de atractivos comerciales y servicios sanitarios. Las bandadas para encauzar la corriente peatonal deben ser instaladas a las entradas y salidas de estas instalaciones.

En zonas densamente pobladas, este tipo de carreteras debe contar con alumbrado público apropiado a lo largo de todo su recorrido, con énfasis especial en las intersecciones mayores, admitiéndose que el alumbrado se limite a solamente estas últimas, en sitios donde el desarrollo urbano disminuya su intensidad. Se ha comprobado que la tasa de accidentes durante la conducción nocturna disminuye sensiblemente cuando una autopista o cualquier arteria principal cuenta con el alumbrado apropiado para la conducción nocturna.

El pavimento de estas carreteras debe llenar los requisitos más exigentes en la materia, para soportar las elevadas demandas del tránsito proyectado. La superficie de rodamiento debe consistir en un concreto hidráulico o asfáltico, con los espesores y el control de calidad que el caso requiere.

En vista que la demanda del tránsito ha crecido extraordinariamente en el medio centroamericano y por lo costoso de la construcción de autopistas especiales, motivado por el alza en los costos de materiales y mano de obra y la escasez de terreno, acompañado del alto costo y los conflictos por las afectaciones a los vecinos, no se prevé la construcción frecuente de autopistas mayores de tres carriles de circulación, por lo que se deberá pensar en el desvío del tránsito hacia rutas paralelas o a la instalación de otros sistemas de transporte masivo, como los carriles-bus¹⁰ o el transporte público de riel liviano.

¹⁰ Ver sección 2.8 del capítulo 2 anterior.

3.4.2 Troncales Suburbanas

Las carreteras dentro de esta clasificación están concebidas fundamentalmente para atender demandas de tránsito que, al término del período de diseño, alcanzarán volúmenes comprendidos entre 10,000 y 20,000 vehículos promedio diario. Se localizan entre las ciudades dormitorio y las capitales, de las cuales las primeras son tributarias, o entre áreas proyectadas para alcanzar un llamativo desarrollo económico. Dan acceso directo a los generadores principales de tránsito y se interconectan con el sistema de autopistas y vías de circulación rápida.

Los accesos se permiten directamente, excepto cuando se desea introducir algún grado de control de los mismos para favorecer la fluidez del tránsito de paso, reservándose espacios y diseños adecuados para estacionamiento y movimientos peatonales longitudinales. La construcción de calles marginales a estas carreteras es altamente recomendable, cuando se desea destacar su función de movilidad.

El transporte público servido por autobuses puede ser atendido en este tipo de carreteras, mediante paradas discretamente distribuidas, en bahías diseñadas para acopiar desde una hasta tres unidades, dependiendo de la magnitud de la demanda y la modalidad de oferta del servicio. Para el movimiento peatonal transversal, se pueden construir cruces a nivel tipo cebra y pasos a desnivel en sitios de alta generación de movimiento de personas a pie. La instalación de semáforos coordinados en las intersecciones, separados entre sí unos 500 a 800 metros, con tiempo para el movimiento peatonal e instalaciones complementarias para peatones, son recomendables, al igual que la construcción de rotondas ó áreas verdes donde el tránsito y la disponibilidad de espacio las justifiquen.

Cuando las condiciones económicas lo permitan y se justifique por los desarrollos urbanos adyacentes, se recomienda la instalación de alumbrado público en las intersecciones principales, primero, y a lo largo de la carretera, si ello resulta factible y conveniente por razones de seguridad.

3.4.3 Troncales Rurales

Las carreteras clasificadas en esta categoría, constituyen los ejes principales y de mayor significación en la estructura de la red regional centroamericana. Se desarrollan con recorridos que se extienden a lo largo y ancho de todos los países del área, por lo que el entorno que les corresponde es variable, así como también son variables los rangos en los volúmenes de tránsito que sirven y que, al año de diseño, podrían llegar hasta los 20,000 vehículos por día promedio, con límites inferiores sensiblemente bajos de 500 vpd. En las áreas rurales con segmentos de carreteras de alto movimiento vehicular, podrá ser necesario prever su ampliación o reconstrucción a cuatro carriles.

Son recomendables las paradas de autobuses a lo largo de estas carreteras. Los cruces peatonales deben ser demarcados sobre el pavimento, tipo cebra, y

situados en los sitios con abundancia de peatones. Las intersecciones deben ser construidas con instalaciones provistas de semáforos de tiempo fijo y/o canalizadas, en los sitios con bastantes vehículos y peatones; en otros sitios con menor intensidad de movimiento, predominará el señalamiento vertical, particularmente las señales de ALTO para el tránsito desde los ramales secundarios de la intersección.

3.4.4 Colectoras Suburbanas

Este tipo de carreteras mantiene un sensible balance entre su función de acceso a las propiedades colindantes y su importante función complementaria de movilidad. Atiende, por consiguiente, una demanda de tránsito similar a las troncales rurales, ya que por el límite superior pueden alcanzar hasta los 10,000 vpd. Al mismo tiempo, estas carreteras están ligadas a los movimientos generados por las áreas urbanas, canalizando tránsito hacia otras vías y dando acceso a terrenos y propiedades colindantes, por lo que su demanda vehicular puede disminuir sensiblemente. Este tipo de vías estará dotada de una sección transversal provista de dos a cuatro carriles de circulación, para la atención del tránsito en ambos sentidos.

A las vías de cuatro carriles se les puede construir una mediana o franja separadora central para mejorar la circulación del tránsito e incrementar la seguridad, o se pueden separar por medio de una franja demarcada en el pavimento. Dispondrán de estacionamientos del lado de los carriles derechos de circulación; las intersecciones serán a nivel, con señales verticales de ALTO y provistas de marcas en el pavimento para el tránsito y cruces peatonales. Excepcionalmente, en sitios con abundancia de vehículos y peatones, se instalarán semáforos con tiempo prefijado y reserva de luz verde para cruces peatonales.

3.4.5 Colectoras Rurales

Este tipo de carreteras generalmente sirve al tránsito con recorridos de menores distancias relativas, que se mueve entre ciudades, pueblos y villas, sirve asimismo como alimentador de las arterias troncales y de las colectoras suburbanas. La velocidad en estas vías es moderada, comparada con las arterias de tránsito mayor. Las colectoras amplían la zona de influencia de la red principal, por cuanto mueven el tránsito que se origina en zonas agrícolas y ganaderas importantes, puertos o embarcaderos, centros de educación con significativo movimiento de estudiantes y áreas industriales. Sus volúmenes de tránsito para diseño se ubican entre los 10,000 y 500 vehículos/día.

La separación del tránsito direccional se hace por medio de marcas en el pavimento; las paradas de autobuses pueden tener bahías o no, dependiendo de los volúmenes del tránsito en cada sitio en particular. Los cruces peatonales se protegen por medio de marcas en el pavimento, tipo cebra. Las intersecciones

disponen de señales de ALTO y marcas en el pavimento para el encauzamiento del tránsito y orientación de los peatones.

Un tratamiento superficial asfáltico, doble o triple, que no contribuye a la resistencia estructural del pavimento propuesto, podría utilizarse como superficie de rodamiento apropiada para las carreteras ubicadas en el límite inferior de esta categoría.

La interrogante de qué hacer en caso de que una colectora rural no alcance un volumen de diseño de 500 vpd, debe resolverse con criterio práctico y visión de futuro. En tanto se trate de una carretera reconocida como parte integrante de la red de carreteras regionales, sus estándares de diseño deben ser mejorados a niveles compatibles con su calidad y sus expectativas de largo plazo, para ofrecer la mejor solución que los recursos escasos disponibles admiten.

Capítulo 4

COMPONENTES PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

4.1 Capacidades y Niveles de Servicio de las Carreteras Regionales

En una sección del capítulo 2 de este manual se han presentado los conceptos de capacidad y volúmenes de servicio de las carreteras a sus diferentes niveles, que varían desde A hasta F, en tanto que en el capítulo 3 se ha establecido la tipología recomendable para la agrupación de las carreteras que conforman la red vial regional.

La práctica vial norteamericana, que recoge el cuadro guía 2.4, insinúa que los volúmenes de diseño deben guardar correspondencia con soluciones viales que selecciona el diseñador, las cuales presentan ofertas con volúmenes de tránsito que varían desde los niveles de servicio B, para las autopistas y las carreteras de mayor categoría, hasta los niveles más restringidos de servicio D, que son aceptables para las vías colectoras con menores volúmenes de movimiento vehicular proyectado al año de diseño. En el rango intermedio se encuentran algunas categorías de carreteras para las que son aplicables las condiciones del nivel de servicio C.

Dada la considerable necesidad de recursos de inversión para infraestructura en Centroamérica y la disputa por dichos recursos para los sectores sociales, el creciente rezago en la atención de las demandas de inversión en obras de reconstrucción y mejoramiento de la infraestructura vial existente, además de la aparente conformidad de los usuarios de aceptar condiciones con cierto grado de restricciones en la circulación del tránsito diario, **se propone que las carreteras de la red sean diseñadas para el nivel de servicio D, con la excepción de las autopistas especiales, que deben limitarse al nivel de servicio C.** Al nivel de servicio C el flujo es estable, en tanto que al nivel de servicio D se hacen presentes ciertas evidencias de inestabilidad en la circulación.

El referido Manual de Capacidades de Carreteras, señala las siguientes condiciones de operación del tránsito, que aparentan ser satisfactorias a los niveles de servicio mencionados:

- **Autopistas Especiales (nivel de Servicio C)**

Operación estable, pero crecientemente más crítica. Velocidad promedio de viaje de 110 kilómetros por hora. Flujo de servicio a 75

por ciento de la capacidad, o no más de 1,640 automóviles o vehículos livianos por hora carril.

- **Carreteras Rurales de cuatro o más Carriles, sin Control en los Accesos (nivel D)**

Se aproxima la **situación de flujo inestable**, con tasas de 89 por ciento de la capacidad o sea 1,940 automóviles por hora carril, a una velocidad de viaje de 92 kilómetros por hora bajo condiciones ideales.

- **Arterias Urbanas y Suburbanas (nivel D)**

Se aproxima la **situación de flujo inestable**. La velocidad se reduce a 40 por ciento de la velocidad de flujo libre. Se amplían los retrasos en las intersecciones.

- **Carreteras de dos Carriles (nivel D)**

Se aproximan condiciones para **flujo inestable**. La velocidad promedio de viaje es de alrededor de 80 kilómetros por hora. El flujo vehicular en ambas direcciones alcanza el 64 por ciento de la capacidad, con oportunidades continuas para adelantar. 1,800 automóviles por hora en ambos sentidos es el tope límite, bajo condiciones ideales.

4.2 Las Velocidades de Diseño de la Red Vial Regional

En las autopistas interestatales norteamericanas, una velocidad límite de 120 kilómetros por hora cubre los más altos percentiles de la distribución normal de las velocidades observadas, de forma que una velocidad de diseño de 110 kilómetros por hora satisface los hábitos de conducción y los deseos de viaje de los usuarios, a niveles de suficiencia para este tipo de instalaciones de primera clase, sujetas a los más altos estándares de diseño y construcción. En Europa se han aplicado velocidades de diseño hasta de 140 kilómetros por hora, aunque existe la tendencia a reducirlas, en algunos casos, por razones de ahorro en el consumo de combustible por kilómetro recorrido¹. En México y Colombia la máxima velocidad directriz o de diseño alcanza los 110 kilómetros por hora.

¹ En 1993 el Presidente Nixon impuso el límite máximo nacional de 88 kilómetros por hora, como medida de conservación del consumo de combustible. El efecto de esta medida fue la reducción de las velocidades en las carreteras, que se venían incrementando ininterrumpidamente desde principios de la década de los 40.

Para las carreteras de la clase A, con volúmenes de diseño mayores de 10,000 vpd, las normas costarricenses establecen una velocidad máxima de diseño de 100 kilómetros por hora, que parece razonable para las condiciones físicas de las vías, las distancias medias de recorrido y los hábitos de conducción. Este límite máximo se aplica igualmente para las carreteras de la categoría superior en Honduras. Las nuevas normas de diseño propuestas para El Salvador llevan a 110 kilómetros por hora el límite superior de la velocidad directriz.

Las velocidades de diseño se van reduciendo con la gradualidad que impone la tipología utilizada, hasta los niveles inferiores que corresponden a los caminos vecinales o locales, donde dicha velocidad se reduce hasta 40 kilómetros por hora en terreno montañoso según las normas de Costa Rica y hasta 30 kilómetros por hora en las condiciones más restrictivas que aceptan El Salvador, Honduras y Nicaragua.

Tomando en debida consideración las referencias anteriores, se ha elaborado el cuadro 4.1, que muestra las variaciones recomendables en las velocidades de diseño para las carreteras de la red regional, teniendo a la vista solamente lo que se refiere a los rangos de volúmenes de tránsito para diseño y las condiciones topográficas del terreno, sea que se trate de terreno plano, ondulado o montañoso. Por debajo de los 50 kilómetros por hora, la velocidad de diseño es más propia de caminos de bajos volúmenes de tránsito, que escapan a la tipología de las carreteras centroamericanas.

Cuadro 4.1

VELOCIDADES DE DISEÑO EN KILÓMETROS POR HORA, EN FUNCIÓN DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO Y LA TOPOGRAFÍA DEL TERRENO

Tipo de Terreno	Volúmenes de tránsito Diario ó TPDA, en vpd			
	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3000-500
Plano	110	90	80	70
Ondulado	90	80	70	60
Montañoso	70	70	60	50

4.3 Componentes Básicos de la Sección Transversal

En las etapas iniciales del diseño de las carreteras, siempre es conveniente dar la debida consideración al uso de componentes de dimensiones normales o mejoradas en la sección transversal, por estar comprobado que con un bajo costo relativo, reducen sustancialmente los riesgos de accidentes o, inversamente,

contribuyen al mejoramiento de los niveles de seguridad vial. Cualesquiera que sean estos elementos de la sección transversal, deben mantenerse a lo largo de todo el proceso de diseño de una carretera o de un segmento dado de dicha carretera.

Además de la seguridad, se deben considerar las características operativas del tránsito, la estética, los patrones de velocidad, la capacidad y sus niveles de servicio, tomando en cuenta además las dimensiones de los vehículos de diseño, sus características operativas y la conducta muy particular de los conductores centroamericanos. En el diseño de la sección transversal debe preverse la construcción por etapas o la incorporación de ampliaciones que puedan, con posterioridad, ser ejecutadas económica y prácticamente.

4.3.1 Los Carriles de Circulación

Divididas o no, las carreteras están provistas de uno, dos o más carriles de circulación por sentido y, excepcionalmente, de un solo carril habilitado para la circulación en ambos sentidos, con bahías o refugios estratégicamente ubicados a lo largo de la vía, para permitir las operaciones de adelantamiento o el encuentro seguro de dos vehículos en sentidos opuestos. Se debe tomar nota que **el carril es la unidad de medida transversal, para la circulación de una sola fila de vehículos, siendo el ancho de la calzada o superficie de rodamiento, la sumatoria de los carriles, a la que también se hace referencia en la clasificación de las carreteras.** Para ofrecer las mejores condiciones de seguridad y comodidad para los usuarios, la superficie de rodamiento de las carreteras debe ser plana y sin irregularidades, resistente al deslizamiento y habilitada para la circulación del tránsito bajo todas las condiciones climáticas previsibles.

Existe una clara y comprobada relación entre el ancho del carril, el ancho utilizable de los hombros o la ubicación de las obstrucciones laterales y la capacidad de las carreteras, según los resultados que muestra el cuadro 4.2 adjunto. Los datos mostrados en el cuadro son calculados para flujos ininterrumpidos del tránsito, con un nivel de servicio B y pavimentos con estructuras de alta calidad.

Entiéndese por capacidad ideal en ese cuadro, la que corresponde a carriles de 3.6 metros con obstrucciones laterales a un mínimo de 1.8 metros. Las usuales restricciones laterales se refieren a muros de contención, bordillos de puentes, postes para instalaciones de servicios públicos, vehículos estacionados al lado de la vía, anclaje de cables y cualquier elemento físico instalado al lado de la vía. La existencia de hombros continuos de suficiente amplitud, tiende a alejar la colocación de restricciones laterales como las indicadas.

De la información insertada en este cuadro, se puede apreciar la manera sensible en que la falta de hombros disminuye la capacidad de una carretera típica de dos carriles, en un 30 por ciento cuando el ancho de carril es de 3.6 metros y en un 42

por ciento cuando el ancho de carril disminuye a 3.0 metros. Experiencias en países sub-desarrollados², también han indicado que para carriles de 3.0 metros de ancho, la velocidad relativa disminuye en un 15 por ciento. Disminución de capacidad significa mayores posibilidades de accidentes en situaciones azarosas del tránsito.

Cuadro 4.2

EFFECTO COMBINADO SOBRE LA CAPACIDAD IDEAL, DEL ANCHO DE CARRIL Y LA UBICACIÓN DE LAS RESTRICCIONES LATERALES

Ancho Útil de Hombros u Obstrucción Lateral	PORCENTAJE DE CAPACIDAD EN RELACION A LA DEL CARRIL DE 3.6 METROS		
	3.6 m	3.3 m	3.0 m
Metros			
CARRETERAS DE DOS CARRILES			
1.8	100	93	84
1.2	92	85	77
0.6	81	75	68
0	70	65	58
CARRETERAS DE CUATRO CARRILES SIN MEDIANA			
1.8	100	95	89
1.2	98	94	88
0.6	95	92	86
0	88	85	80

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 334.

a. El Ancho de los Carriles. El mismo cuadro demuestra también que la escogencia del ancho de los carriles es una decisión que tiene incidencia determinante en la capacidad de las carreteras. Como parámetro de referencia durante el diseño, se debe tener a la vista la estructura del tránsito proyectado, que a su vez y en la medida de la importancia relativa del tránsito pesado dentro del mismo, hará necesario que la dimensión de cada carril sea habilitada para que los camiones y las combinaciones de vehículos de diseño, con 2.6 metros de ancho, se puedan inscribir

² *Towards Safer Roads in Developing Countries*, Transport and Road Research Laboratory, Overseas Development Administration, UK, 1991.
 Cap. 4, COMPONENTES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

cómodamente y a las velocidades permisibles, dentro de la franja de circulación que les ha sido habilitada.

En el ambiente vial centroamericano, un ancho de carril de 3.6 metros se considera como el ideal para las condiciones físicas más exigentes de la vía y el tránsito, en coincidencia con las normas norteamericanas vigentes, variando según el tipo de carretera hasta un mínimo tolerable de 2.7 metros en caminos rurales de poco tránsito.

El ancho de carril de 3.6 metros es deseable para las carreteras de la red regional, de manera que una calzada de dos carriles con 7.2 metros ofrecerá óptimas condiciones para la circulación vehicular. Cuando haya restricciones en el derecho de vía, el carril de 3.3 metros se considerará recomendable; en tanto que el carril de 3.0 metros de ancho es aceptable únicamente en el caso de vías diseñadas para baja velocidad. Se admite el uso de carriles de 3.3 metros en la parte interior de autopistas y hasta 3.9 metros en los carriles exteriores, para permitir más comodidad y seguridad a los vehículos lentos y a las bicicletas. En el diseño de carriles contiguos y de doble sentido de circulación, en el centro de la sección transversal para facilitar los giros a izquierda, los anchos recomendables varían entre 3.0 y 4.8 metros.

Los carriles de aceleración y deceleración, al igual que los carriles adicionales para ascensos y descensos, determinados por el alineamiento vertical de las carreteras con porcentajes significativos de vehículos pesados en la corriente del tránsito y bajas velocidades, deberán disponer de un ancho mínimo de 3.3 metros.

En lo que corresponde a la superficie del pavimento de la calzada, ésta estará determinada por el volumen y la composición del tránsito, las características del suelo y del clima, la disponibilidad de materiales y el costo durante todo el ciclo de vida del proyecto. Los pavimentos con superficie de rodamiento de alta calidad, ofrecen una superficie tersa, buenas cualidades antiderrapantes y bajo costo de mantenimiento, por la perfección del diseño y el estricto control de calidad de los productos utilizados. Los de calidad intermedia varían desde los tratamientos superficiales bituminosos hasta pavimentos asfálticos de alta calidad, pero sometidos a menores controles para reducir costos. Las superficies de baja calidad se presentan en carreteras con superficies de grava, suelos estabilizados o tratados químicamente y simple material selecto compactado.

b. Pendiente Transversal de los Carriles. La pendiente transversal de una carretera de primera clase con dos carriles en tangente, debe ser del 2.0 por ciento del centro de la sección hacia fuera. Cuando existan más de dos carriles por sentido, cada carril adicional irá incrementando su

pendiente transversal entre 0.5 y 1.0 por ciento. En áreas de intensa precipitación pluvial, la pendiente de los carriles centrales puede incrementarse a 2.5 por ciento, con un medio por ciento incremental en los carriles contiguos hacia fuera, pero sin superar un 4.0 por ciento.

Para carreteras con superficie de calidad intermedia, la pendiente transversal desde la cresta de la sección puede variarse entre 1.5 y 3.0 por ciento, en tanto que las carreteras con superficie de rodamiento de baja calidad, el rango de pendiente transversal puede fijarse entre 2.0 y 4.0 por ciento.

No se estimula el uso de secciones parabólicas para conformar la pendiente transversal de una carretera de cuatro carriles, debido a que la caída del borde exterior del pavimento es muy acentuada y, aunque conveniente para efectos del drenaje, puede ser incómoda para la conducción vehicular.

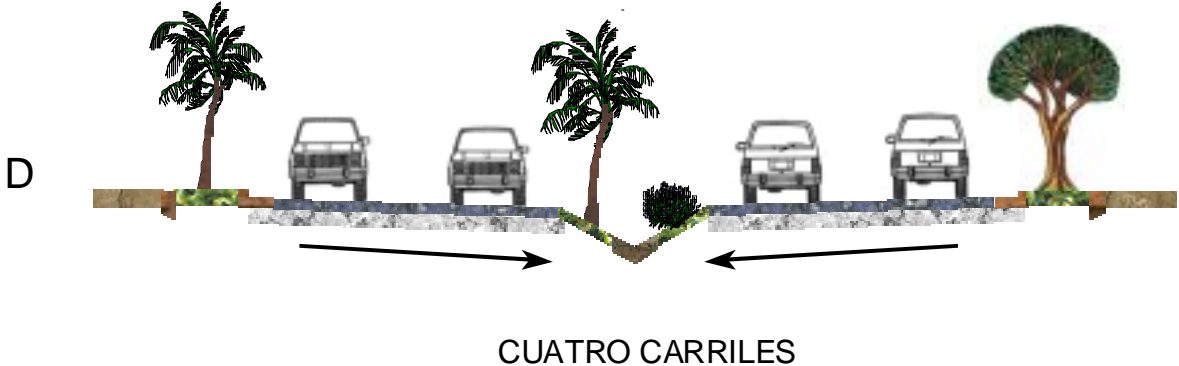
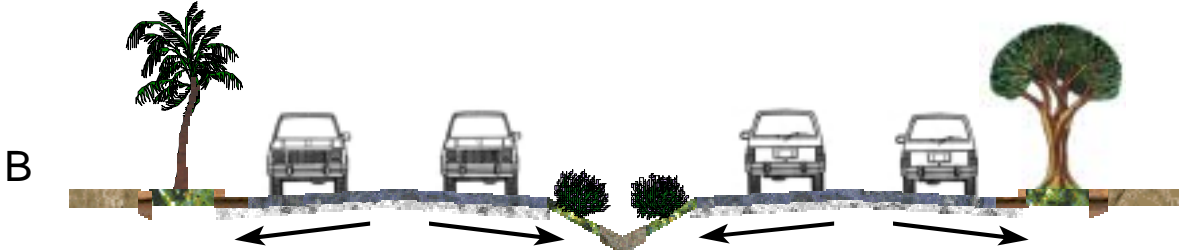
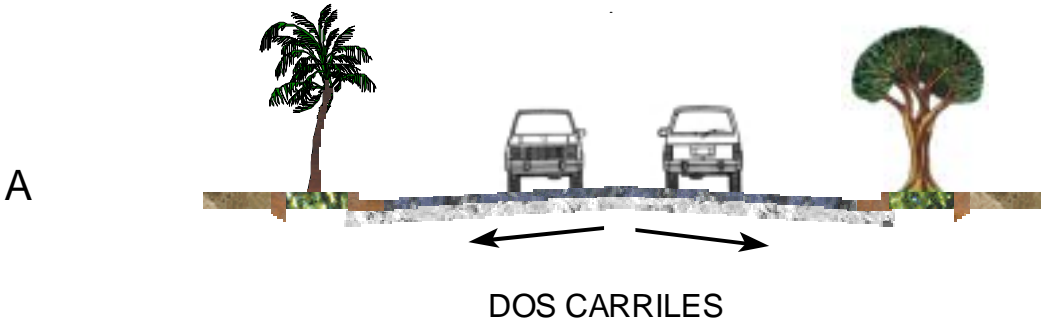
4.3.2 Hombros o Espaldones

Los hombros o espaldones, que son las franjas de carretera ubicadas contiguo a los carriles de circulación y que, en conjunto con éstos, constituyen la corona o sección comprendida entre los bordes de los taludes, tienen su justificación en i) la necesidad de proveer espacios para acomodar los vehículos que ocasionalmente sufren desperfectos durante su recorrido - en defecto de los hombros, estos vehículos en problemas se ven invitados a invadir los carriles de circulación, con riesgos para la seguridad del tránsito - , ii) para llenar la importante función de dar estabilidad estructural a los carriles de circulación vehicular por medio del confinamiento, iii) para permitir los movimientos peatonales en ciertas áreas donde la demanda lo justifique y iv) para proporcionar el espacio lateral libre suficiente para la instalación de las señales verticales de tránsito.

La continuidad de los hombros debe ser mantenida a lo largo de la carretera donde la topografía lo permita; en caso contrario y en correspondencia con la altura de los taludes de los terraplenes, deberán instalarse postes guías o barreras de seguridad tipo flex-beam, con separación mínima de 1.2 metros del borde externo de los carriles, tomando en cuenta el correspondiente ancho para la raya de pintura blanca reflectorizante, que de igual forma se aplicará en el hombro exterior.

Donde haya que acomodar ciclistas, es aconsejable ampliar los hombros a 1.2 metros de ancho mínimo. Para las carreteras colectoras del sistema vial regional, este mínimo se puede ampliar a 1.5 metros.

FIG. 4.1 TIPOS DE PENDIENTES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL, EN TANGENTE



Puesto que por otra parte es recomendable que un vehículo estacionado o en reparación despeje el carril exterior a una distancia comprendida entre 0.3 y 0.6 metros, se ha recomendado que el hombro exterior alcance una sección de 3.0 metros en las carreteras de alto desempeño, para dar refugio a un vehículo pesado de 2.6 metros de ancho, reduciéndose a 2.5 metros dicho requerimiento, si el propósito es proteger un automóvil cuyo ancho de diseño es de 2.1 metros. Para las autopistas regionales y las troncales suburbanas se recomienda un mínimo de 2.5 metros de ancho de hombro exterior, siendo admisible reducir dicho requerimiento hasta 1.8 metros.

Los hombros deben ser revestidos para proporcionar un mejor soporte a la calzada y redondeados en el borde exterior. El revestimiento puede ser de grava, de material estabilizado químicamente o consistir en un tratamiento superficial bituminoso, una mezcla asfáltica o un concreto hidráulico, según las características de la carretera y las demandas del tránsito.

Dentro de la práctica corriente de diseño de los hombros, debe considerarse una pendiente máxima transversal del 5 por ciento dependiendo de la pluviosidad del lugar, empezando con un mínimo de 2 por ciento. Por tipo de superficie, los hombros pueden tener pendientes transversales de 2 al 6 por ciento cuando se trata de hombros asfaltados o con concreto hidráulico, de 4 a 6 por ciento en hombros revestidos de grava y de 8 por ciento en hombros engramados. En curvas horizontales con sobreelevación, predomina el porcentaje de sobreelevación de la calzada. En las obras de arte no deberá variarse esta disposición.

Cuadro 4.3

ANCHOS MÍNIMOS DE HOMBROS Y ACERAS

Tipo de Carretera		Acceso	Tipo de Superficie	Ancho de Hombros (m)		Ancho de Aceras (m)
				Internos	Externos	
AR	Autopistas Regionales	Controlado	Alto	1.0 - 1.5	1.8 - 2.5	
TS	Troncales Suburbanas	Controlado	Alto	1.0 - 1.5	1.8 - 2.5	1.2 - 2.0
TR	Troncales Rurales	-	Alto	0.5 - 1.0*	1.2 - 1.8	1.2 - 1.5
CS	Colectoras Suburbanas	-	Intermedio	0.5*	1.2 - 1.5	1.0 - 1.2
CR	Colectoras Rurales	-	Intermedio	-	1.2 - 1.5	1.0 - 1.2

* Solamente con mediana

En resumen, para las carreteras de la red regional centroamericana, donde no se han reconocido suficientemente las ventajas de la provisión de hombros de anchos adecuados, por una economía en costos de inversión mal entendida, se propone la adopción de los anchos mínimos que señala el cuadro 4.3 adjunto. El ancho de los hombros se determina en función de la clasificación de la carretera y

del tipo de terreno que cruza. En carreteras de las clasificaciones principales, el ancho de los hombros debe prever el ensanche futuro del pavimento, sin necesidad de ampliar el volumen del movimiento de tierra.

En aquellos casos donde por circunstancias especiales no sea posible construir los hombros recomendados, deberá como alternativa proveerse refugios para vehículos cada 400 metros a cada lado, provistos de sus secciones de transición tanto para el ingreso como para la salida de dichas instalaciones de emergencia.

4.3.3 Aceras

Donde hay abundancia de peatones, los volúmenes de tránsito son elevados y las velocidades permitidas son significativas (mayores de 60 kilómetros por hora), especialmente en sitios de circunvalación de poblados y ciudades, se recomienda que al lado de los carriles exteriores, se construyan aceras o andenes para la circulación peatonal. **Como una recomendación general de aplicación en Centroamérica, se deben construir aceras en las calles y en las carreteras que carezcan de hombros**, procurándose en este último caso que las aceras estén fuera de la pista de rodaje y, posiblemente, en los límites del derecho de vía. Los datos de tránsito confirman que las aceras ofrecen un medio efectivo para reducir accidentes peatonales.

En áreas urbanas y suburbanas, debe existir una franja de un mínimo de 3.0 metros de ancho como espacio de amortiguación para la construcción de aceras y la instalación de servicios como alumbrado público, hidrantes, teléfonos, etc. Las aceras pueden variar entre 1.0 y 2.0 metros de ancho³, con una franja verde separatoria de la pista principal de 0.6 metros de ancho, como mínimo. Cuando la acera se construya a la orilla del bordillo de la cuneta, debe tener un ancho extra de 0.6 metros, para compensar la carencia de la zona verde de transición.

Se dan recomendaciones sobre el ancho mínimo de estas instalaciones en el cuadro 4.3 ya citado.

4.3.4 Bordillos y Cunetas

Los bordillos se usan extensamente en las carreteras urbanas y suburbanas, siendo su uso muy limitado, más bien nulo, en las carreteras rurales. Esto tiene que ver con la función que desempeñan dichos dispositivos, como son el control del drenaje, la delimitación del borde del pavimento, la determinación del borde de las aceras o de la zona de protección de los peatones o, simplemente, por razones de estética.

³ Se afirma en la sección 2.6.2 de este manual que el ancho entre hombros de un peatón no excede en promedio de 0.5 metros.

Típicamente los bordillos se clasifican en montables y de barrera o no montables, según que tengan la altura y conformación apropiada para que los vehículos automotores puedan abordarlos o no.

Los bordillos de barrera son relativamente altos y con la cara relativamente vertical, redondeados en su parte superior para reducir las aristas cortantes, con un radio de 1 a 2.5 centímetros. La altura de este bordillo puede estar comprendida entre 15 y 22.5 centímetros. Los bordillos de barrera combinados con aceras de seguridad son muy útiles a lo largo de paredes altas y túneles, haciendo que el conductor se separe de dichos bordillos con beneficio para la seguridad del peatón.

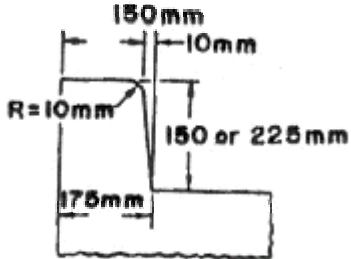
En general, no se recomienda el uso de bordillos de barrera en autopistas y en carreteras de alta velocidad, porque pueden ser causantes del vuelco de vehículos por impacto lateral. Si el propósito de colocar un bordillo tal es prevenir que los vehículos se salgan de la calzada, debe pensarse más bien en el uso de barreras metálicas.

Los bordillos montables, por su parte, son diseñados para que los vehículos puedan cruzarlos cuando así se requiera y sea permisible o cuando accidentalmente haya que pasar sobre ellos. Cuando la cara del talud del bordillo es mayor de la relación 1:1, su altura debe limitarse a 10 centímetros o menos, pero si este talud se diseña entre 1:1 a 2:1, su altura puede ser incrementada a 15 centímetros. En algunas ocasiones los bordillos se construyen con una porción vertical en la base de unos 2.5 centímetros, como previsión para futuros revestimientos del pavimento, aunque si la sección inclinada excede de una altura total de 15 centímetros, ya no se califica como un bordillo montable. Los bordillos montables son usuales en los bordes de las medianas en carreteras divididas y en las islas para canalización del tránsito en las intersecciones.

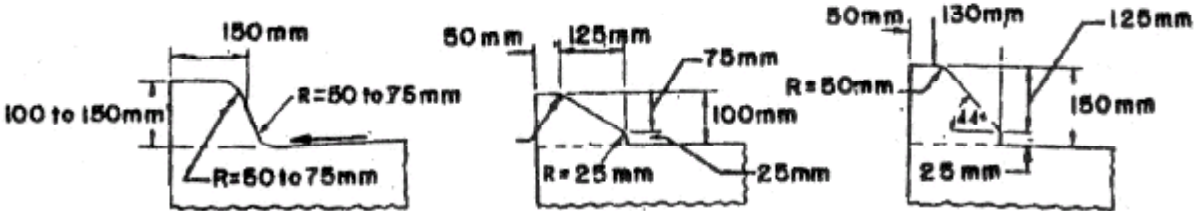
El ancho del bordillo se considera como un elemento de la sección transversal fuera del ancho de los carriles, podría decirse que más bien debe estar situado a unos 0.3-0.6 metros del borde del carril en vías urbanas, y en el borde del hombro en carreteras rurales. Combinados con una sección de cuneta, los bordillos pueden formar parte integral del sistema de drenaje superficial longitudinal de la carretera. El bordillo-cuneta se instala normalmente cuando la carretera discurre en un ambiente urbano y suburbano, para encauzar las aguas hacia los tragantes y tuberías de drenaje. La Figura 4.2 ilustra las descripciones dadas.

Reconocedores de estas condiciones para el uso de uno u otro tipo de bordillo, en la práctica vial centroamericana se ha preferido la colocación de bordillos de barrera para delimitar la mediana central, en virtud de que **los bordillos montables han servido para la habilitación de cruces forzados por el uso frecuente, y a la vez incómodo, en los sitios donde se ha intentado controlar tales maniobras.**

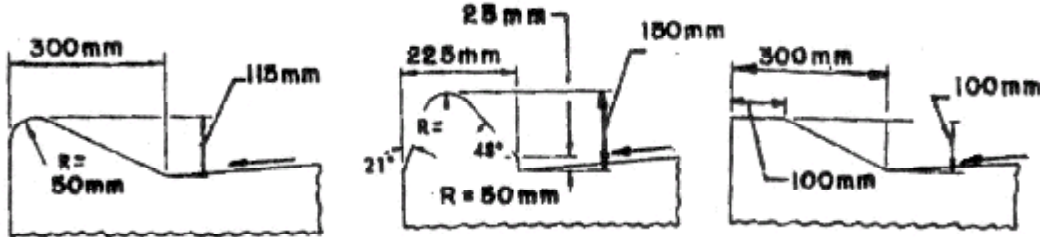
FIG. 4.2 SECCIONES TÍPICAS DE BORDILLOS-CUNETAS EN CARRETERAS



A. BORDILLOS DE BARRERA



B. BORDILLOS MONTABLES



4.3.5 Drenaje Superficial

El drenaje superficial debe ser muy efectivo para evacuar rápidamente las aguas de la superficie del pavimento y evitar que éstas se infiltren dentro de la estructura del mismo, ocasionándole daños que pueden ser considerables y de efectos inmediatos o a corto plazo. También previenen que el lodo o suciedades de las áreas no pavimentadas de la carretera penetren los lados del carril exterior de circulación, causando problemas de visibilidad de la línea de demarcación del borde separador entre el pavimento y sus hombros.

Los canales de drenaje o cunetas se construyen a los lados de las carreteras para conducir el agua hacia las alcantarillas, cajas o puentes; así como alejarlas de la carretera en concordancia con la configuración topográfica de su localización. Existen cunetas laterales, contracunetas, cunetas centrales y transversales, bordillos-cuneta y rápidos.

La cuneta lateral más usada es la que tiene forma trapezoidal con un ancho de fondo entre 2.0 y 3.0 metros y profundidad variable, prefiriéndose las de poca profundidad para que ayuden a disminuir la velocidad de la corriente y la erosión del suelo del fondo, cuando no son revestidas. También existen secciones triangulares para este tipo de obra, con cierto grado de tradición en su uso. Este tipo de drenajes debe revestirse cuando la velocidad de las corrientes sea alta, en suelos erosionables situados en pendientes fuertes. Los pendientes de las paredes de las cunetas, del lado de la calzada, no deben superar la relación 4: 1 (4 horizontal y 1 vertical).

En carreteras con mediana central, generalmente se usa un drenaje al centro, en un área deprimida de poca profundidad y con pendientes sumamente suaves, que evacúan las aguas hacia tragantes conectados a tubos instalados debajo de las calzadas, para alejar el agua fuera de la obra vial. Pendientes construidas de esa forma son muy útiles en caso de accidentes, evitando que éstos sean de mayores consecuencias.

Las contracunetas se construyen sobre el terreno natural en la zona del derecho de vía adyacente y a lo largo del borde superior de los taludes en corte, con el propósito de interceptar las aguas que fluyan hacia la parte principal de la carretera y desviarlas hacia las cunetas o alcantarillas. Se proyectan tomando en cuenta el escurrimiento posible, la configuración del terreno y las características geotécnicas de los suelos donde están localizadas. Cuando existan filtraciones en puntos a lo largo de su recorrido, que afecten la estabilidad de los taludes de corte de la carretera, se deberán revestir los puntos críticos.

Los rápidos conducen el agua hacia niveles inferiores cuando la cuneta está localizada en sitios de pendientes fuertes. Son canales abiertos o cerrados que se

pueden revestir con concreto, mampostería, o tubería metálica, tomando en cuenta la magnitud de la escorrentía superficial.

4.3.6 Ciclovías

La construcción de ciclovías tiene como objetivo único proporcionar una franja dentro del ancho del derecho de vía de una carretera, destinada exclusivamente para el movimiento de los ciclistas, alejándolos del tránsito de vehículos de mayor peso y velocidad de la corriente principal y ofreciéndoles, dentro de lo posible, resguardos suficientes para su seguridad. **Por tratarse de un medio de transporte accesible a personas de bajos niveles de ingreso, se ha popularizado cada vez más en Centroamérica el uso del transporte en bicicleta para los viajes a distancias cortas y medianas.**

En la red de carreteras regionales, amerita recibir seria consideración la construcción y el uso de estas instalaciones, en particular en los segmentos suburbanos, en los cruces de poblaciones menores y en los tramos cortos de carreteras que enlazan poblados vecinos que intensifican su relación desplazándose en bicicletas.

La construcción de ciclovías se justifica cuando el volumen excede los 1,000 vehículos por día, particularmente cuando existe una demanda consistente. Esta facilidad puede construirse de una sola vía de 2.0 metros de ancho, cuando el volumen de hora pico es de más de 500 bicicletas más motocicletas; si este volumen se duplica, se agrega un metro al ancho anterior. Las ciclovías de dos carriles, uno por sentido de circulación, deben construirse con un ancho de 3.6 a 4.0 metros.

Las ciclovías pueden instalarse utilizando el hombro de las carreteras, separados o no de la misma mediante una barrera física o una franja demarcada en el pavimento, proveyéndoles además una apropiada señalización.

4.3.7 Medianas o Franjas Separadoras Centrales

La mediana o franja separadora central⁴ es una franja de terreno localizada al centro de los carriles de sentido contrario en carreteras divididas, que puede construirse al nivel de la pista principal, o tener su sección transversal elevada o deprimida, siendo preferible esta última solución por su contribución al drenaje longitudinal en las autopistas y carreteras divididas, recomendándose en este caso particular que la pendiente de la mediana sea en la proporción 6 a 1, aunque una relación de 4 a 1 puede ser igualmente aceptable. Todos los tragantes de drenaje en la mediana deben construirse a ras del suelo y protegidos con parrillas, para que no se constituyan en peligrosos obstáculos para los vehículos descarriados.

⁴ En Guatemala se conoce bajo el nombre de arriate.

En breve, las medianas tienen las siguientes funciones principales:

- **Separar físicamente los flujo de tránsito de sentido contrario.**
- **Evitar o reducir el deslumbramiento durante la conducción nocturna**, de los conductores de ambos sentidos de circulación.
- Dotar a la carretera de un ancho de reserva para futuras ampliaciones, función que se le otorga una considerable importancia.
- Embellecer la facilidad vial y mejorar la calidad ambiental de su entorno.
- En situaciones especiales puede servir para la atención del movimiento peatonal

Cuadro 4.4

ANCHOS DE MEDIANAS RECOMENDABLES PARA LAS CARRETERAS DE LA RED VIAL REGIONAL

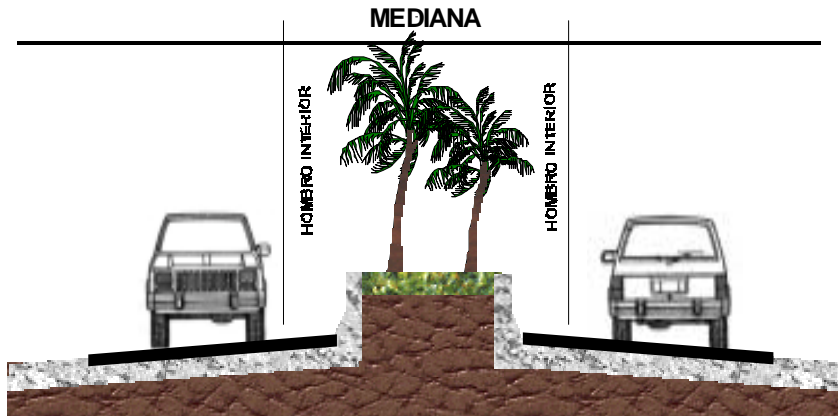
Tipo	Clasificación	Ancho de Mediana (m)
AR	Autopistas Regionales	4 –12
TS	Troncales Suburbanas	4-10
TR	Troncales Rurales	2 – 6
CS	Colectoras Suburbanas	Sin mediana
CR	Colectoras Rurales	Sin mediana

En zonas rurales o montañosas el ancho mínimo de una mediana se puede reducir a un metro, llegando en casos extremos a limitarse a 0.5 metros, lo cual minimiza su participación de los beneficios anunciados. La experiencia ha demostrado que las medianas pueden tener anchos hasta de 12 metros ó más, para incrementar al máximo la sensación de separación e independencia de operación de las corrientes opuestas. Dentro de este elenco de opciones y con una visión práctica, se recomiendan los anchos que muestra el cuadro 4.4, para aplicar a las carreteras del sistema regional centroamericano.

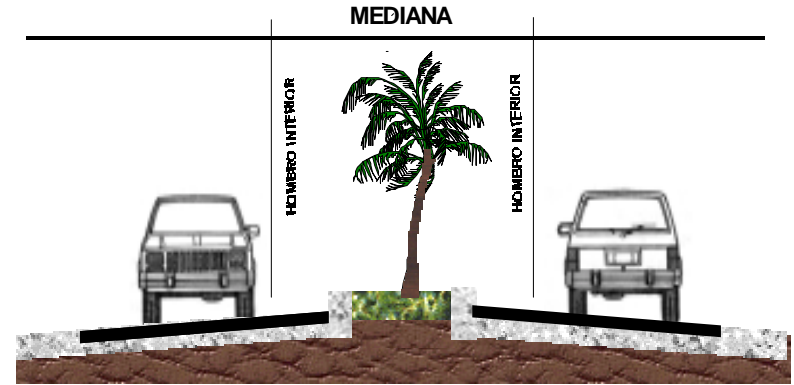
Un ancho de 4.0 metros es suficiente para la construcción de un carril para giros a izquierda, con 3.0 a 3.5 metros para la franja de circulación y la dimensión restante para proveer un bordillo mínimo separador, a la vez que protector. Además, se pueden permitir giros en U, desde luego que no con las ventajas que ofrecen las medianas mayores que alcanzan de 8 y 10 metros. Una mediana de 10 metros provee suficiente refugio transversalmente para el automóvil y el camión pequeño de diseño, que son los componentes mas frecuentes en el tránsito, pero con un poco de limitaciones para el autobús de diseño.

Ver la figura 4.3 de la sección tipo de arteria con mediana, en tangente.

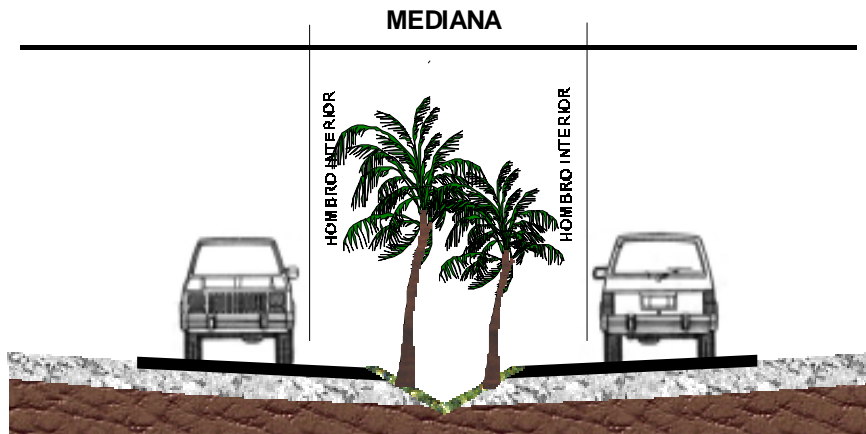
FIG. 4.3 SECCIÓN TIPO EN RECTA DE ARTERIAS PRINCIPALES CON MEDIANA



MEDIANA ELEVADA



MEDIANA CON BORDILLOS



MEDIANA CON CUNETA

4.3.8 Bahías para Autobuses y Areas de Estacionamiento

Para evitar conflictos entre la corriente de tránsito principal y los vehículos de transporte colectivo que están obligados por la naturaleza de su servicio a detenerse en su recorrido por la vía, para recoger y bajar pasajeros, debe construirse un número adecuado de apartaderos o bahías para autobuses a lo largo de las carreteras.

Está sobradamente comprobado el efecto que sobre la seguridad de los pasajeros ejerce la construcción de este tipo de instalaciones, **cuyo uso debería ser más generalizado en las carreteras de Centroamérica, donde la mayoría de los viajes de la población se realiza en transporte colectivo, i. e., autobuses.**

La localización de las paradas de autobuses en carreteras debe hacerse de manera que, situadas en las proximidades de los focos de generación de la demanda (centros de actividad, itinerarios de peatones, intersecciones, etc.), interfieran lo menos posible en el funcionamiento vial. Asimismo, deben tenerse en cuenta los posibles efectos ambientales (ruido, emisiones, etc.) de la detención y arranque de los autobuses en su entorno inmediato. Respecto al funcionamiento de la carretera y a su posible incidencia sobre otros usuarios, la localización de las paradas de autobús debe estudiarse especialmente en las intersecciones, puntos donde también suele concentrarse el movimiento de peatones, y su disposición en relación a la calzada.

En lo referente a las intersecciones y desde el punto de vista de los viajeros, la localización óptima de una parada de autobuses es inmediatamente próxima al cruce y a la desembocadura de los itinerarios de los peatones, normalmente asociados a la vía o vías confluyentes en las zonas suburbanas y urbanas. Esta proximidad al cruce puede resultar problemática para la circulación rodada, tanto si la parada se sitúa antes, como después de éste. En el primer caso, porque la detención de autobuses puede limitar la visibilidad y dificultar los giros. En el segundo porque pueden congestionar el cruce al reducir la capacidad del ramal de salida. La localización de las paradas de autobús en las intersecciones de las carreteras en áreas suburbanas y urbanas depende, por tanto, de las características concretas de cada intersección y de los movimientos principales que se producen en ella.

Aparte del hecho que los hombros son apropiados para que los vehículos con desperfectos se detengan y que se refugien en ellas, las bahías para autobuses se deben construir separadas y en concordancia con la seguridad de los usuarios de la vía y de la unidad de transporte colectivo. Una bahía para autobuses cuenta con cortos carriles de aceleración y deceleración, rampas para el acomodo de los autobuses y el acceso fácil de los pasajeros, aceras de suficientes dimensiones para la demanda de pasajeros, casetas abiertas por razones de seguridad para la protección contra la intemperie y demás accesorios como bancas, gradas, pasamanos y facilidades para minusválidos.

En la figura 4.4 se presenta el acomodamiento recomendable para construir estas instalaciones, con una variante que muestra la figura 4.5. El ancho de las bahías para autobuses se propone sea construido entre 3.0 y 4.0 metros, aunque cuando haya acumulación de vehículos, debe haber un ancho mínimo de 5.0 metros para posibilitar el adelantamiento de los vehículos estacionados. La construcción de una franja separadora en el borde del carril, incluyendo si es aconsejable una barrera de protección, puede contribuir al mejoramiento de los niveles de seguridad de estas útiles instalaciones.

En estas paradas hay que utilizar la relación 3 a 1 en la longitud de entrada e incrementar dicha relación a 5 a 1 en la longitud de salida. En términos de radio de las curvas, es aconsejable una dimensión mayor de 50 metros, con el propósito de evitar que las llantas de los autobuses se monten en la cuneta toda vez que sea difícil conseguir el área adecuada antes mencionada. En relación con la distribución de los estacionamientos, se recomienda como regla general que se construyan en carreteras de dos o más carriles de circulación, espaciados cada 10 kilómetros a cada lado de la vía o según las mediciones de la demanda. En zonas recreativas el espaciamiento puede ser menor, a discreción del diseñador.

Cuadro 4.5

**DIMENSIONES TÍPICAS DE LAS BAHÍAS PARA EL REFUGIO DE
AUTOBUSES EN LAS CARRETERAS REGIONALES**

Diseño	Entrada (m)	Parada (m)	Salida (m)	Ancho (m)	Long. Total (m)
Para un bus	10	15	15	3-4	40
Para dos buses	10	30	15	3-4	55
Para tres buses	15	45	15	3-4	75

4.3.9 Las Calles Marginales o Frontales

Un componente de mucha utilidad en el diseño de la sección transversal de las autopistas y arterias, tanto urbanas como suburbanas, son las calles marginales o frontales, que se construyen para atender las funciones básicas de acceso a las propiedades colindantes y brindar servicio al movimiento local, dejando a la arteria principal a cargo de las funciones más importantes de movilidad del tránsito a distancia. Esta conveniente separación de funciones entre dos elementos que operan en conjunto, favorece la fluidez de la circulación y mejora la capacidad del sistema.

FIG. 4.4 BAHÍA PARA AUTOBUSES, SIN SEPARADOR

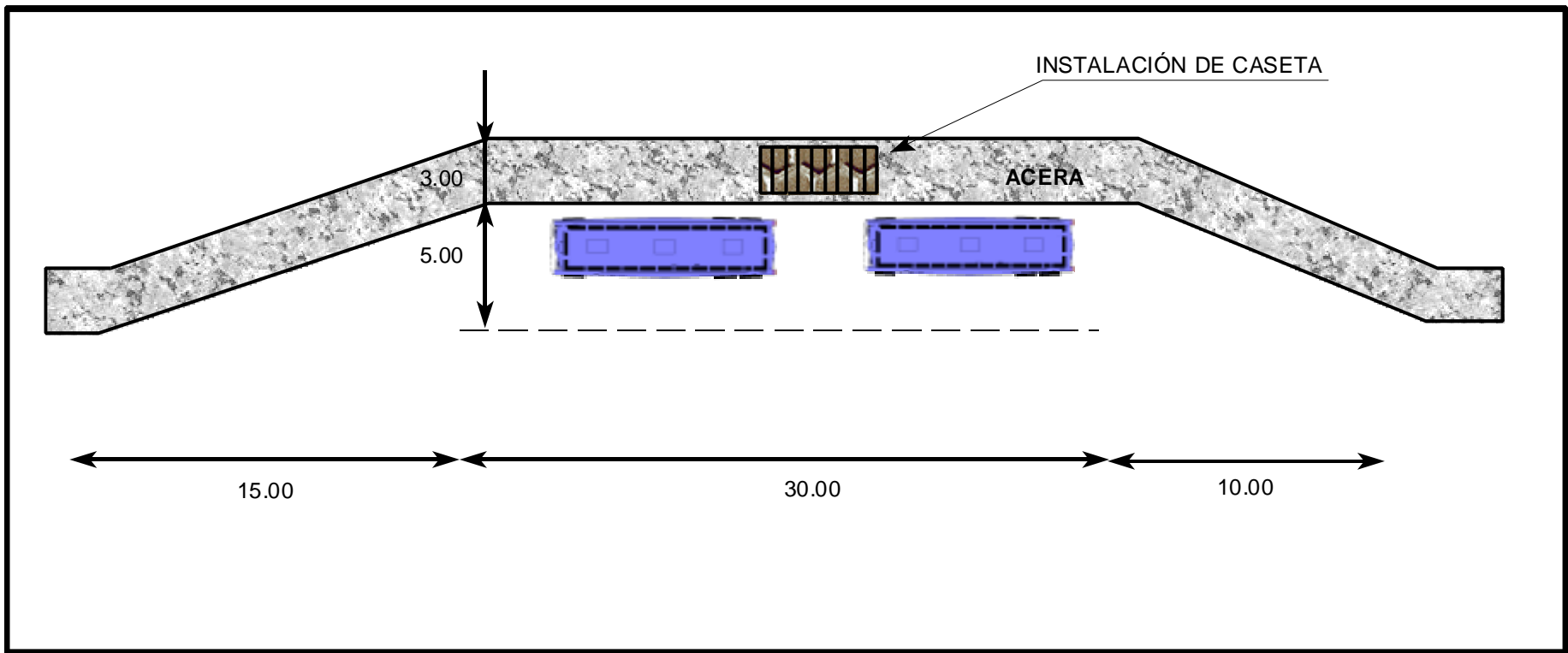
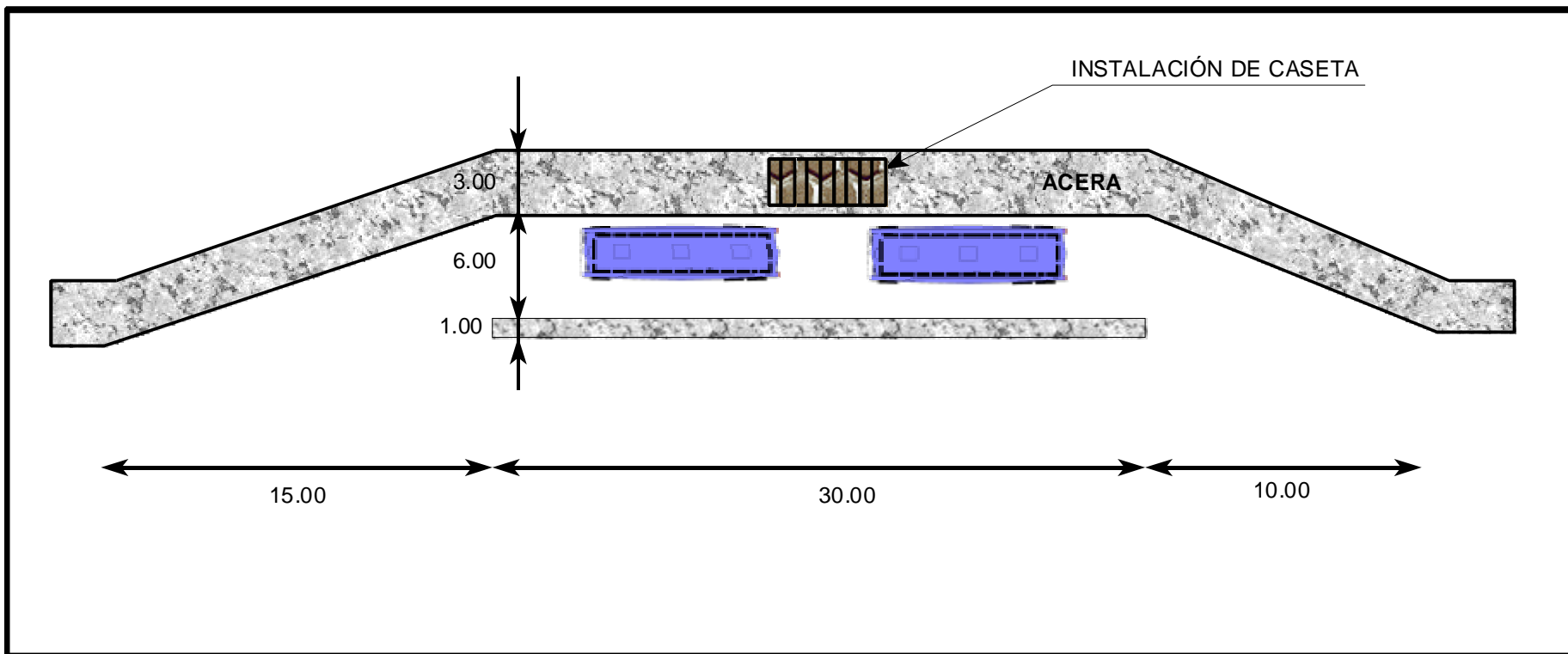


FIG. 4.5 BAHÍA PARA AUTOBUSES, CON SEPARADOR



Las calles marginales pueden mantener un alineamiento paralelo a la vía principal, ubicadas a uno y otro lado del eje central del conjunto, pero igualmente pueden seguir alineamientos diferentes y bien identificados, ser discontinuos y, preferiblemente, operar con circulación en un solo sentido para mejorar la seguridad y de paso simplificar el diseño de las intersecciones con la vía principal.

En áreas de poco desarrollo urbano, puede tolerarse la circulación de doble sentido en las calles marginales, para reducir los inconvenientes y mayores recorridos que afectarían al movimiento local.

Las conexiones entre las calles marginales y la autopista o la arteria principal son elementos críticos del diseño, que como regla general deben espaciarse convenientemente para reducir la frecuencia de tales puntos de conflictos. Las rampas de transferencia de la pista principal a la calle marginal de un sentido o viceversa, operan de manera simple y sin conflictos, conflictos que se hacen presentes cuando la circulación en la calle marginal es de doble sentido.

Una franja exterior de suficiente ancho debe separar la pista principal de las calles marginales, ofreciendo una zona de transición que se presta para su desarrollo como zona verde arborizada, que contribuye a reducir los conflictos de vehículos y peatones locales. La franja debe drenar hacia cunetas y alcantarillas dentro de la vía marginal o a un tragante dentro de la misma franja, según su configuración.

La construcción de autopistas y arterias en áreas suburbanas y urbanas, por zonas que han alcanzado un cierto grado de desarrollo y valoración de la propiedad del suelo, máxime si se desea incorporar calles marginales a la solución, plantea problemas de adquisición de derechos de vías que, por insuperables, desalientan y hasta malogran los buenos propósitos de la planificación del desarrollo de las redes de transporte.

4.3.10 Acondicionamientos

En las zonas de despeje de las carreteras, recordando que es el área entre el extremo de la corona y la cerca que demarca el límite del derecho de vía, deben instalarse las señales verticales de tránsito, los postes de servicio público y las tuberías para la conducción de aguas y drenajes, localizar además las ciclovías, andenes peatonales y áreas verdes para mejorar la estética y seguridad ambiental. Los manuales de la especialidad dan indicaciones sobre la distancia a la cual deben instalarse estos elementos, partiendo del borde del pavimento de la vía de circulación principal. Sin embargo, es conveniente tener presente que contiguo a la superficie de rodamiento debe proveerse espacio suficiente para que los vehículos fuera de control puedan recuperar el mismo, minimizando las posibilidades de vuelco o impacto contra objetos fijos.

El control de las invasiones de comerciantes al detalle, reparadores de llantas, prestadores de servicios varios o personas de escasos recursos en busca de espacio para construir su vivienda dentro del derecho de vía, debe ser asunto de atención constante de los responsables del mantenimiento de la carretera. El costo de remoción de los invasores del derecho de vía variará en relación directa con el tiempo que tienen de haberse asentado.

4.4 Las Distancias de Visibilidad en Carreteras

4.4.1 Distancias de Visibilidad de Parada

Esta es la distancia requerida por un conductor para detener su vehículo en marcha, cuando surge una situación de peligro o percibe un objeto imprevisto adelante de su recorrido. Esta distancia se calcula para que un conductor y su vehículo por debajo del promedio, alcance a detenerse ante el peligro u obstáculo. Es la distancia de visibilidad mínima con que debe diseñarse la geometría de una carretera, cualquiera que sea su tipo. Ver figura 4.6

La distancia de visibilidad de parada, D , tiene dos componentes, la distancia de percepción y reacción del conductor - que está regida por el estado de alerta y la habilidad del conductor - y se identifica como d_1 , más la distancia de frenado que se denomina d_2 . La primera es la distancia recorrida por el vehículo desde el momento que el conductor percibe el peligro hasta que aplica el pedal del freno, y la segunda, es la distancia que se necesita para detener el vehículo después de la acción anterior. El tiempo de reacción para actuar el freno es el intervalo que ocurre desde el instante en que el conductor percibe la existencia de un objeto o peligro en la carretera adelante, hasta que el conductor logra reaccionar aplicando los frenos. Los cuatro componentes de la reacción en respuesta a un estímulo exterior se conocen por sus iniciales PIEV, que corresponden a percepción, intelección, emoción y volición. Diversos estudios sobre el comportamiento de los conductores han permitido seleccionar un tiempo de reacción de 2.5 segundos, que se considera apropiado para situaciones complejas, por lo tanto más adversas⁵.

La distancia de visibilidad de parada en su primer componente, d_1 , se calcula involucrando la velocidad y el tiempo de percepción y reacción del conductor, mediante la siguiente expresión matemática:

$$d_1 = 0.278 vt \text{ (metros)}$$

⁵ Cuando el obstáculo es esperado, el tiempo de reacción puede ser desde 0.6 segundos hasta 2.0 segundos para los conductores más lentos en reaccionar. En situaciones inesperadas, el tiempo de reacción puede incrementarse en un 35 por ciento, elevando el dato más restrictivo a 2.7 segundos.

Donde: v = Velocidad inicial, kilómetros por hora.
 t = Tiempo de percepción y reacción,
que ya se indicó es de 2.5 seg.

La distancia de frenado, d_2 , se calcula por medio de la expresión que se muestra a continuación:

$$d_2 = \frac{v^2}{254 f} \text{ (metros)}$$

v = velocidad inicial, kilómetros por hora.
 f = coeficiente de fricción longitudinal
entre llanta y superficie de rodamiento.

El factor f no es único, es un valor experimental que decrece en proporción inversa a las velocidades y está sujeto a cambios tomando en cuenta la influencia de las siguientes variables:

- Diseño y espesor de la huella de la llanta, resistencia a la deformación y dureza del material de la huella.
- Condiciones y tipos de superficies de rodamiento de las carreteras.
- Condiciones meteorológicas.
- Eficiencia de los frenos y del sistema de frenos del vehículo.

La investigación y la experiencia indican que el factor debe seleccionarse para reflejar las condiciones más adversas, por lo que los valores de f están referidos a pavimento húmedo, llantas en diferentes condiciones de desgaste y diferencias en las calidades de los conductores y sus vehículos. Las velocidades promedios de ruedo, en lugar de las velocidades de diseño, son otras referencias adicionales para la escogencia de los valores apropiados para el factor f .

Para tomar en cuenta el efecto de las pendientes, hay que modificar el denominador de la fórmula anterior, de la siguiente manera:

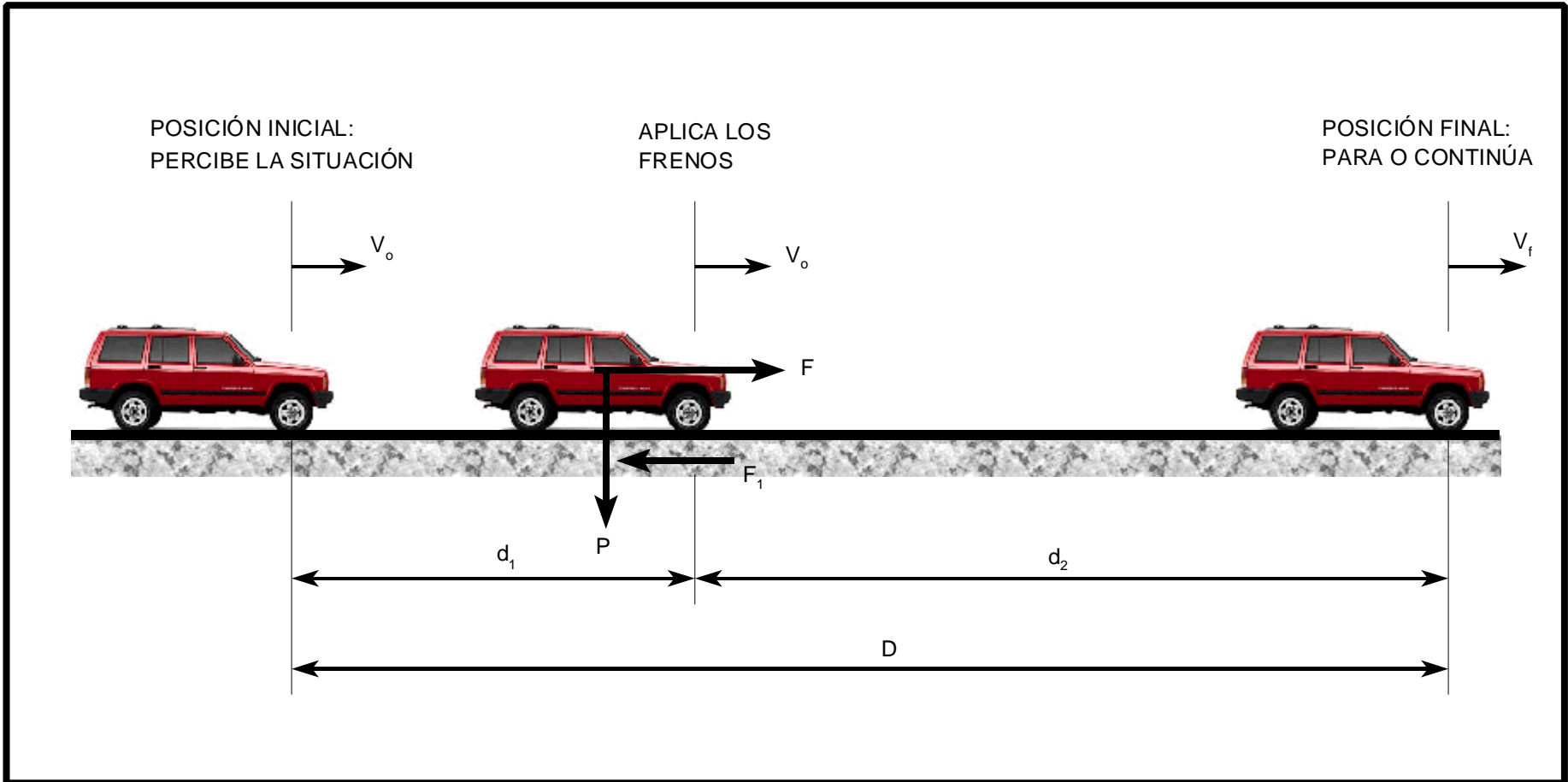
$$D = \frac{v^2}{254 (f \pm G)}$$

G = Porcentaje de la pendiente dividida entre 100, siendo positiva la pendiente de ascenso (+) y negativa (-) la de bajada.

Las distancias de visibilidad de parada en subida tienen menor longitud que en bajada; consecuentemente, se calculan las primeras utilizando el promedio de la velocidad de marcha ó de ruedo y las del siguiente orden utilizando la velocidad de diseño.

En los casos de carreteras divididas y vías con circulación de un solo sentido, el ajuste por pendientes se aplica a las calzadas individuales. Otros criterios para seleccionar valores de diseño para este parámetro de visibilidad en carreteras de

FIG. 4.6 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA



dos carriles, no toma en cuenta este ajuste y el alineamiento se diseña igual que en condiciones de terreno plano, ya que se considera que se produce un ajuste automático por las diferencias en longitud en las pendientes de subida y bajada. Es recomendable que los ajustes se hagan de acuerdo a los casos particulares y a propio juicio del diseñador.

La distancia de visibilidad de parada no contempla situaciones al azar, que obliguen a los conductores a realizar maniobras imprevistas, por lo que en los manuales modernos de diseño se ha incorporado el concepto de **distancia de visibilidad de decisión**, que se define como aquella requerida por un conductor para detectar algo inesperado dentro del entorno de una carretera, reconocerlo y seleccionar una trayectoria y velocidad apropiadas, para maniobrar con eficiencia y seguridad. Por su concepto, estas distancias resultan sustancialmente mayores que las distancias calculadas de visibilidad de parada.

Empíricamente se han establecido distancias para cubrir estas distancias divididas en las siguientes cinco situaciones particulares, que se dimensionan en el cuadro 4-6, literal c):

- a. Detención en carretera rural
- b. Detención en vía urbana
- c. Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera rural.
- d. Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera suburbana
- e. Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en vía urbana.

Se ha preparado el cuadro 4.6 que contiene las distancias de visibilidad de parada en terreno plano y en pendiente y de decisión, producto de la aplicación de las fórmulas mencionadas en este acápite. Están comprendidos en este cuadro los parámetros y resultados aplicables para diseño del alineamiento horizontal y vertical, relacionados con la distancia de visibilidad de parada.

4.4.2 Distancia de Visibilidad de Adelantamiento

La distancia de visibilidad de adelantamiento se define como la mínima distancia de visibilidad requerida por el conductor de un vehículo para adelantar a otro vehículo que, a menor velocidad relativa, circula en su mismo carril y dirección, en condiciones cómodas y seguras, invadiendo para ello el carril contrario pero sin afectar la velocidad del otro vehículo que se le acerca, el cual es visto por el conductor inmediatamente después de iniciar la maniobra de adelantamiento. El conductor puede retornar a su carril si percibe, por la proximidad del vehículo opuesto, que no alcanza a realizar la maniobra completa de adelantamiento.

Se hacen los siguientes supuestos simplificadorios para los propósitos del dimensionamiento de dicha distancia de visibilidad de adelantamiento:

- ◆ El vehículo que es rebasado viaja a una velocidad uniforme.

- ◆ El vehículo que rebasa viaja a esta velocidad uniforme, mientras espera una oportunidad para rebasar.
- ◆ Se toma en cuenta el tiempo de percepción y reacción del conductor que realiza las maniobras de adelantamiento.
- ◆ Cuando el conductor esta rebasando, acelera hasta alcanzar un promedio de velocidad de 15 kilómetros por hora más rápido que el otro vehículo que está siendo rebasado.
- ◆ Debe existir una distancia de seguridad entre el vehículo que se aproxima en sentido contrario y el que efectúa la maniobra de adelantamiento.
- ◆ El vehículo que viaja en sentido contrario y el que efectúa la maniobra de rebase van a la misma velocidad promedio.
- ◆ Solamente un vehículo es rebasado en cada maniobra.
- ◆ La velocidad del vehículo que es rebasado es la velocidad de marcha promedio a la capacidad de diseño de la vía.
- ◆ Esta distancia de visibilidad para adelantamiento, se diseña para carreteras de dos carriles de circulación, ya que esta situación no se presenta en carreteras divididas y no divididas de carriles múltiples.

La distancia de visibilidad de adelantamiento ó rebase es la sumatoria de las cuatro distancias separadas que se muestran en la figura 4.7. Cada una se determina de acuerdo a las siguientes descripciones:

- La distancia preliminar de demora (d_1) se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$d_1 = 0.278 t_1 (v - m + a \frac{t_1}{2})$$

donde,

v = velocidad promedio del vehículo que rebasa,
kilómetros por hora.

t_1 = Tiempo de maniobra inicial, segundos.

a = Aceleración promedio del vehículo que efectúa el rebase,
en kilómetros por hora por segundo durante el inicio de la maniobra.

m = Diferencia de velocidad entre el vehículo que es rebasado y el que rebasa, kilómetros por hora.

- Distancia de adelantamiento (d_2) expresado por :

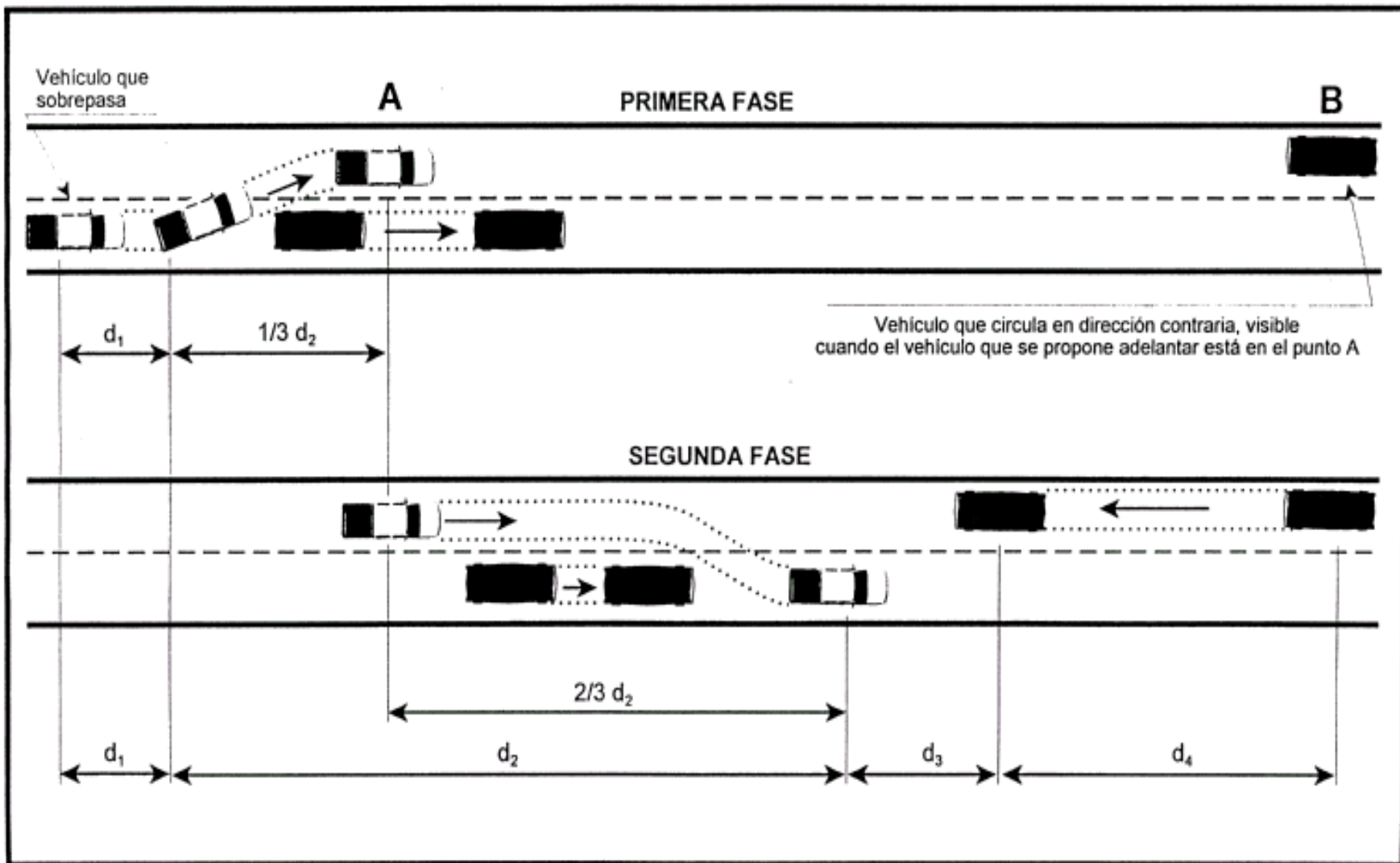
$$d_2 = 0.278 v t_2$$

donde,

v = velocidad promedio del vehículo que ejecuta el adelantamiento, kilómetros por hora

t_2 = Tiempo de ocupación del carril opuesto, segundos.

FIG. 4.7 ETAPAS DE LA MANIOBRA PARA ADELANTAMIENTO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES



Cuadro 4.6 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD DE PARADA Y DE DECISION

a) En Terreno Plano

Velocidad de Diseño	Velocidad de Marcha	Tiempo de Percepción y Reacción		Coeficiente de Fricción	Distancia de Frenado	Distancia de Parada para
		Tiempo (s)	Distancia (m)			
Km/h	Km/h			f	(m)	(m)
30	30 - 30	2.5	20.8 - 20.8	0.40	8.8 - 8.8	30 - 30
40	40 - 40	2.5	27.8 - 27.8	0.38	16.6 - 16.6	45 - 45
50	47 - 50	2.5	32.6 - 34.7	0.35	24.8 - 28.1	57 - 63
60	55 - 60	2.5	38.2 - 41.7	0.33	36.1 - 42.9	74 - 85
70	67 - 70	2.5	43.8 - 48.6	0.31	50.4 - 62.2	94 - 111
80	70 - 80	2.5	48.6 - 55.6	0.30	64.2 - 83.9	113 - 139
90	77 - 90	2.5	53.5 - 62.4	0.30	77.7 - 106.2	131 - 169
100	85 - 100	2.5	59.0 - 69.4	0.29	98.0 - 135.6	157 - 205
110	91 - 110	2.5	63.2 - 76.4	0.28	116.3 - 170.0	180 - 246

b) En Pendiente de Bajada y Subida

Velocidad de Diseño	Distancia de Parada en Bajadas (m)			Distancia de Parada en Subidas (m)		
	3%	6%	9%	3%	6%	9%
Km/h						
30	30.4	31.2	32.2	29.0	28.5	28.0
40	45.7	47.5	49.5	43.2	42.1	41.2
50	65.5	68.6	72.6	55.5	53.8	52.4
60	88.9	94.2	100.8	71.3	68.7	66.6
70	117.5	125.8	136.3	89.7	85.9	82.8
80	148.8	160.5	175.5	107.1	102.2	98.1
90	180.6	195.4	214.4	124.2	118.8	113.4
100	220.8	240.6	256.9	147.9	140.3	133.9
110	267.0	292.9	327.1	168.4	159.1	151.3

c) Decision para Evitar Maniobras

Velocidad de Diseño	Distancia de Decision para Evitar la Maniobra (m)				
	a	b	c	d	e
Km/h					
50	75	160	145	160	200
60	95	205	175	205	235
70	125	250	200	240	275
80	155	300	230	275	315
90	185	360	275	320	360
100	225	415	315	365	405
110	265	455	335	390	435

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, pp 120,125 y 127

- Distancia de seguridad (d_3). La experiencia ha demostrado que valores entre 35 y 90 m. son aceptables para esta distancia.

Distancia recorrida por el vehículo que viene en el carril contrario (d_4). Es práctica corriente fijar esta distancia en dos tercios ($2/3$) de la distancia d_2 .

Utilizando el procedimiento descrito se han calculado las distancias de visibilidad de adelantamiento para velocidades de diseño comprendidas desde 30 hasta 100 kilómetros por hora, con aumentos graduales de 10 kilómetros por hora. Los resultados se presentan en el cuadro 4.7, que se acompaña también con los parámetros básicos de cálculo para carreteras rurales de dos carriles.

Sorprendentemente, las extensas investigaciones de campo realizadas por Prisk⁶ durante los años 1938-1941, para medir el comportamiento de los conductores durante las maniobras de adelantamiento, no han sido desvirtuadas por estudios realizados en 1957, 1971 y 1978, y aunque ofrecen cifras conservadores para los vehículos modernos, se continúan utilizando para disponer de un margen apropiado de seguridad en el diseño.

Las distancias mostradas han sido fijadas tomando en cuenta que se adelanta un solo vehículo; considerando que en la realidad suceden casos de rebase de dos o más vehículos simultáneamente, esta situación debe de tomarse en cuenta en la práctica, cuando las condiciones topográficas y de tránsito lo permitan. También debe darse atención al comportamiento de los vehículos en marcha por carreteras con pendiente longitudinal, ya que tienen comportamientos disímiles según se trate de pendientes en subidas o en bajadas, situación que altera las condiciones básicas y podría crear ambientes de peligrosidad en el desplazamiento de los vehículos.

4.4.3 Criterios para Medir la Distancia Visual

a. Altura del Ojo del Conductor. Experiencias y estudios realizados han confirmado que desde 1960, la altura promedio de los automóviles, por el efecto del mayor uso de vehículos compactos, ha decrecido en 66 milímetros, que se correlaciona bien con una reducción de 53 milímetros en la altura promedio del ojo del conductor. Como resultado, la altura promedio del ojo del conductor ha sido reducida de 1,140 a 1,070 milímetros, cambio que ha tenido como efecto el alargamiento de la distancia mínima de visibilidad en aproximadamente un 5 por ciento en una curva vertical en cresta. Para camiones grandes, la altura del ojo del conductor está situada entre 1.8 y 2.4 metros, con esta última dimensión como la más frecuente y utilizable en el diseño.

⁶ Prisk, C.W., Passing Practices on Rural Highways, Proc. HRB, Vol 21, 1941
Cap. 4, COMPONENTES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

Cuadro 4.7

DISTANCIAS DE VISIBILIDAD DE ADELANTAMIENTO

A. Distancias Mínimas de Diseño para Carreteras Rurales de dos Carriles, en metros

Velocidad de Diseño	Velocidades Km/h		Distancia mínima de adelantamiento (m)
	Vehículo que es rebasado	Vehículo que rebasa	
30	29	44	220
40	36	51	285
50	44	59	345
60	51	66	410
70	59	74	480
80	65	80	540
90	73	88	605
100	79	94	670
110	85	100	730

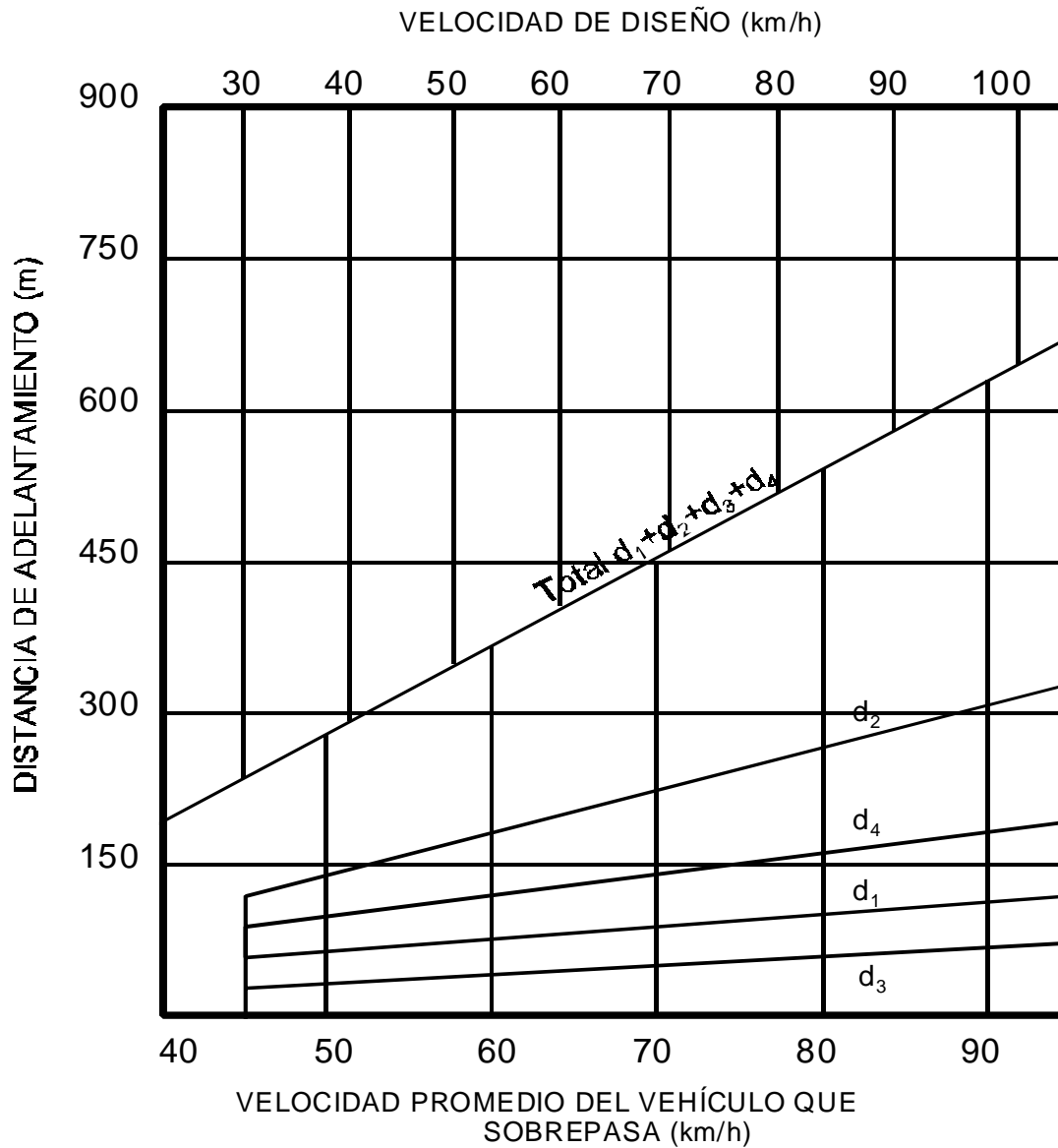
Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 134

B. Parámetros Básicos

Velocidad promedio de adelantamiento (km/h)	50 – 65 56.2	66 – 80 70.0	81 – 95 84.5	96 – 110 99.8
Maniobra Inicial				
A= aceleración promedio (km/h/s)	2.25	2.30	2.37	2.41
t l = tiempo (s)	3.6	4.0	4.3	4.5
d1= distancia recorrida (m)	45	65	90	110
Ocupación carril izquierdo:				
t2 = tiempo (s)	9.3	10.0	10.7	11.3
d2 = distancia recorrida (m)	145	195	250	315
Longitud Libre				
d3 = distancia recorrida (m)	30	55	75	90
Vehículo que se aproxima:				
d4 = distancia recorrida (m)	95	130	165	210
Distancia Total: d1 + d2 +d3 +d4,(m)	315	445	580	725

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 131

FIG. 4.8 DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES



b. Altura de los Objetos. Para los cálculos de la distancia de visibilidad de parada, se ha utilizado desde 1965 un objeto con altura de 150 milímetros, ocupando como criterio la altura que podría tener una roca, un pequeño animal o cualquier obstáculo de los que frecuentemente se encuentran en las carreteras. Si se utilizara como referencia la altura de las luces traseras de un vehículo, situadas normalmente entre 460 y 600 milímetros sobre la superficie de rodamiento, se perdería el detalle suficiente para enfrentar obstáculos más pequeños, cuya presencia es más usual y mayor su aporte a la inseguridad de la conducción.

Para la distancia de visibilidad de adelantamiento de un automóvil, donde el punto de referencia para la decisión es otro vehículo, se utiliza una altura de 1,070 milímetros, en sustitución de la altura de 1,140 milímetros que se había utilizado para diseño desde 1960. Esta altura es igualmente apropiada para la conducción nocturna, ya que los haces de luz de los faros son visibles desde una distancia mayor que la indicada para diseño.

Tomando en cuenta los aspectos de seguridad en la circulación de vehículos de día y de noche en conjunto con la economía en costos de construcción, se ha preparado el cuadro 4.8 que encierra las últimas recomendaciones de estos parámetros.

La distancia visual en el lado interior de una curva horizontal, está limitada por obstrucciones tales como edificios, bosques, elevaciones del terreno, etc. Al plotear estas obstrucciones en los planos, se puede utilizar una regla para identificar los obstáculos a la altura de 600 mm para distancias de visibilidad de parada y a 1,100 mm para distancias de visibilidad de adelantamiento, siendo estas cifras el simple promedio de las alturas del ojo y del objeto visual. Conviene anotar que la altura del objeto para la distancia de visibilidad de adelantamiento, utilizada desde 1940, ha sido reducida de 1.40 a 1.30 metros.

Cuadro 4.8

Altura del Ojo del Conductor de un Automóvil y del Objeto Visual

Control	Altura (m)	
	Ojo	Objeto
Distancia de visibilidad De Adelantamiento	1.07	1.30
Distancia de visibilidad de parada	1.07	0.15
Curvas Horizontales		
- Visibilidad de adelantamiento	1.07	1.10
- Visibilidad de parada	1.07	0.15

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, pp. 136-8

4.5 El Alineamiento Horizontal de las Carreteras

4.5.1 Curvatura Horizontal y Sobreelevación

En el diseño de curvas horizontales se deben considerar dos casos:

- Tangente seguida por curva horizontal

En esta situación, las fuerzas centrífugas actúan en contra de la operación segura de los vehículos cuando entran y circulan por la curva.

- Alineamiento compuesto de tangente y curva horizontal y vertical

Gobiernan el diseño factores como el efecto de las fuerzas centrípetas y centrífugas, el movimiento lento de los vehículos pesados cuando ascienden las pendientes y las altas velocidades cuando bajan.

Para dar seguridad y economía a la operación del tránsito, se han introducido factores limitantes en los métodos de diseño del alineamiento horizontal, como el radio mínimo de curva o grado máximo de curva, la tasa de sobreelevación máxima o peralte máximo, los factores de fricción y las longitudes de transición mínima cuando se pasa de una tangente a una curva.

La expresión matemática desarrollada para tomar en cuenta estos factores y la velocidad de diseño, es la siguiente:

$$e + f = V^2 / 127 R$$

donde:

e= Tasa de sobreelevación en fracción decimal.

f = Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento.

V = Velocidad de diseño, en kilómetros por hora.

R = Radio de curva, en metros

4.5.2 Factor Máximo de Fricción Lateral y Tasa de Sobreelevación ó Peralte

El factor de fricción lateral depende principalmente de las condiciones de las llantas de los vehículos, el tipo y estado de la superficie de rodamiento y de la velocidad del vehículo, mientras que la sobreelevación ó peralte depende de las condiciones climáticas, tipo de área, urbana ó rural, frecuencia de vehículos de baja velocidad y las condiciones del terreno.

Por las condiciones variables existentes entre países, algunos investigadores han registrado factores de fricción lateral diferentes, aún para condiciones similares de composición del pavimento, debido a diferencias en la textura del pavimento, condiciones climáticas y diferencias en la manufactura de las llantas utilizadas. En general, los valores máximos de fricción lateral para pavimentos de concreto húmedo han variado de 0.5 a 30 kilómetros por hora a 0.35 a 100 kilómetros por hora. Para pavimentos húmedos de concreto y llantas lisas, el factor alcanzó 0.35 a 70 kilómetros por hora. En el cuadro 4.9 se presentan valores representativos que se utilizan en el diseño geométrico de las carreteras en los países que se mencionan.

Para seleccionar el máximo factor de fricción lateral para uso en diseño, el principal control es el sentimiento de falta de comodidad que experimentan los conductores cuando transitan una curva a una velocidad determinada. Esta sensación del conductor está relacionada con la fuerza centrífuga ($v^2/127R$), que al mismo tiempo se relaciona con la resistencia al deslizamiento que se requiere para efectuar la maniobra.

El "ball bank indicator" es un instrumento sencillo que ha sido utilizado extensamente para la medición de la fricción lateral, consistente en una bola de acero dentro de un tubo sellado, dentro del cual se desplaza la bola hasta registrar el ángulo que marca la incomodidad para el conductor en una curva. Hay una relación directa entre el ángulo de desplazamiento y el factor de fricción, de forma que para velocidades de 30, 40-50 y 55-80 kilómetros por hora, los factores de fricción registrados son de 0.21, 0.18 y 0.15, respectivamente.

De otras pruebas, se han obtenido factores de fricción lateral de 0.16 para velocidades hasta de 100 kilómetros por hora. Por otra parte, estudios efectuados en la Pennsylvania Turnpike condujeron a la conclusión de que los valores de fricción lateral no deben exceder 0.10 para velocidades de 110 kilómetros por hora y mayores.

La AASHTO presenta factores de fricción lateral para tres tipos de carreteras, con variaciones entre 0.17 y 0.10 en función inversa de la velocidad para todo tipo de carreteras rurales y urbanas con velocidades comprendidas entre 30 y 110 kilómetros por hora, entre 0.30 y 0.16 para vías urbanas de baja velocidad, de 30 a 70 kilómetros por hora, y entre 0.33 y 0.15 para tramos de giro en intersecciones a velocidades de 20 a 70 kilómetros por hora⁷

Otros valores máximos típicos para la fricción lateral, f , y la sobreelevación, e , en función de la velocidad de diseño y el tipo de las carreteras, se muestran en el cuadro 4.9 adjunto.

⁷ Página 147 de la AASHTO, "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets", 1994.
Cap. 4, COMPONENTES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO 4-34

Cuadro 4.9

Valores Máximos Típicos para "e" y "f"

País	e	f	Velocidad de Diseño km/h	Tipo de Carreteras
Gran Bretaña ⁸	0.06	0.15	100	Especiales
	0.07	0.10	120	Autopistas
Estados Unidos ⁹	0.08	0.14	80	Rurales
	0.12	0.10	110	Rurales
Alemania	0.06	0.04	160	Autobahn-Terreno plano
		0.10	100	Autobahn-Terreno montañoso
Malasia	0.10	0.15	95	Camino Rural
Honduras ¹⁰	0.04	0.18	30	Rurales
	0.10	0.13	100	Autopistas suburbanas
El Salvador ¹¹	0.04	0.17	30	Urbanas y Rurales
	0.10	0.11	110	Autopistas Suburbanas y Rurales

Fuentes: las indicadas en nota al pie.

La sobreelevación o peralte, e, siempre se necesita cuando un vehículo viaja en una curva cerrada a una velocidad determinada, para contrarrestar las fuerzas centrífugas y el efecto adverso de la fricción que se produce entre la llanta y el pavimento.

En curvas con radios de gran amplitud este efecto puede ser desestimado. De acuerdo a la experiencia se ha demostrado que una tasa de sobreelevación de 0.12 no debe ser excedida, debido al control combinado que ejercen los procesos constructivos, las dificultades para el mantenimiento y el efecto de incomodidad para el movimiento de vehículos lentos. Donde se limite la velocidad permisible por la congestión del tránsito o el extenso desarrollo marginal a lo largo de la carretera, la tasa de sobreelevación no debe exceder entre 4 y 6 por ciento. Dado que las condiciones meteorológicas y topográficas imponen condiciones particulares en los diseños, se recomiendan para diseño los siguientes factores de sobreelevación para diferentes tipos de área donde se localicen las carreteras:

⁸ F.D Hobbs, "Traffic Planing and Engineering", England,1974. Incluye las referencias de Alemania y Malasia.

⁹ AASHTO, obra citada.

¹⁰ SOPTRAVI, *Instrucciones de Diseño- Tomo 3- Manual de Carreteras*, Honduras,1996

¹¹ MOP, *Norma para Diseño geométrico de Viales*, proyecto, El Salvador

Tasa de Sobreelevación, "e" en (%)	Tipo de Area
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

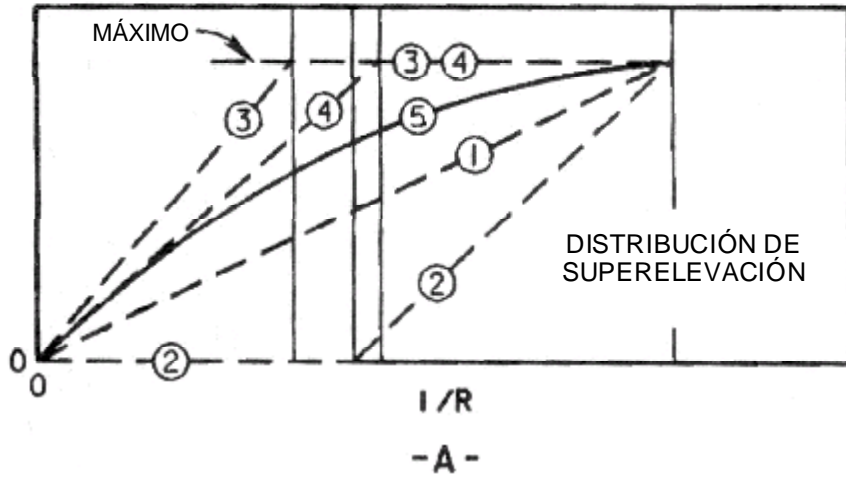
4.5.3 Distribución de “e” y “f”

Los métodos que se utilizan para la distribución de la sobreelevación ó peralte (e) y el factor de fricción lateral (f) para contrarrestar la fuerza centrífuga en curvas con una determinada velocidad de diseño, son los cinco que se ilustran en la figura 4.9, con la misma numeración con que se enuncian a continuación:

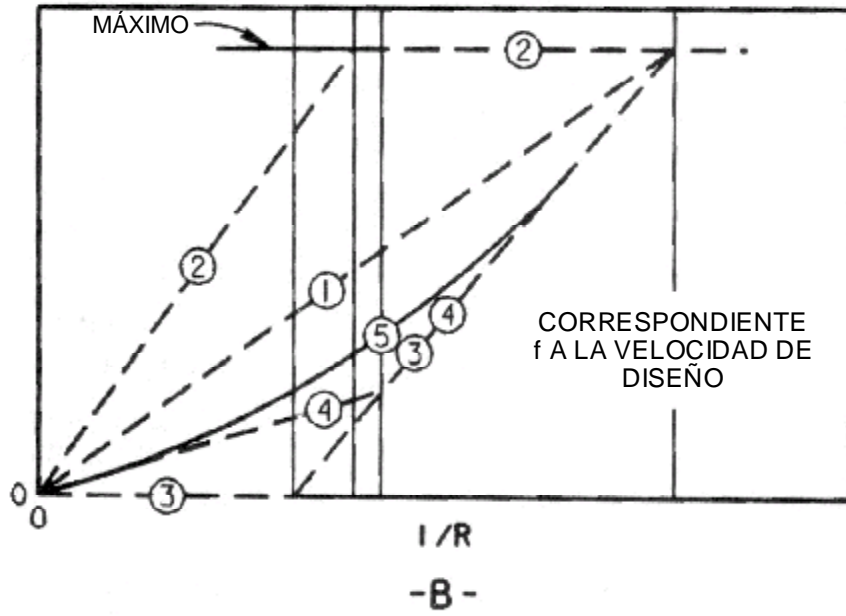
1. Considera que existe una relación proporcional directa entre “e” y “f” y el inverso del radio de la curva horizontal. Este método además de simple, es lógico y tiene considerables méritos, aunque se recomienda incrementar las tasas de sobreelevación en el caso de curvas intermedias.
2. En este método las fuerzas centrífugas que actúan sobre el vehículo que viaja en curvas a la velocidad de diseño, se contrarrestan en proporción directa al factor de fricción, hasta que éste alcanza su valor máximo. En curvas cerradas el factor de fricción se mantiene a su máximo y la sobreelevación se aplica en su desarrollo hasta alcanzar el e_{max} . Este método es particularmente ventajoso en vías urbanas de baja velocidad, donde resulta difícil proyectar las sobreelevaciones requeridas.
3. Las fuerzas centrífugas se contrarrestan en proporción directa al desarrollo de la sobreelevación hasta alcanzar su máximo, cuando el vehículo viaja en curvas a la velocidad de diseño. En curvas de ángulo pequeño el peralte se mantiene a su máximo y el factor de fricción lateral se incrementa en proporción directa al desarrollo de la curva hasta que alcanza su valor máximo. Este método resulta en fricciones negativas para curvas amplias e intermedias, después de lo cual la fricción lateral se incrementa rápidamente al máximo para curvas de radios mínimos.
4. Este método es similar al método 3 anterior, excepto que se basa en la velocidad promedio de ruedo, en lugar de la velocidad de diseño. Es un intento por superar las deficiencia del método 3, introduciendo la sobreelevación antes de que se alcance la velocidad de diseño.

FIG. 4.9 MÉTODOS PARA DISTRIBUIR LA SUPERELEVACIÓN Y EL FACTOR DE FRICCIÓN LATERAL

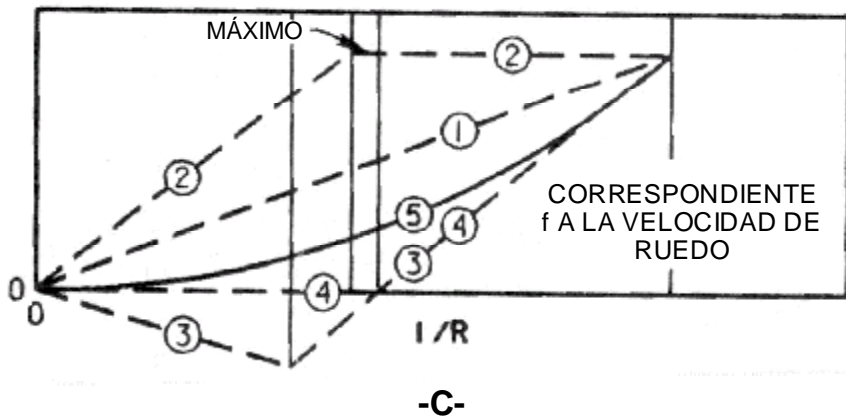
e = TASA DE SUPERELEVACIÓN



f = COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL

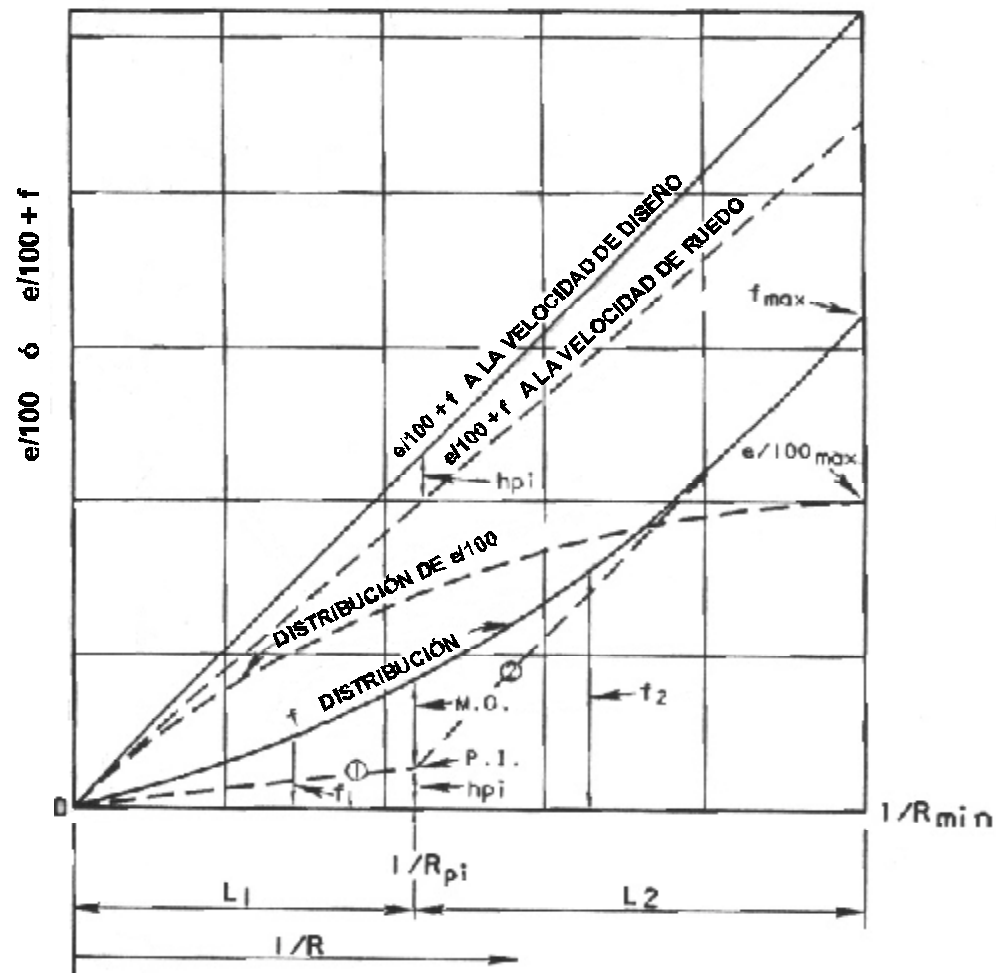


f = COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL



NOTA : LOS NÚMEROS ESTÁN REFERENCIADOS EN EL TEXTO

FIG. 4.10 PROCEDIMIENTO PARA DESARROLLAR LA DISTRIBUCIÓN FINAL DE LA SUPERELEVACION (e) APLICANDO EL MÉTODO 5



5. En este método se mantiene una relación curvilínea entre “e” y “f” y el radio de la curva, que asemeja una forma parabólica asimétrica, con valores localizados entre los métodos 1 y 3. Este es el método recomendado para diseño, por representar una distribución práctica sobre el rango usual de curvaturas. La figura 4.10 ilustra el cálculo de la sobreelevación, cuando la curva de fricción lateral es la componente de un conjunto de esfuerzos de investigación y varía linealmente entre 0.16 a 50 kilómetros por hora, a 0.14 a 80 kilómetros por hora y a 0.10 a 110 kilómetros por hora¹².

4.5.4 Radios Mínimos y sus correspondientes Grados Máximos de Curva

Los radios mínimos son los valores límites de la curvatura para una velocidad de diseño dada, que se relacionan con la sobreelevación máxima y la máxima fricción lateral escogida para diseño. Un vehículo se sale de control en una curva, ya sea porque el peralte o sobreelevación de la curva no es suficiente para contrarrestar la velocidad, o porque la fricción lateral entre las ruedas y el pavimento es insuficiente y se produce el deslizamiento del vehículo. Un vehículo derrapa en las curvas debido a la presencia de agua o arena sobre la superficie de rodamiento. El uso de radios más reducidos solamente puede lograrse a costas de incómodas tasas de sobreelevación o apostando a coeficientes de fricción lateral que pueden no estar garantizados por la adherencia de las llantas (calidad, grado de desgaste del grabado, presión, etc.) con la superficie de rodamiento de la carretera.

Una vez establecido el máximo factor de sobreelevación (e), los radios mínimos de curvatura horizontal se pueden calcular utilizando la fórmula presentada al inicio del acápite 4.5.1, que es la siguiente:

$$R = \frac{V^2}{127 (e+f)}$$

donde:

R = Radio mínimo de curva, en metros

e= Tasa de sobreelevación en fracción decimal.

f = Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento.

V = Velocidad de diseño, en kilómetros por hora.

¹² Ver las páginas 163-5 para la derivación de las formulas básicas para la aplicación del método 5, en la obra antes citada de la AASHTO.

El grado de curva o de curvatura (D) es el ángulo sustentado en el centro de un círculo de radio R por un arco de 100 pies ó de 20 metros, según el sistema de medidas utilizado. Para países como los centroamericanos, que se rigen por el sistema métrico, se utiliza la siguiente expresión para el cálculo de D:

$$D_{20} = 1145.92 / R$$

Utilizando los valores recomendados para el factor de fricción (f) y la tasa de superelevación ó peralte, se ha preparado el cuadro 4.10 donde se presentan los radios mínimos y grados máximos de curvatura para diferentes velocidades de diseño, aplicando la fórmula para D_{20} .

4.5.5 Curvas Horizontales de Transición

Para dar seguridad al recorrido de los vehículos desde una sección en recta ó tangente de una carretera a una determinada curva horizontal circular, los conductores desarrollan a su manera y en ocasiones invadiendo el carril vecino, una curva que podría denominarse de transición. En los nuevos diseños se ha vuelto práctica común intercalar una curva de transición, que facilite a los conductores el recorrido seguro y cómodo de la curva, manteniendo el vehículo inscrito dentro de su carril y sin experimentar la violencia de la fuerza centrífuga que es propia de la circulación por dicha curva. El requerimiento especial de una curva de transición consiste en que su radio de curvatura pueda decrecer gradualmente desde el infinito en la tangente que se conecta con la espiral (TE) - ver figura 4.11 - hasta el final de la espiral en su enlace con la curva circular (EC). En la situación de salida de la curva circular hacia la espiral (CE), se produce el desarrollo inverso hasta el contacto de la espiral con la tangente (ET). Esta condición produce un incremento y decremento gradual de la aceleración radial, que es bastante deseable en diseño. No cabe lugar a dudas de que la utilización de curvas en espiral mejora la apariencia y la circulación en una carretera.

Se han utilizado la parábola cúbica, la lemniscata y la clotoide¹³ en el diseño de curvas de transición, siendo esta última, también conocida como espiral de Euler, la más aceptada en el diseño de carreteras. Por definición, el radio en cualquier punto de la espiral varía en relación inversa con la distancia medida a lo largo de la espiral. En la figura 4.11 se presentan las características geométricas de sus diferentes componentes.

¹³ Ver Cesar Guerra Bustamante, "*Carreteras, Ferrocarriles, Canales: Localización y Diseño Geométrico*", IPID-TC, 1991. Ofrece una interesante elaboración teórica sobre la clotoide.

Cuadro 4.10 Radios mínimos y grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño

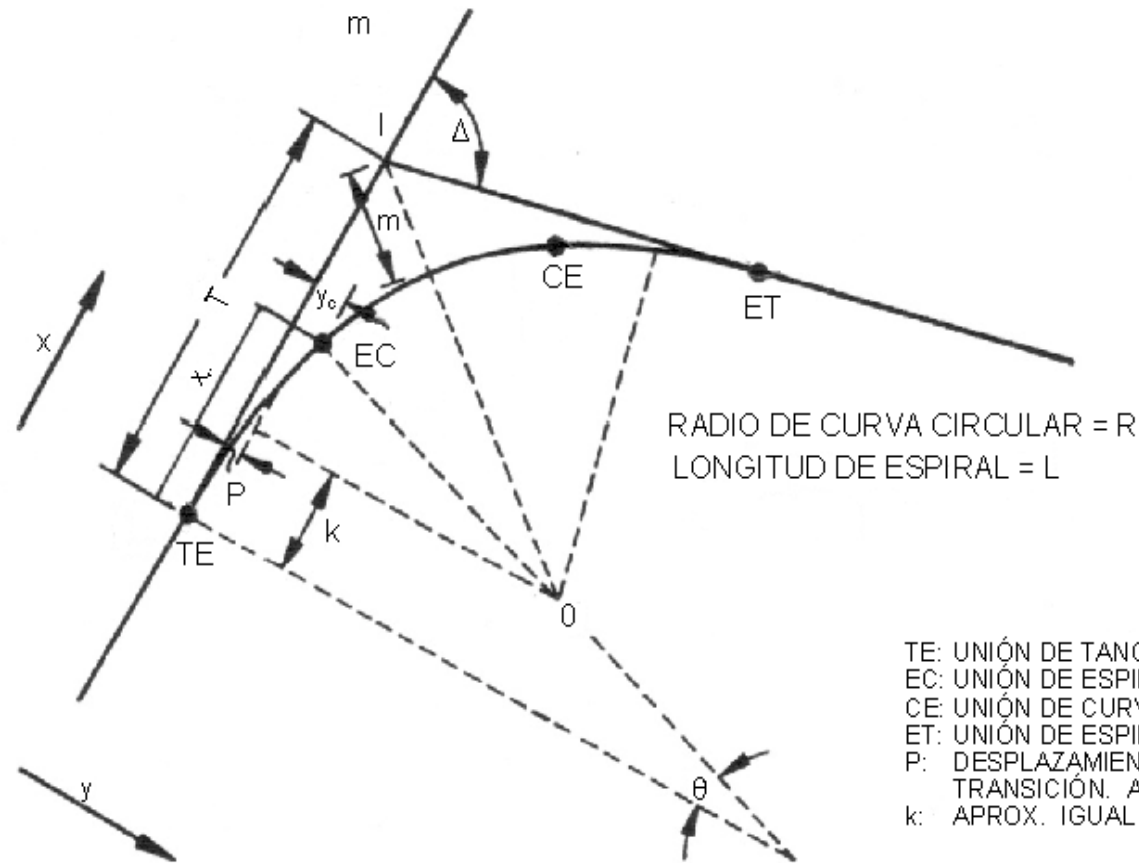
Velocidad de Diseño(Km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 4%			Peralte máximo 6%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	33.7	35	32° 44`	30.8	30	38° 12`
40	0.17	60.0	60	19° 06`	54.8	55	20° 50`
50	0.16	98.4	100	11° 28`	89.5	90	12° 44`
60	0.15	149.2	150	7° 24`	135.0	135	8° 29`
70	0.14	214.3	215	5° 20`	192.9	195	5° 53`
80	0.14	280.0	280	4° 05`	252.0	250	4° 35`
90	0.13	375.2	375	3° 04`	335.7	335	3° 25`
100	0.12	492.1	490	2° 20`	437.4	435	2° 38`
110	0.11	635.2	635	1° 48`	560.4	560	2° 03`
120	0.09	872.2	870	1° 19`	755.9	775	1° 29`

Velocidad de Diseño(Km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 8%			Peralte máximo 10%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	28.3	30	38° 12`	26.2	25	45° 50`
40	0.17	50.4	50	22° 55`	46.7	45	25° 28`
50	0.16	82.0	80	14° 19`	75.7	75	15° 17`
60	0.15	123.2	120	9° 33`	113.4	115	9° 58`
70	0.14	175.4	175	6° 33`	160.8	160	7° 10`
80	0.14	229.1	230	4° 59`	210.0	210	5° 27`
90	0.13	303.7	305	3° 46`	277.3	275	4° 10`
100	0.12	393.7	395	2° 54`	357.9	360	3° 11`
110	0.11	501.5	500	2° 17`	453.7	455	2° 31`
120	0.09	667.0	665	1° 43`	596.8	595	1° 56`

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 156

Nota: Cifras redondeadas para radios y grados recomendados

FIG. 4.11 COMPONENTES DE LA CURVA CIRCULAR Y ESPIRALES



RADIO DE CURVA CIRCULAR = R
 LONGITUD DE ESPIRAL = L

- TE: UNIÓN DE TANGENTE CON ESPIRAL
- EC: UNIÓN DE ESPIRAL Y CURVA CIRCULAR
- CE: UNIÓN DE CURVA CIRCULAR Y ESPIRAL
- ET: UNIÓN DE ESPIRAL Y TANGENTE
- P: DESPLAZAMIENTO CURVA CIRCULAR Y CURVA DE TRANSICIÓN. APROX. IGUAL A $L^2/24R$
- k: APROX. IGUAL A $L/2$

- x_c : IGUAL A L
- y_c : IGUAL A $4P$
- T: LONGITUD DE TANGENTE. IGUAL A $k+(R+P)\text{tang}\Delta/2$
- E: DISTANCIA EXTERNA U ORDENADA MEDIA. IGUAL A $(R+P)\text{Sec}\Delta/2 - R$
- θ : ÁNGULO SUSTENDIDO POR LA ESPIRAL. IGUAL A $L/2R$ (radianes)
- LONGITUD DE CURVA CIRCULAR. IGUAL A $R(\Delta\text{rad}-2\theta\text{rad})$

La transición en espiral facilita el movimiento del timón, evitando cambios abruptos en la aceleración radial, que causa mucha incomodidad al conductor y los pasajeros, ya que la fuerza centrífuga se va incrementando hasta la curva circular y disminuye a la salida en sentido inverso, hasta alcanzar de nuevo la tangente. Esta longitud de transición es la longitud de la carretera en la cual se cambia de la sección con pendientes transversales normales que corresponde a una sección en tangente, a una sección con pendiente sobreelevada en un solo sentido y su punto inferior hacia el interior de la curva. Igualmente, la curva de transición ofrece una distancia apropiada de transición para la construcción de los sobreelevados exigidos por la curva circular.

Existen varios métodos para calcular la longitud de la curva de transición en espiral. El primero fue desarrollado por Shortt en 1909, para aplicarse al diseño de curvas horizontales para ferrocarriles, aplicándose después al diseño de curvas de carreteras. La longitud mínima de transición de la espiral (L_e), se expresa de la siguiente forma:

$$L_e = 0.0702 \frac{V^3}{RC} \text{ (Sistema métrico)}$$

Donde:

- V = Velocidad en kilómetros por hora
- R = Radio central de la curva, en metros
- C = Tasa de incremento de la aceleración centrípeta, en m/seg^3

Este último parámetro es un valor empírico igual a la unidad en el diseño de ferrocarriles, pero cuyos valores varían entre 1 y 3 para aplicaciones en carreteras. En vista que existen varios métodos de cálculo de longitudes de transición cuyos resultados son diferentes, se ha considerado conveniente adoptar las recomendaciones de la AASHTO, para valores de este elemento de diseño en las carreteras regionales, dejando siempre a juicio del diseñador su propia elección de acuerdo a situaciones particulares. Una observación muy valiosa y de índole práctica, es que el control para el cálculo de la transición no depende de la exactitud de la aplicación de la fórmula, sino de la longitud requerida para el desarrollo de la sobreelevación máxima entre la tangente y la curva circular.

Las longitudes de espirales en intersecciones se calculan de la misma manera que en carretera abierta, excepto que las espirales pueden tener longitudes menores ya que en las carreteras se aplican valores de C comprendidos entre 0.3 y 1.0, en tanto que en las intersecciones dicho valor puede estar entre 0.75 para velocidades de 80 kilómetros por hora y 1.2 para velocidades de 30 kilómetros por hora. Las longitudes mínimas de espirales, para los radios mínimos que gobiernan la velocidad de diseño, van desde 20 metros para velocidades de 30 kilómetros

por hora y radios mínimos de 25 metros, hasta 60 metros para velocidades de 70 kilómetros por hora y radios mínimos de 160 metros.

Cuando se utiliza una espiral, se acostumbra que la transición de la sobreelevación se realice en la longitud de dicha espiral. Dependiendo de los factores y la fórmula utilizados, la longitud de una espiral puede ser mayor o menor que la longitud de transición dada en el cuadro 4.11, aunque las diferencias no son tan sustanciales, razón por la cual se recomienda por consideraciones prácticas utilizar una sola cifra, como la mostrada en el mencionado cuadro, para el mejor control del diseño.

Estas cifras corresponden a carreteras de dos carriles. Cuando se trate de tres y cuatro carriles sin mediana, hay que multiplicar respectivamente las cifras por 1.2 y 1.5; si la carretera es de 6 carriles sin mediana, hay que duplicar los valores del cuadro anterior.

Cuadro 4.11

Longitudes de Desarrollo de la Sobreelevación en Carreteras de dos Carriles, en metros

Peralte	Longitud de Transición y Velocidades de Diseño Km/h							
	40	50	60	70	80	90	100	110
	Carriles de 3.60 metros							
0.02	25	30	35	40	50	55	60	65
0.04	25	30	35	40	50	55	60	65
0.06	35	35	40	40	50	55	60	65
0.08	45	45	50	55	60	60	65	70
0.10	55	55	60	65	75	75	80	85
0.12	65	65	75	80	90	90	95	105
	Carriles de 3.00 metros							
0.02	25	30	35	40	50	55	60	65
0.04	25	30	35	40	50	55	60	65
0.06	30	30	35	40	50	55	60	65
0.08	35	40	40	45	50	55	60	65
0.10	45	45	50	55	60	65	70	75
0.12	55	55	60	65	75	75	80	85

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 179

Se han preparado los cuadros del 4.12 al 4.15, conteniendo para carreteras de dos y cuatro carriles, las longitudes mínimas de transición en función del radio de curva, la sobreelevación con valores máximos de 6, 8, 10 y 12 por ciento, y la

velocidad de diseño. Se utilizó el método 5 para la distribución de valores de la sobreelevación "e" y el coeficiente de fricción lateral "f", con los valores de estos últimos según se mencionan en la propia descripción del método 5, sección 4.5.3.

Las cifras que muestran los cuadros son las mínimas recomendables, por lo que siempre que las condiciones topográficas y económicas lo permitan, es aconsejable que estas longitudes sean aumentadas de acuerdo al criterio del diseñador. Las cifras de diseño incluidas en estos cuadros han sido calculados para carriles de 3.60 m, pero son recomendadas para su aplicación también en anchos menores. Bajo todas las condiciones, excepto en condiciones climáticas extremas, se considera que los vehículos operarán en condiciones seguras si se aplican las curvas horizontales con las longitudes de transición y las sobreelevaciones indicadas.

En curvas con radio circular de 1,500 metros o más, no se necesitan transiciones, se pasa directamente de la tangente a la alineación circular. En esta situación se recomienda que el peralte se desarrolle 2/3 en la tangente y 1/3 al principio de la curva circular.

4.5.6 Sobreanchos en Curvas

Los sobreanchos se diseñan siempre en las curvas horizontales de radios pequeños, combinadas con carriles angostos, para facilitar las maniobras de los vehículos en forma eficiente, segura, cómoda y económica. Los sobreanchos son necesarios para acomodar la mayor curva que describe el eje trasero de un vehículo pesado y para compensar la dificultad que enfrenta el conductor al tratar de ubicarse en el centro de su carril de circulación. En las carreteras modernas con carriles de 3.6 metros y buen alineamiento, la necesidad de sobreanchos en curvas se ha disminuido a pesar de las velocidades, aunque tal necesidad se mantiene para otras condiciones de la vía.

Para establecer el sobreancho en curvas deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) En curvas circulares sin transición, el sobreancho total debe aplicarse en la parte interior de la calzada. El borde externo y la línea central deben mantenerse como arcos concéntricos.
- b) Cuando existen curvas de transición, el sobreancho se divide igualmente entre el borde interno y externo de la curva, aunque también se puede aplicar totalmente en la parte interna de la calzada. En ambos casos, la marca de la línea central debe colocarse entre los bordes de la sección de la carretera ensanchada.

Cuadro No. 4.12 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e máx. 6%

R (m)	Vd=30km/h			Vd=40km/h			Vd=50km/h			Vd=60km/h			Vd=70km/h			Vd=80km/h			Vd=90km/h			Vd=100km/h			Vd=110km/h					
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)		
	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs			
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0			
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0			
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	SI	61	92			
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	SI	56	84	2.3	61	92			
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.1	50	75	2.5	56	84	2.8	61	92			
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.2	44	66	2.7	50	75	3.1	56	84	3.6	61	92			
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.4	44	66	2.8	50	75	3.3	56	84	3.8	61	92			
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.5	44	66	3.0	50	75	3.5	56	84	4.0	61	92			
1200	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.2	39	59	2.7	44	66	3.2	50	75	3.7	56	84	4.2	61	92			
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.1	33	50	2.6	39	59	3.1	44	66	3.6	50	75	4.2	56	84	4.8	61	92			
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.3	33	50	2.8	39	59	3.4	44	66	3.9	50	75	4.5	56	84	5.1	61	92			
800	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.5	33	50	3.1	39	59	3.6	44	66	4.2	50	75	4.9	56	84	5.4	61	92			
700	SN	0	0	SI	22	33	2.1	28	42	2.8	33	50	3.4	39	59	4.0	44	66	4.6	50	75	5.2	56	84	5.7	61	92			
600	SN	0	0	SI	22	33	2.4	28	42	3.1	33	50	3.8	39	59	4.3	44	66	5.0	50	75	5.6	56	84	6.0	61	92			
500	SN	0	0	2.1	22	33	2.8	28	42	3.5	33	50	4.2	39	59	4.8	44	66	5.4	50	75	5.9	56	84	Rmin = 560					
400	SI	17	26	2.5	22	33	3.3	28	42	4.0	33	50	4.7	39	59	5.3	44	66	5.9	50	75	Rmin = 435								
300	SI	17	26	3.1	22	33	3.9	28	42	4.6	33	50	5.4	39	59	5.9	44	66	Rmin = 335											
250	2.3	17	26	3.5	22	33	4.2	28	42	5.0	33	50	5.7	39	59	6.0	44	66												
200	2.8	17	26	3.9	22	33	4.7	28	42	5.5	33	50	6.0	39	59	Rmin = 250														
175	3.0	17	26	4.1	22	33	5.0	28	42	5.8	35	52	Rmin = 195																	
150	3.3	17	26	4.4	23	34	5.3	29	43	5.9	35	53																		
140	3.5	17	26	4.5	23	35	5.4	29	44	6.0	36	54																		
130	3.6	17	26	4.6	24	36	5.6	30	45	Rmin = 135																				
120	3.8	18	27	4.8	25	37	5.7	31	46																					
110	3.9	19	28	5.0	26	39	5.8	31	47																					
100	4.1	20	29	5.2	27	40	5.9	32	48																					
90	4.2	20	30	5.4	28	42	6.0	32	49																					
80	4.5	22	32	5.6	29	43	Rmin = 90																							
70	4.7	23	34	5.8	30	45																								
60	5.0	24	36	6.0	31	46																								
50	5.4	26	39	Rmin = 55																										
40	5.8	28	42																											
30	6.0	29	43																											
	Rmin = 30																													

$\Theta_{max} = 6.0\%$
R = Radio de curva
V = Velocidad de diseño
e = Tasa de sobreelevación
L = Longitud mínima de transición
SN = Sección Norma
SI = Sección Invertida, peralte similar a la pendiente normal
Crs = Carriles
CIFRAS REDONDEADAS

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 168

Cuadro No. 4.13 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de diseño, e max. 8%

R (m)	V _d =30km/h			V _d =40km/h			V _d =50km/h			V _d =60km/h			V _d =70km/h			V _d =80km/h			V _d =90km/h			V _d =100km/h			V _d =110km/h		
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)		
	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	2.1	61	92
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	2.1	56	84	2.4	61	92
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.2	50	75	2.6	56	84	3.0	61	92
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.4	44	66	2.8	50	75	3.4	56	84	3.9	61	92
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.5	44	66	3.0	50	75	3.6	56	84	4.1	61	92
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.2	39	59	2.7	44	66	3.2	50	75	3.8	56	84	4.4	61	92
1200	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.4	39	59	2.9	44	66	3.4	50	75	4.1	56	84	4.7	61	92
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.2	33	50	2.8	39	59	3.4	44	66	4.0	50	75	4.8	56	84	5.5	61	92
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.4	33	50	3.1	39	59	3.7	44	66	4.4	50	75	5.2	56	84	6.0	61	92
800	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.7	33	50	3.4	39	59	4.1	44	66	4.8	50	75	5.7	56	84	6.5	61	92
700	SN	0	0	SI	22	33	2.2	28	42	3.0	33	50	3.8	39	59	4.5	44	66	5.3	50	75	6.3	56	84	7.2	62	93
600	SN	0	0	SI	22	33	2.6	28	42	3.4	33	50	4.3	39	59	5.1	44	66	6.0	50	75	6.9	56	84	7.7	66	99
500	SN	0	0	2.2	22	33	3.0	28	42	3.9	33	50	4.9	39	59	5.8	44	66	6.7	51	76	7.6	61	91	8.0	69	103
400	SI	17	26	2.7	22	33	3.6	28	42	4.7	33	50	5.7	39	59	6.6	48	71	7.5	57	85	8.0	64	96	R _{min} = 500		
300	2.1	17	26	3.4	22	33	4.5	28	42	5.6	34	51	6.7	44	66	7.6	55	R _{min} = 305		R _{min} = 395							
250	2.5	17	26	4.0	22	33	5.1	28	42	6.2	37	56	7.3	48	72	7.9	57	85									
200	3.0	17	26	4.6	24	36	5.8	31	47	7.0	42	63	7.9	52	78	R _{min} = 230											
175	3.4	17	26	5.0	26	39	6.2	33	50	7.4	44	67	8.0		52	79.0											
150	3.8	18	27	5.4	28	42	6.7	36	54	7.8	47	70	R _{min} = 175														
140	4.0	19	29	5.6	29	43	6.9	37	56	7.9	47	71															
130	4.2	20	30	5.8	30	45	7.1	38	58	8.0	48	72															
120	4.4	21	32	6.0	31	46	7.3	39	59	R _{min} = 125																	
110	4.7	23	34	6.3	32	49	7.6	41	62																		
100	4.9	23	35	6.5	33	50	7.8	42	63																		
90	5.2	25	37	6.9	36	53	7.9	43	64																		
80	5.5	26	40	7.2	37	56	8.0	43	65																		
70	5.9	28	42	7.5	39	58	R _{min} = 80																				
60	6.4	31	46	7.8	40	60																					
50	6.9	33	50	8.0	41	62																					
40	7.5	36	54	R _{min} = 50																							
30	8.0	38	57																								
R _{min} = 30																											

e_{max} = 8.0%
R = Radio de curva
V = Velocidad de diseño
e = Tasa de superelevación
L = Longitud mínima de transición
SN = Sección Normal
SI = Sección Invertida, peralte similar a la pendiente normal
Crs = Carriles
CIFRAS REDONDEADAS

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 169.

Cuadro No. 4.14 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 10%

R (m)	V _d =30km/h			V _d =40km/h			V _d =50km/h			V _d =60km/h			V _d =70km/h			V _d =80km/h			V _d =90km/h			V _d =100km/h			V _d =110km/h		
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)		
	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	2.1	61	92
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	2.2	56	84	2.5	61	92
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.2	50	75	2.7	56	84	3.1	61	92
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.4	44	66	2.9	50	75	3.5	56	84	4.1	61	92
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.6	44	66	3.1	50	75	3.8	56	84	4.3	61	92
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.3	39	59	2.8	44	66	3.3	50	75	4.0	56	84	4.6	61	92
1200	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.4	39	59	3.0	44	66	3.6	50	75	4.3	56	84	5.0	61	92
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.2	33	50	2.9	39	59	3.5	44	66	4.2	50	75	5.1	56	84	5.9	61	92
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.5	33	50	3.2	39	59	3.9	44	66	4.6	50	75	5.6	56	84	6.4	61	92
800	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.7	33	50	3.5	39	59	4.3	44	66	5.1	50	75	6.2	56	84	7.1	61	92
700	SN	0	0	SI	22	33	2.3	28	42	3.1	33	50	4.0	39	59	4.8	44	66	5.8	50	75	6.9	56	84	8.0	69	103
600	SN	0	0	SI	22	33	2.7	28	42	3.6	33	50	4.5	39	59	5.5	44	66	6.5	50	75	7.8	62	94	9.0	77	116
500	SN	0	0	2.3	22	33	3.1	28	42	4.2	33	50	5.3	39	59	6.4	46	69	7.6	57	86	8.9	71	107	9.9	85	127
400	SI	17	26	2.8	22	33	3.8	28	42	5.0	33	50	6.3	41	62	7.5	54	81	8.8	67	100	9.8	78	117	R _{min} = 455		
300	2.2	17	26	3.6	22	33	4.8	28	42	6.3	38	57	7.8	51	77	9.0	65	97	9.9	75	112	R _{min} = 360					
250	2.6	17	26	4.2	22	33	5.6	30	45	7.1	43	64	8.7	57	86	9.7	70	105	R _{min} = 275								
200	3.1	17	26	5.0	26	39	6.6	36	53	8.2	49	74	9.6	63	94	R _{min} = 210											
175	3.5	17	26	5.6	29	43	7.1	38	58	8.8	53	79	9.9	65	97.0	R _{min} = 160											
150	4.0	19	29	6.2	32	48	7.8	42	63	9.4	57	85	R _{min} = 115														
140	4.3	21	31	6.4	33	49	8.1	44	66	9.6	58	87	R _{min} = 75														
130	4.5	22	32	6.7	34	52	8.5	46	69	9.8	59	88	R _{min} = 45														
120	4.8	23	34	7.0	36	54	8.8	48	71	10.0	60	90	R _{min} = 25														
110	5.1	24	37	7.4	38	57	9.1	49	74	R _{min} = 115																	
100	5.5	26	40	7.7	40	59	9.5	51	77	R _{min} = 75																	
90	5.9	28	42	8.2	42	63	9.8	53	79	R _{min} = 45																	
80	6.4	31	46	8.6	44	66	10.0	54	81	R _{min} = 25																	
70	6.9	33	50	9.1	47	70	R _{min} = 25																				
60	7.5	36	54	9.6	49	74	R _{min} = 25																				
50	8.2	39	59	10.0	51	77	R _{min} = 25																				
40	9.1	44	65	R _{min} = 45																							
30	9.9	47	71	R _{min} = 25																							

$e_{max} = 10.0\%$
R = Radio de curva
V = Velocidad de diseño
e = Tasa de superelevación
L = Longitud mínima de transición
SN = Sección Normal
SI = Sección Invertida, peralte similar a la pendiente normal
C: = Carriles
CIFRAS REDONDEADAS

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p.170

Cuadro No. 4.15 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 12%

R (m)	V _D = 30KM /H			V _D = 40KM /H			V _D = 50KM /H			V _D = 60KM /H			V _D = 70KM /H			V _D = 80KM /H			V _D = 90KM /H			V _D = 100KM /H			V _D = 110KM /H		
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)		
	e (%)	2	4	e (%)	2	4	e (%)	2	4	e (%)	2	4	e (%)	2	4	e (%)	2	4	e (%)	2	4	e (%)	2	4	e (%)	2	4
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	2.1	61	92
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	2.2	56	84	2.5	61	92
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.3	50	75	2.7	56	84	3.2	61	92
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.5	44	66	3.0	50	75	3.6	56	84	4.2	61	92
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.6	44	66	3.2	50	75	3.8	56	84	4.4	61	92
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.3	39	59	2.8	44	66	3.4	50	75	4.1	56	84	4.8	61	92
1200	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.5	39	59	3.0	44	66	3.7	50	75	4.4	56	84	5.1	61	92
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.3	33	50	2.9	39	59	3.6	44	66	4.4	50	75	5.3	56	84	6.1	61	92
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.5	33	50	3.3	39	59	4.0	44	66	4.8	50	75	5.8	56	84	6.7	61	92
800	SN	0	0	SN	0	0	2.1	28	42	2.8	33	50	3.6	39	59	4.4	44	66	5.3	50	75	6.5	56	84	7.5	64	96
700	SN	0	0	SI	22	33	2.4	28	42	3.2	33	50	4.1	39	59	5.0	44	66	6.0	50	75	7.3	58	88	8.5	73	109
600	SN	0	0	SI	22	33	2.7	28	42	3.7	33	50	4.7	39	59	5.7	44	66	6.9	52	78	8.3	66	100	9.7	83	125
500	SN	0	0	2.4	22	33	3.2	28	42	4.3	33	50	5.5	39	59	6.7	48	72	8.1	61	92	9.7	78	116	11.3	97	145
400	SI	17	26	2.9	22	33	3.9	28	42	5.3	33	50	6.7	44	66	8.1	58	87	9.7	73	110	11.4	91	137	R _{m in} = 415		
300	2.2	17	26	3.8	22	33	5.1	28	42	6.7	40	60	8.5	56	84	10.1	73	109	11.6	88	132	R _{m in} = 330					
250	2.6	17	26	4.4	23	34	5.9	32	48	7.7	46	69	9.7	64	95	11.2	81	121	R _{m in} = 255								
200	3.2	17	26	5.3	27	41	7.1	38	58	9.1	55	82	11.1	73	109	12	86	130	R _{m in} = 195								
175	3.6	17	26	5.9	30	46	7.8	42	63	10.0	60	90	11.7	77	115	R _{m in} = 150											
150	4.2	20	30	6.7	34	52	8.7	47	70	10.8	65	97	12.0	79	118	R _{m in} = 105											
140	4.4	21	32	7	36	54	9.1	49	74	11.2	67	101	R _{m in} = 150														
130	4.7	23	34	7.4	38	57	9.5	51	77	11.5	69	104	R _{m in} = 105														
120	5.1	24	37	7.8	40	60	10.0	54	81	11.8	71	106	R _{m in} = 105														
110	5.4	26	39	8.2	42	63	10.5	57	85	12.0	72	108	R _{m in} = 105														
100	5.9	28	42	8.7	45	67	11.0	59	89	R _{m in} = 105																	
90	6.4	31	46	9.3	48	72	11.4	62	92	R _{m in} = 105																	
80	6.9	33	50	9.9	51	76	11.8	64	96	R _{m in} = 70																	
70	7.6	36	55	10.5	54	81	12.0	65	97	R _{m in} = 70																	
60	8.4	40	60	11.2	58	86	R _{m in} = 70																				
50	9.3	45	67	11.8	61	91	R _{m in} = 45																				
40	10.4	50	75	R _{m in} = 45																							
30	11.6	56	83	R _{m in} = 25																							

E_{max} = 12.0%
R = RADIO DE CURVA
V = VELOCIDAD DE DISEÑO
E = TASA DE SUPERELEVACIÓN
L = LONGITUD MÍNIMA DE TRANSICIÓN
SN = SECCIÓN NORMAL
SI = SECCIÓN INVERTIDA, PERALTE SIMILAR A LA PENDIENTE NORMAL
CRS = CARRILES
CIFRAS REDONDEADAS

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 171

- c) El ancho extra debe efectuarse sobre la longitud total de transición y siempre debe desarrollarse en proporción uniforme, nunca abruptamente, para asegurarse que todo el ancho de los carriles modificados sean efectivamente utilizados. Los cambios en el ancho normalmente pueden efectuarse en longitudes comprendidas entre 30 y 60 m.
- d) Los bordes del pavimento siempre deben tener un desarrollo suave y curvado atractivamente, para inducir su uso por el conductor.
- e) Los sobrecanchos deben ser detallados minuciosamente en los planos constructivos y por medio de controles durante el proceso de construcción de la carretera o, alternativamente, dejar los detalles finales al Ingeniero residente de campo.

Una de las expresiones empíricas más utilizadas para calcular el sobrecancho en las curvas horizontales es la siguiente:

$$S = n [R - (R^2 - L^2)^{1/2}] + 0.10V / R^{1/2}$$

Donde:

S = Valor sobrecancho, metros

n = Número de carriles de la superficie de rodamiento

L = Longitud entre el eje frontal y el eje posterior del vehículo de diseño, metros

R = Radio de curvatura, metros

V = Velocidad de diseño de la carretera, kilómetros por hora

En la selección del sobrecancho en curvas se debe tomar en consideración lo siguiente:

- * Sobrecanchos menores de 0.60 metros, no son necesarios en las curvas.
- * Los sobrecanchos calculados que se muestran en el cuadro 4.16 son para carreteras de dos carriles.
- * En carreteras de tres carriles los sobrecanchos mostrados en el cuadro anterior deben afectarse por un factor de 1.5 y en carreteras de cuatro carriles multiplicar las cifras del cuadro por 2.
- * La longitud L de la fórmula es igual a 8 metros.
- * Los sobrecanchos calculados por esta fórmula arrojan valores mayores que los de las tablas de la AASHTO, mostrados en el cuadro 4.16, por lo que deben tomarse como provistos de un margen de seguridad.
- * Los datos del cuadro 4.16 deben incrementarse desde 0.2 metros para radios de 250 a 400 metros hasta 0.6 metros para radios menores de 80 metros, cuando el tránsito incluya volúmenes significativos de vehículos tipo WB-19.

Cuadro No. 4.16 Sobreancho en Curvas de Carreteras de dos Carriles

Ancho Calzada	7.2metros							6.6 metros							6.0 metros							
Radio de Curva (m)	Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)							
	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110	
1500	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6	
1000	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	
750	0	0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	
500	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1	
400	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5		0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1			
300	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5			0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1						
250	0.4	0.5	0.5	0.6				0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.2							
200	0.6	0.7	0.8					0.9	1.0	1.1				1.2	1.3	1.3	1.4					
150	0.7	0.8						1.0	1.1								1.3	1.4				
140	0.7	0.8						1.0	1.1								1.3	1.4				
130	0.7	0.8						1.0	1.1								1.3	1.4				
120	0.7	0.8						1.0	1.1								1.3	1.4				
110	0.7							1.0									1.3					
100	0.8							1.1									1.4					
90	0.8							1.1									1.4					
80	1							1.3									1.6					
70	1.1							1.4									1.7					

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 217.

a figura 4.12 ilustra la transición simple del peralte y el sobreebanco en una curva circular, en tanto que la figura 4.13 muestra la forma de proyectar la transición del peralte y el sobreebanco cuando existe una longitud de transición en espiral, L_e .

La figura 4.14 muestra en planta como se mantiene inalterable la línea de la rasante longitudinal, mientras en la longitud de transición espiral se realiza el giro del peralte en relación al borde exterior o interior de la calzada. En perfil, el giro del peralte para la transición espiral se puede realizar alrededor del eje longitudinal, del borde interno y del borde externo de la calzada, según se ilustra en las figuras 4.15, 4.16 y 4.17, respectivamente.

4.5.7 Distancia de Visibilidad en Curvas Horizontales

Obstrucciones a la visibilidad, localizadas en el interior de las curvas horizontales, tales como edificaciones, muros, árboles o bosques, barreras longitudinales, taludes en cortes y otros similares, deben ser tomados en cuenta para aplicarles el tratamiento de despeje que acompaña a un buen diseño. Los controles que se utilizan para un diseño apropiado son la distancia de visibilidad y la velocidad de diseño, elementos que deben ser bien estudiados y revisados para conciliarlos con las condiciones del sitio, ya sea para recomendar cambios de alineamientos ó remoción de obstrucciones, según la solución que califique de ser más factible. La línea de vista es la cuerda de la curva y la distancia de visibilidad de parada se mide a lo largo de la línea central del carril interior de la referida curva. Se requiere que la ordenada media desde el centro de la curva hasta la obstrucción, no obstaculice la visibilidad de parada requerida en sus valores alto y bajo, para satisfacer las necesidades del conductor.

Existen varias expresiones matemáticas para calcular la distancia de visibilidad necesaria para disponer de una visión segura a lo largo de curvas horizontales. Una de ellas es la siguiente:

$$(S/2)^2 = (2R-d)d$$

Donde:

R= Radio de curva, metros.

d= Distancia entre la línea central del carril interior de la curva y la obstrucción limitante de visibilidad, metros (ordenada media).

S= Distancia de visibilidad de parada medida a lo largo de la curva, metros.

Debido a que d es de pequeña magnitud por comparación con el radio de curvatura, la distancia de visibilidad S se transforma en $(8Rd)^{1/2}$. Esta expresión se utiliza cuando S es menor que la longitud de curva, pero cuando S es mayor se aplica la siguiente expresión:

FIG. 4.12 TRANSICIÓN SIMPLE DE PERALTE Y SOBREALCHO

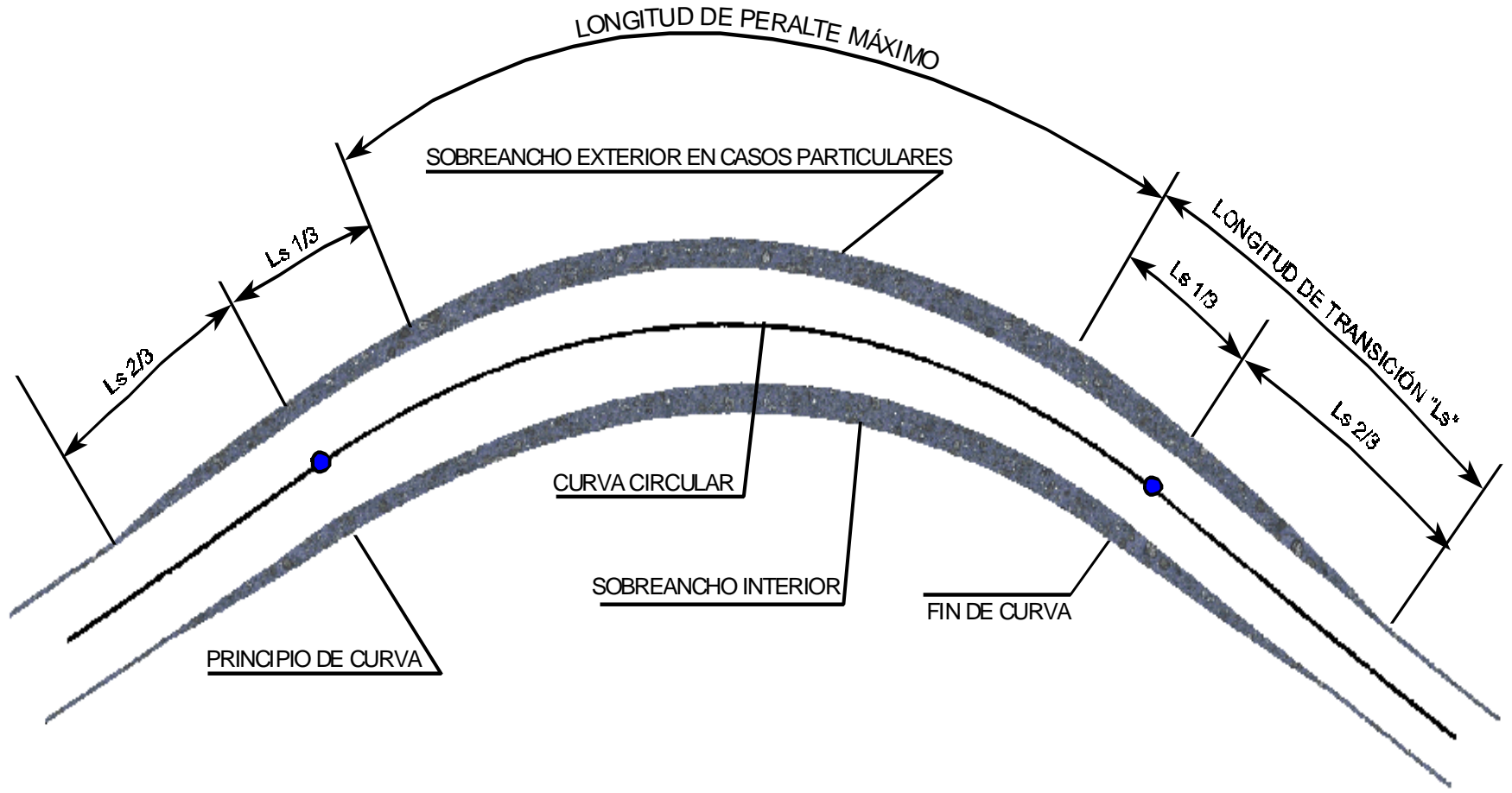


FIG. 4.13 TRANSICIÓN ESPIRAL DE PERALTE Y SOBREALCHO

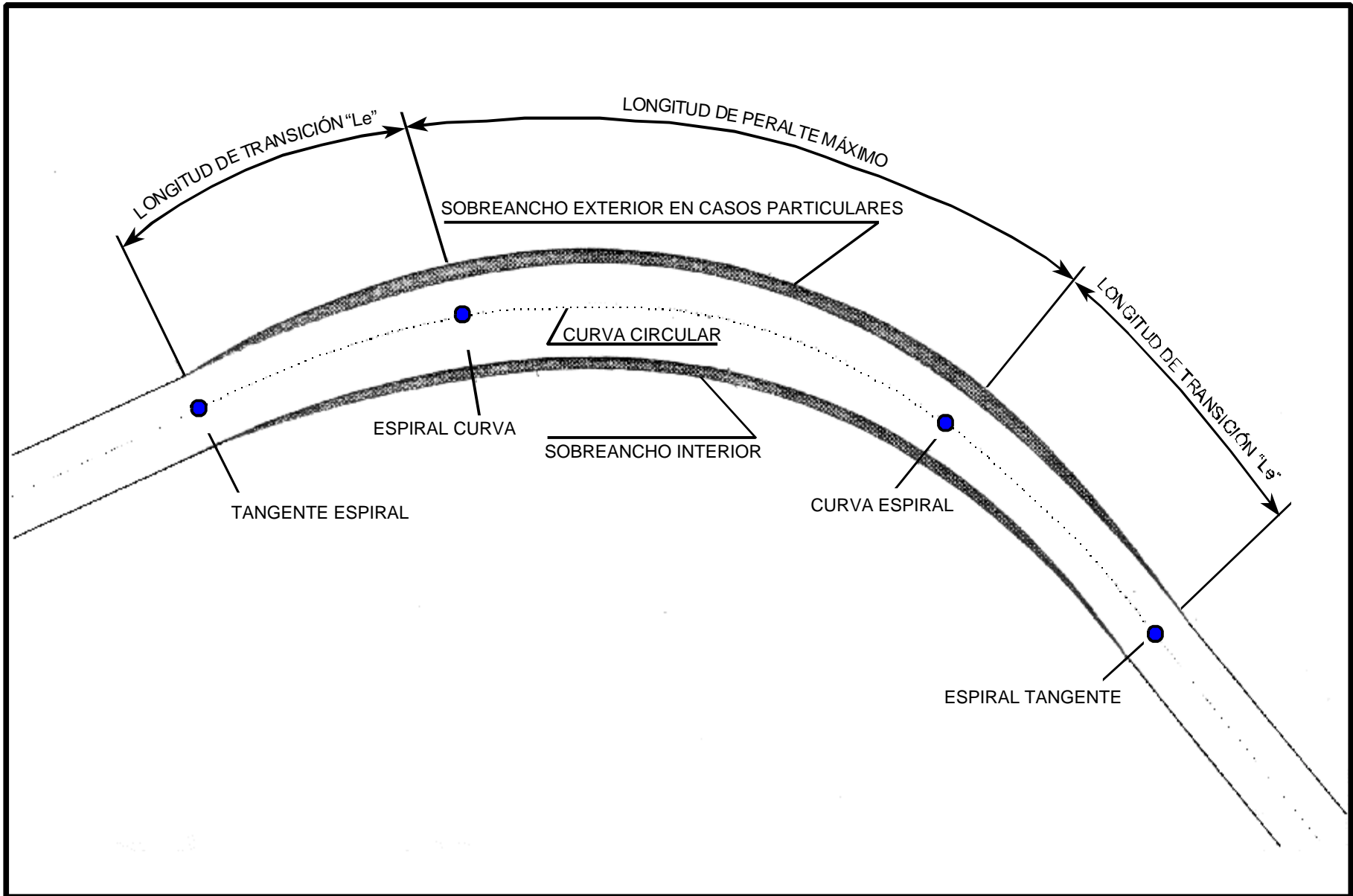
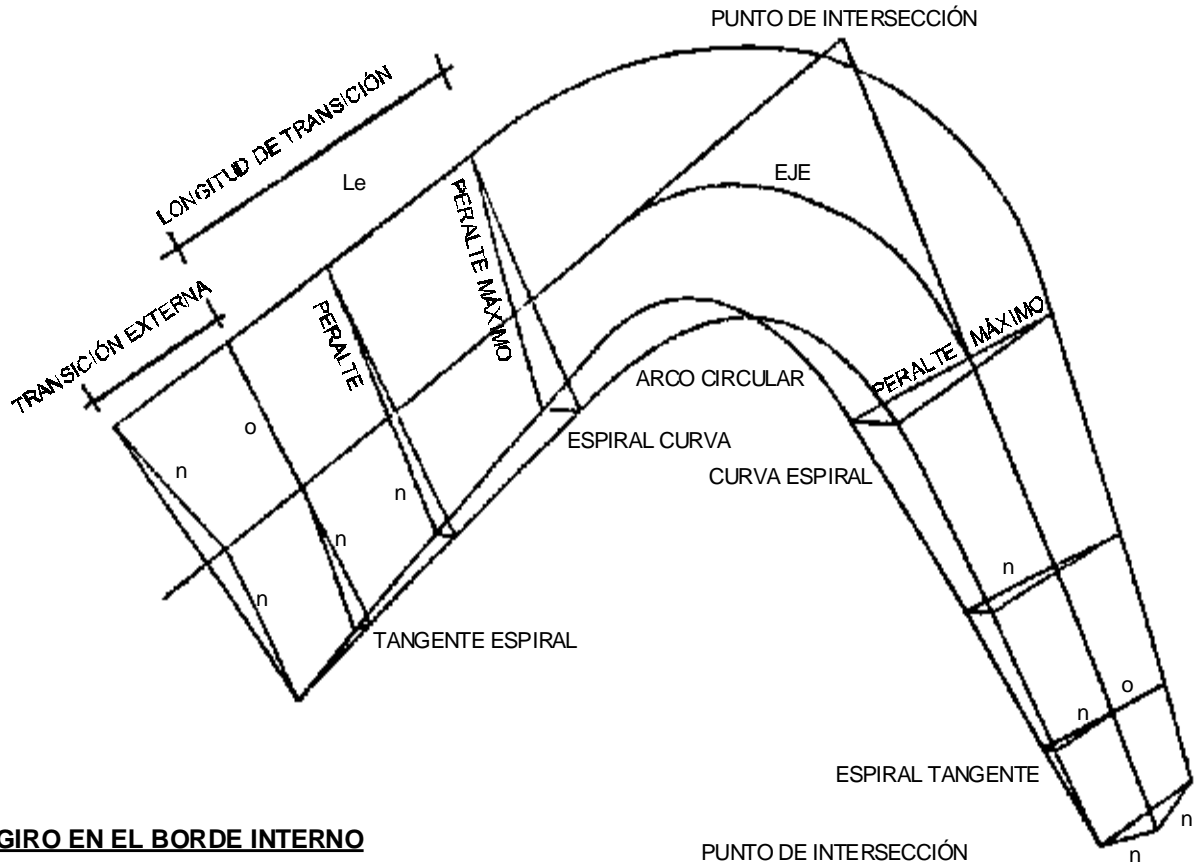


FIG. 4.14 DIAGRAMA DE TRANSICIÓN ESPIRAL DEL PERALTE

(a) GIRO EN EL BORDE EXTERNO



(b) GIRO EN EL BORDE INTERNO

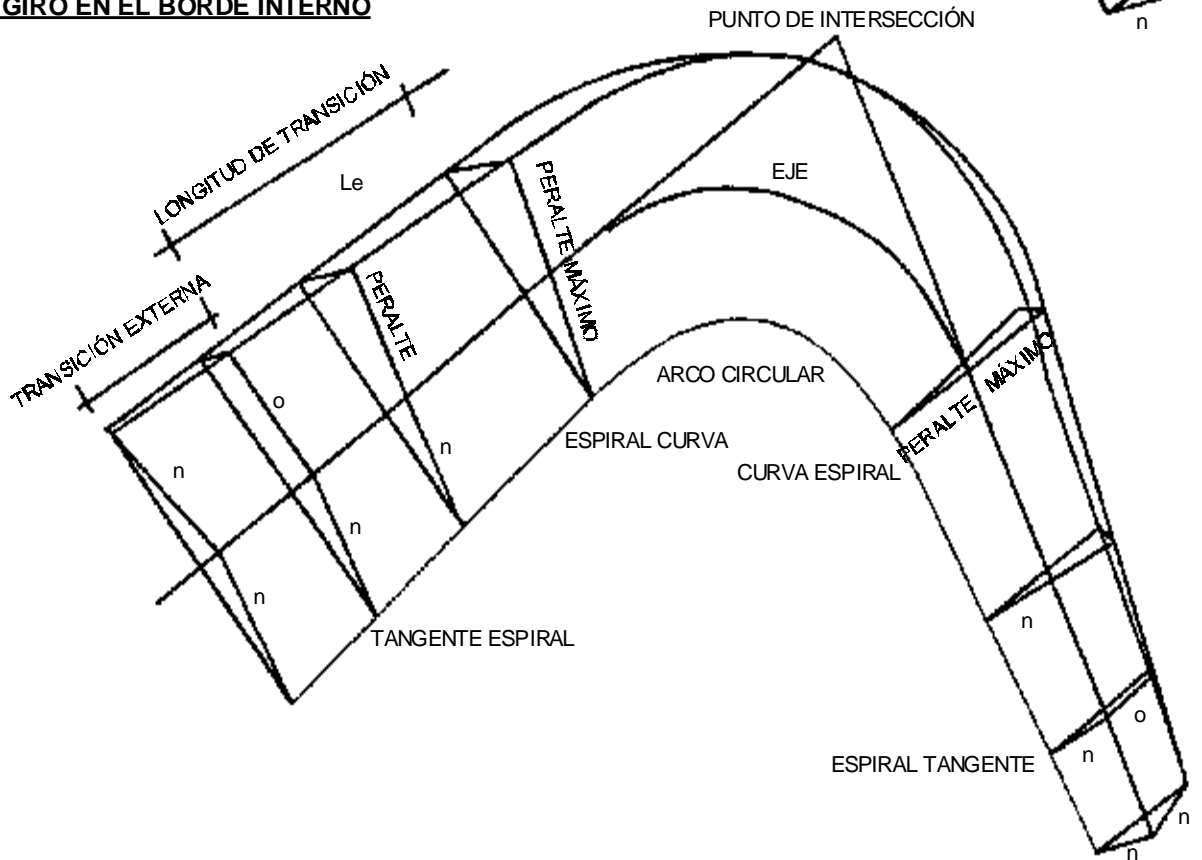


FIG. 4.15 GIRO DEL PERALTE PARA TRANSICIÓN ESPIRAL - GIRO ALREDEDOR DEL EJE

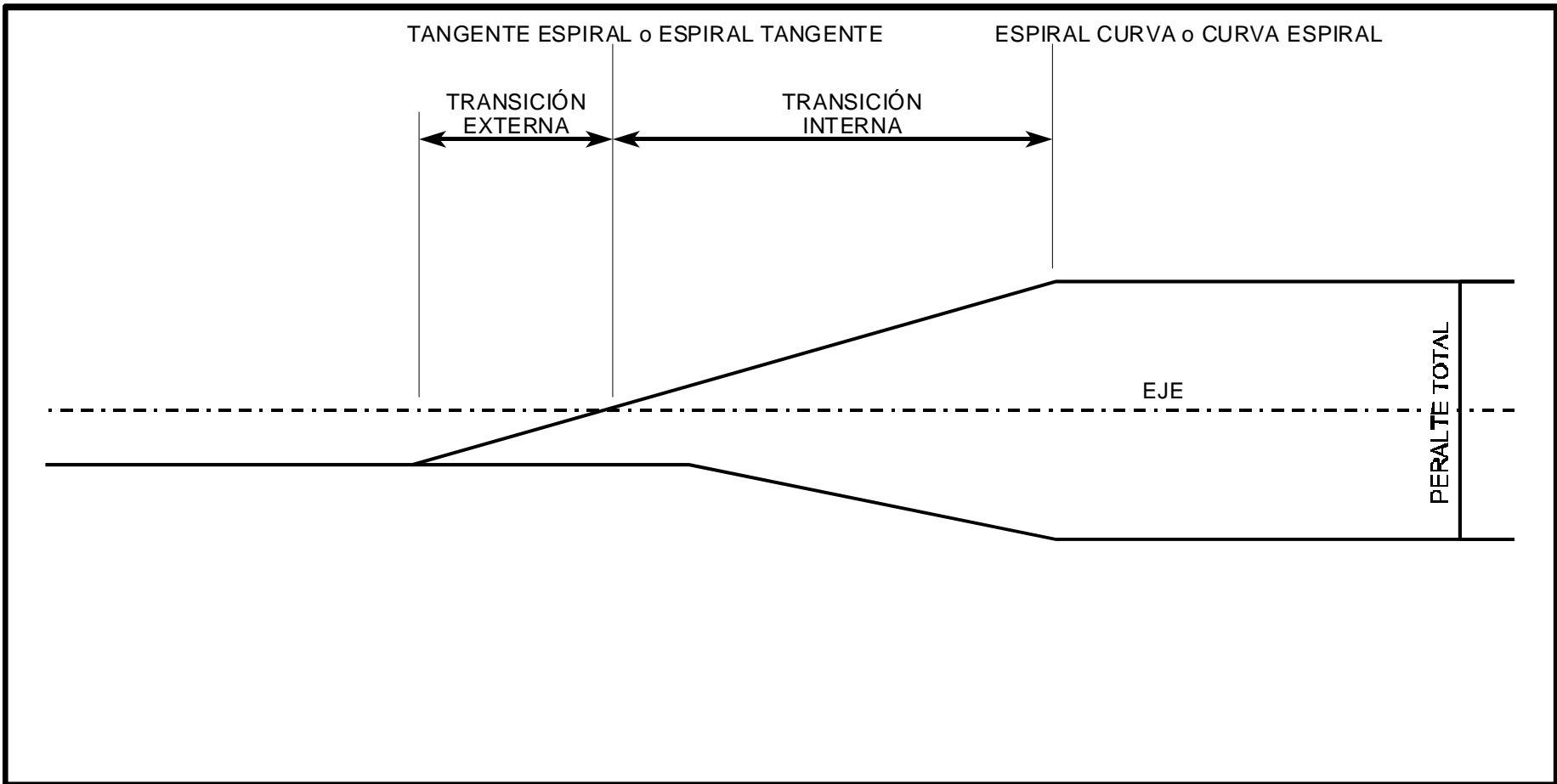


FIG. 4.16 GIRO DEL PERALTE PARA TRANSICIÓN ESPIRAL - GIRO ALREDEDOR DEL BORDE INTERNO

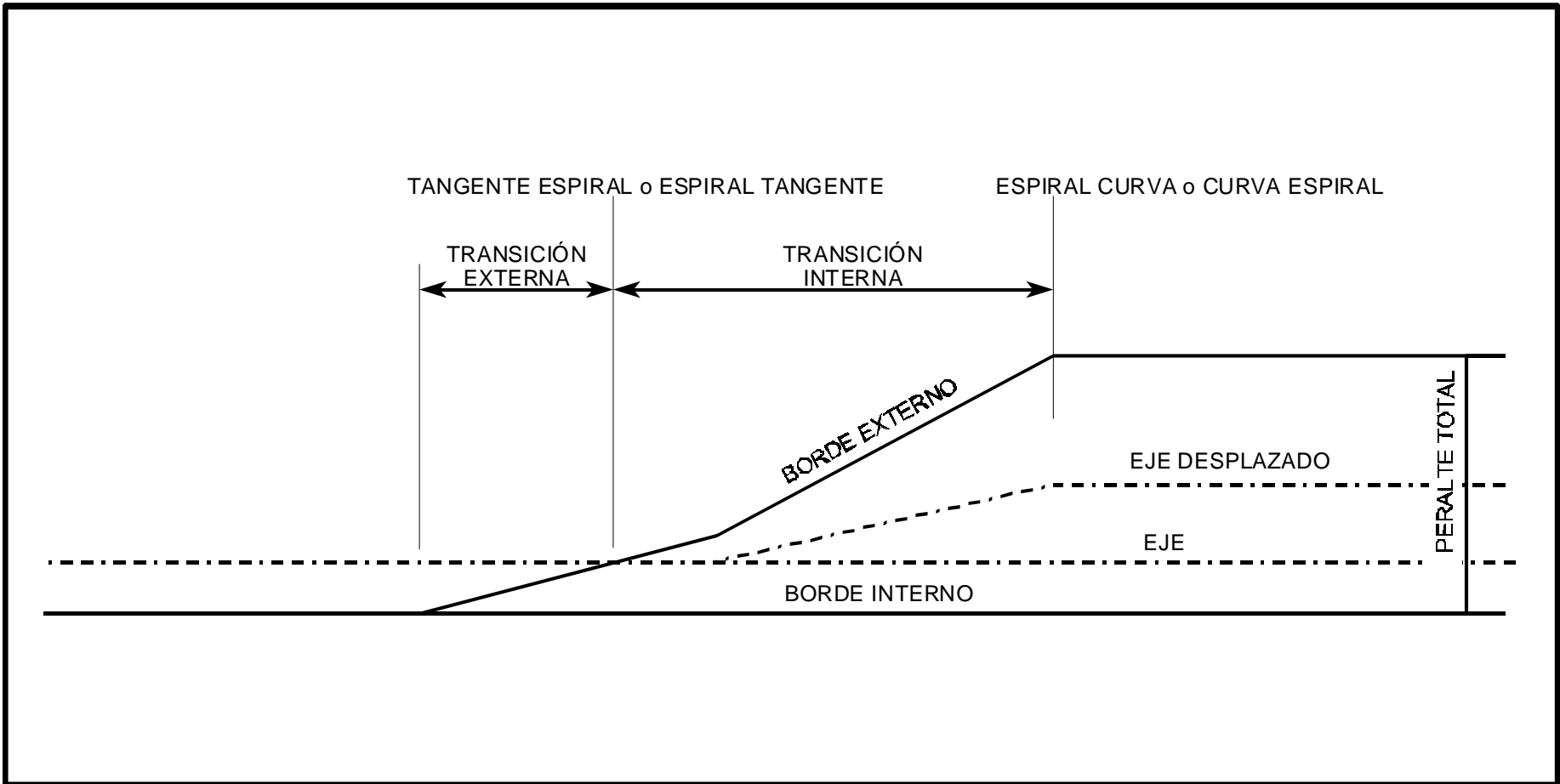
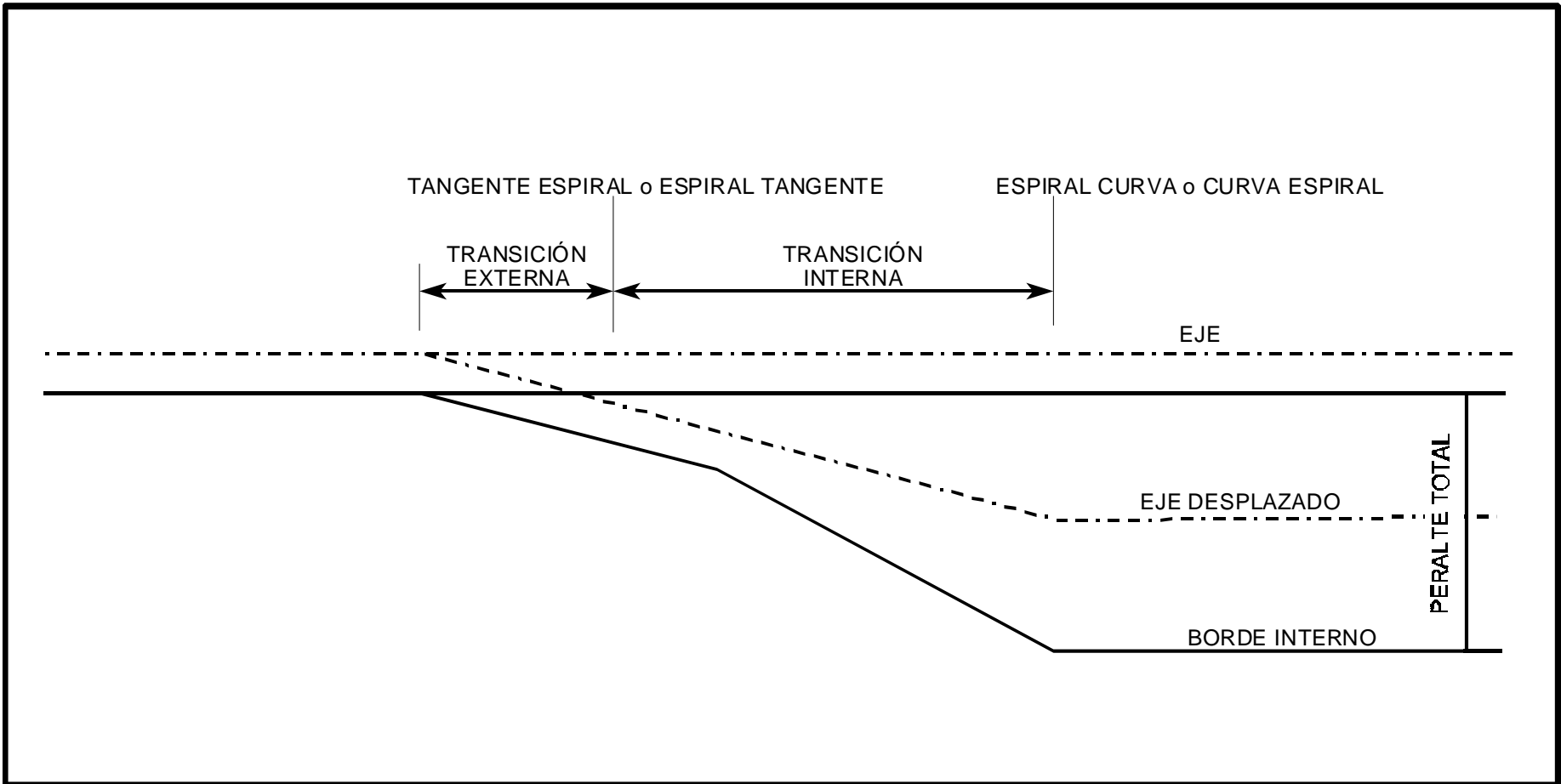


FIG. 4.17 GIRO DEL PERALTE PARA TRANSICIÓN ESPIRAL - GIRO ALREDEDOR DEL BORDE EXTERNO



$$d= L (2S-L) /8R$$

Donde:

L= Longitud de curva (m)

S,d y R fueron definidos con anterioridad.

Para realizar cálculos de estos elementos de diseño, la AASHTO recomienda como más práctica la siguiente fórmula, cuyos componentes tienen los mismos significados que los mencionados con anterioridad y es de muy simple aplicación.¹⁴

$$D = R (1- \cos 28.65 S/R)$$

4.5.8 Rampas de Escape para Emergencias

Algunos países han ganado experiencia en el diseño y la construcción de rampas para recuperar, fuera de la propia carretera, el control de vehículos que han sufrido la pérdida del control de la caja de cambios o los frenos por sobrecalentamiento o falla mecánica. En tales condiciones, el vehículo fuera de control está sujeto a las fuerzas de la inercia y a la pendiente negativa, que le mantiene en movimiento, resistiendo tales fuerzas la resistencia del aire, la resistencia al rodamiento entre las llantas y la superficie de ruedo y la pendiente positiva. La arena suelta, por ejemplo, tiene una resistencia de 250 kg./1,000 kg de masa bruta del vehículo, equivalente a una pendiente positiva de 15 por ciento, mientras que un concreto asfáltico apenas alcanza 10 kg/1,000 kg de masa bruta.

Las rampas de escape deben construirse donde la experiencia confirma la recurrencia de estos accidentes, preferiblemente en secciones con alineamiento horizontal, antes de curvas que puedan impedir la recuperación del vehículo fuera de control. La velocidad anticipada de diseño, entre 130 y 140 kilómetros por hora, incorpora un factor de seguridad ya que puede ser un tanto exagerada para la realidad.

La rampa de escape más comúnmente utilizada y de menor longitud es del tipo de pendiente ascendente, con una cama de unos 0.6 metros de espesor de material suelto, como arena. El material suelto retiene al vehículo en su lugar una vez se detiene. También pueden construirse horizontales o con pendiente negativa, dependiendo de las condiciones del terreno. Como una medida extra de seguridad, al final de la rampa se puede colocar un túmulo de material suelto de 0.5 a 1.5 metros de alto con taludes de 1 a 1.5. Las denominadas rampas de gravedad, por otra parte, ofrecen una superficie pavimentada o compactada de suficiente longitud para que el vehículo se detenga por sí solo.

¹⁴ Páginas 220 y 221 de AASHTO, "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets", 1994.
Cap. 4, COMPONENTES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO 4-59

Para determinar la distancia requerida para la detención de un vehículo en una rampa de emergencia, puede utilizarse la formula mostrada a continuación:

$$L = \frac{V^2}{30 (R \pm G)}$$

Donde = L= Distancia de Parada, en metros
V= Velocidad de Entrada, km/h
G= Porcentaje de pendiente dividida entre 100
R= Resistencia al rodamiento del material de revestimiento de la rampa, expresada como porcentaje de pendiente dividida entre 100

4.5.9 Criterios Aplicables al Diseño del Alineamiento Horizontal: Balance entre Curvas y Tangentes

En la práctica del diseño geométrico, se utilizan algunos criterios para el mejoramiento del diseño horizontal, que normalmente no están sujetos a fórmulas matemáticas o siquiera a derivaciones empíricas, pero de cuya aplicación se han logrado muy buenos resultados. En general se reconoce que un exceso de curvatura o una pobre combinación de curvaturas limita la capacidad de una carretera, causa pérdidas económicas por el incremento en los tiempos de viaje y los costos de operación y, sobre todo, desmejora sensiblemente la apariencia y funcionalidad del diseño seleccionado. En estas condiciones, un trazo directo entre los puntos de referencia obligada es lo deseable.

En primer lugar, sin embargo, se debe procurar que el alineamiento horizontal sea tan directo como lo permita la topografía, el uso del suelo y los valores de las comunidades servidas por la carretera. Un trazado que se acomoda al terreno natural es preferible a otro que con largas tangentes acorta las distancias y mejora las visibilidades, pero eleva excesivamente el movimiento de tierra con profundos cortes y elevados terraplenes. Los efectos de la construcción de una carretera deben minimizarse, preservando las pendientes naturales y respetando el crecimiento existente dentro del área de influencia directa del proyecto. Un diseño tal es preferible desde el punto de vista de los costos de construcción y de mantenimiento. Pero, en general, el número de curvas cortas y cerradas debe limitarse a un mínimo.

En segundo lugar, debe evitarse el uso de curvas con los radios mínimos de diseño, excepto en las condiciones más críticas que plantee el desarrollo del proyecto. El ángulo central de cada curva debe ser tan reducido y los radios tan amplios como lo permita el terreno. Las curvas cerradas no deben proyectarse al extremo de tangentes de gran longitud, evitándose cambios abruptos de secciones con amplias y bien desarrolladas curvas y tangentes, seguidas por curvas de

radios mínimos o cercanos al mínimo, que reducen la consistencia recomendable para el diseño.

Como regla de aplicación práctica, las curvas deben tener por lo menos 150 metros de largo cuando el ángulo de deflexión sea de 5 grados, incrementándose en 30 metros por cada reducción de un grado en el ángulo central. La longitud mínima de las curvas horizontales en las carreteras principales debe ser tres veces la velocidad de diseño, elevándose a seis veces dicha relación en las carreteras de alta velocidad con accesos controlados.

En lo que respecta a curvas circulares compuestas¹⁵, deben extremarse los cuidados en su elección. Aunque el uso de curvas compuestas puede facilitar el diseño de una carretera para ajustarla a las condiciones del terreno, esta práctica conduce frecuentemente a su utilización en forma irrestricta por algunos diseñadores, que deben ser desalentados a continuar en tales aplicaciones.

El uso de curvas compuestas con grandes diferencias en los radios, produce casi el mismo efecto que la combinación de una curva cerrada con tangentes de gran longitud. Cuando la topografía o el derecho de vía haga necesario su utilización, el radio de la curva circular mayor no debe exceder el 50 por ciento de la curva de menor radio. El manual mexicano propone que en las intersecciones se utilicen curvas compuestas, siempre y cuando la relación entre dos radios consecutivos no sobrepase la cifra de 2.0 y se resuelva satisfactoriamente la transición de la sobreelevación¹⁶. A criterios como el del manual mexicano se ajusta las curvas compuestas que se proponen en varias partes de este manual, aunque siempre que sea posible, una curva cerrada debe ser combinada con curvas espirales de transición, como la clotoide.

En tramos de carreteras de un solo sentido, como las rampas, la diferencia en los radios de las curvas compuestas no es tan importante, sobre todo cuando a la curva cerrada le sigue una curva de gran radio para facilitar la transición a la entrada o la salida.

A menos que las condiciones topográficas lo impongan, debe evitarse el uso de curvas del mismo sentido con una tangente corta entre ellas. Fuera de su desagradable apariencia, los conductores no esperan que se presenten curvas cortas y sucesivas en el mismo sentido. En estas condiciones, es preferible la introducción de una curva compuesta directa como la indicada en párrafos anteriores o la introducción de curvas de transición espiral. Las normas francesas permiten el diseño de curvas horizontales del mismo sentido, si entre ambas

¹⁵ Las curvas circulares compuestas están formadas por dos o más curvas circulares simples de radios diferentes, del mismo sentido o de sentidos opuestos, pero siempre con un punto de tangencia común entre dos curvas consecutivas.

¹⁶ Ver Secretaría de Obras Públicas, "*Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras*", México, 1976

media una distancia en tangente igual a la distancia recorrida durante cinco segundos a la velocidad máxima permitida por la curva de radio mayor¹⁷

La inversión en el alineamiento entre dos curvas reversas, debe incluir una longitud de tangente suficiente para la transición de las sobreelevaciones. Si no se logra incorporar una distancia suficiente, v. gr. de 100 metros, se presenta una sección considerable de la carretera donde la línea central y los bordes del pavimento están al mismo nivel, generando problemas para el drenaje transversal de la pista de rodamiento. De ser de utilización forzada esta solución por limitaciones del terreno, resulta aconsejable acelerar la transición de la sobreelevación, para que se recupera en algún punto intermedio, la sección transversal normal de la carretera

Como una indicación final, se recomienda que en todo caso el alineamiento horizontal sea coordinado de manera cuidadosa con el diseño del perfil longitudinal de la carretera en estudio.

4.6 Alineamiento Vertical

4.6.1 Tipos de Terrenos

El alineamiento vertical de una carretera está ligada estrechamente y depende de la configuración topográfica del terreno donde se localice la obra. Se compone de líneas rectas y curvas en el plano vertical, identificándose las subidas o pendientes ascendentes con un signo positivo (+), y las bajadas con signo negativo (-), expresadas usualmente en porcentajes. Aparte de consideraciones estéticas, costos de construcción, comodidad y economía en los costos de operación de los vehículos, siempre deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- Visibilidad y accidentalidad.
- Composición del tránsito.
- Relación entre la velocidad y sus engranajes de cambio en la operación del vehículo.

Idealmente se desea que los vehículos operen en el cambio mas alto en el alineamiento vertical, sin necesidad de cambiar hasta la detención; pero por consideraciones económicas se aceptan pendientes mayores a las ideales. El cuadro 4.17, a continuación, contiene una clasificación de las pendientes en los terrenos naturales donde se localizan las carreteras.

¹⁷ Ver Direction des Routes et de la Circulation Routiere, "*Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Routes Nationales*", Francia.

Cuadro 4.17 Clasificación de los Terrenos en función de las Pendientes Naturales

Tipo de Terreno	Rangos de Pendientes (%)
Llano o plano	$G \leq 5$
Ondulado	$5 > G \leq 15$
Montañoso	$15 > G \geq 30$

G= Pendiente

La AASHTO identifica las tres categorías generales de terreno del cuadro anterior, en la forma que se describe seguidamente:

Terreno plano es aquel en el cual se dan condiciones topográficas favorables para los levantamientos de campo, el diseño horizontal y vertical, la construcción y reconstrucción de las obras viales, facilitándose el mantenimiento y la segura, cómoda y económica operación de los vehículos. Las distancias de visibilidad en el alineamiento horizontal y vertical pueden lograrse sin mayores dificultades.

El Terreno ondulado presenta frecuentes pendientes de subida y bajada y, ocasionalmente, ofrece algunas dificultades y restricciones en el alineamiento horizontal y vertical de las carreteras.

El ultimo tipo se identifica como terreno montañoso, el cual ofrece dificultades y altos costos en la construcción por la frecuencia de cortes y rellenos, que se requieren para lograr alineamientos horizontales y verticales aceptables. Las pendientes longitudinales y transversales son frecuentes en este tipo de terreno.

Las pendientes de las carreteras ya construidas tienen una influencia muy relevante en la operación de los vehículos que circulan por ellas. En los automóviles, las pendientes de subida hasta 5 por ciento, no tienen influencia apreciable en su velocidad, cuando se compara con las correspondiente a terreno plano. En pendientes de subida mayores, la velocidad decrece progresivamente, y en las de bajada estos vehículos livianos sufren un pequeño aumento, siempre comparadas con las velocidades en terreno plano. Las condiciones del sitio relacionadas con comodidad y seguridad, imponen restricciones a estas velocidades.

En vehículos pesados, la influencia de las pendientes es bastante significativa por el atraso que produce a otros vehículos, especialmente en carreteras con altos o significativos volúmenes de tránsito, ya que la velocidad de estos vehículos se reduce tanto en subida, como en bajadas.

Se ilustra en el cuadro 4.20 el comportamiento de un camión pesado de 180 Kg/kW en curvas ascendentes entre 3.5 y 9 %, notándose una reducción de velocidad entre 40 y 50 kilómetros por hora en diferentes longitudes de recorrido,

cuando el vehículo entra a la pendiente a una velocidad de 90 kilómetros por hora.

Cuadro 4.18

Reducción de Velocidad de Vehículos Pesados en Pendiente Ascendente

Pendiente (%)	Reducción de Velocidad Km/h	Longitud (m)
3.5	40	1000
5	50	700
7	50	400
8	50	300
9	50	300

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 229

Tratándose de vehículos livianos de pasajeros, como los automóviles, la reducción de velocidad en pendientes ascendentes en 1,000 metros, es la mostrada en el cuadro 4.21 siguiente.

Tomando en cuenta estas experiencias e investigaciones se recomiendan las siguientes pendientes máximas y mínimas, para los diferentes tipos de carreteras de la región centroamericana (ver cuadro 4.20)

Cuadro 4.19

Reducción de Velocidad de Vehículos Livianos en Pendientes Ascendentes de 1,000 Metros de Longitud

Pendiente (%)	Reducción (km/h)
3.0	10
3.9	15
4.6	20
5.1	25

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 235

4.6.2 Curvas Verticales

En términos generales existen curvas verticales en crestas o convexas y en columpio o concavas. Las primeras se diseñan de acuerdo a la más amplia distancia de visibilidad para la velocidad de diseño y las otras conforme a la

Cuadro No. 4.20

Pendientes Máximas y Mínimas por Tipo de Carreteras

Clasificación Funcional	Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (Km/h) y Pendiente Máxima (%)						Pendiente Mínima (%)
		32	48	64	80	96	112	
AR Autopistas Regionales	Plano	-	-	-	4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	-	-	5	4	4	
	Montañoso	-	-	-	6	6	5	
TS Troncales Suburbanas	Plano	-	8	7	6	5	-	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	9	8	7	6	-	
	Montañoso	-	11	10	9	8	-	
TR Troncales Rurales	Plano	-	-	5	4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	-	6	5	4	4	
	Montañoso	-	-	8	7	6	5	
CS Colectoras Suburbanas	Plano	9	9	9	7	6	5	0.3 – 0.5
	Ondulado	12	11	10	8	7	6	
	Montañoso	14	12	12	10	9	7	
CR Colectoras Rurales	Plano	-	7	7	6	5	-	0.5
	Ondulado	11	10	9	8	6	-	
	Montañoso	16	14	12	10	-	-	

Fuente: ITE, *Geometric Design and Operational Considerations for Trucks*, 1992.

distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño. De aplicación sencilla, las curvas verticales deben contribuir a la estética del trazado, ser confortables en su operación y facilitar las operaciones de drenaje de la carretera. La configuración parabólica de estas curvas es la más frecuentemente utilizada.

En las figuras adjuntas se ofrecen diferentes tipos de estas curvas utilizadas en diseño.

a. Diseño de Curvas Verticales en Cresta ó Convexa

Existen dos condiciones para diseñar este tipo de curvas: La primera considera que la longitud de la curva (L) es mayor que la distancia de visibilidad (S) y la segunda se presenta cuando L es menor que S. En el primer caso se aplica la siguiente expresión para calcular la longitud mínima (L) de curva vertical:

$$L = G S^2 / 200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2$$

Donde,

G = Diferencia algebraica de pendientes (%)

S = Distancia de visibilidad

h_1 = Altura del ojo del conductor

h_2 = Altura del objeto

Reemplazando en esta fórmula la altura del ojo del conductor $h_1 = 1.07$ metros y del objeto $h_2 = 0.15$ metros, la ecuación para diseño es la siguiente:

$$L = GS^2 / 404$$

Cuando L es menor que S, la expresión matemática es la siguiente:

$$L = 2 S - 404/G$$

Estos términos tienen igual significado que los anteriormente señalados.

La información sobre distancias de visibilidad de parada presentada en el cuadro 4.6 es utilizada en el cálculo de la longitud de curvas en cresta. Se abrevian las operaciones al tomar en cuenta que la distancia de visibilidad es constante para una velocidad de diseño dada; entonces, L puede ser relacionada con la diferencia algebraica de pendientes por medio de un factor denominado K, que en sí identifica la curva. La longitud de la curva vertical utilizando el factor K es:

$$L = K.G$$

Cuando se utiliza la distancia de visibilidad de adelantamiento como criterio de control para el diseño, las longitudes de las curvas verticales en cresta resultan mayores que las calculadas utilizando las expresiones arriba indicadas, lo que hace pensar que diseñar para estas longitudes, conduce a una considerable elevación de los costos de construcción; además, que para recomendar estas distancias, debe haber una combinación favorable entre topografía del terreno, seguridad y volúmenes de tránsito, que dé como resultado su plena justificación. Ver las figuras 4.18 y 4.19 para los diseños de curvas verticales en cresta en función de las distancias de visibilidad de parada.

De igual manera que el caso anterior, existen dos consideraciones a tomar en cuenta cuando se usa la distancia de visibilidad de adelantamiento; la primera se presenta cuando la longitud de curva (L) es mayor que la distancia de visibilidad (S), entonces se utiliza la siguiente fórmula:

$$L = GS^2 / 946$$

FIG. 4.18 CONTROLES DE DISEÑO DE CURVAS EN CRESTA PARA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA - RANGO INFERIOR

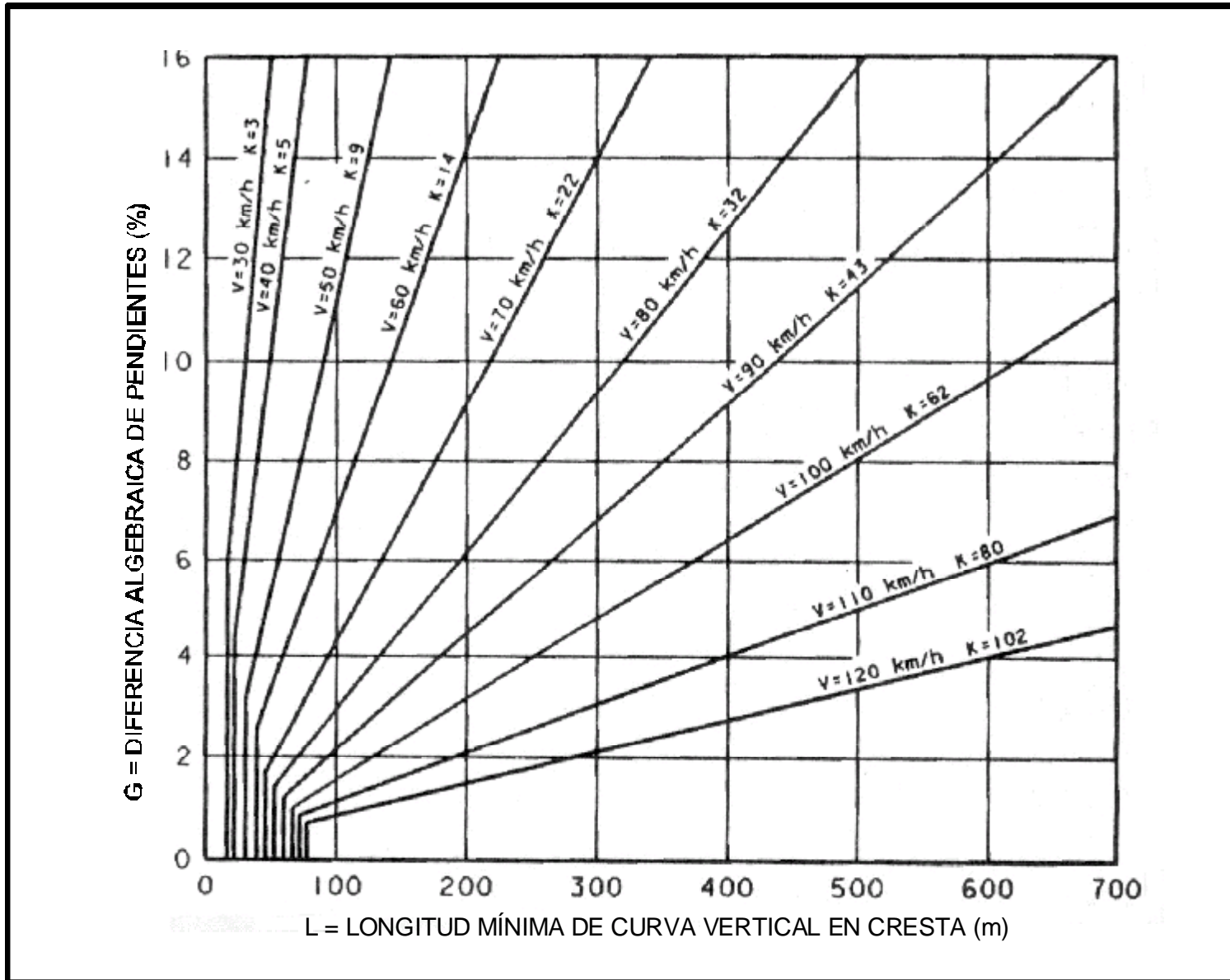
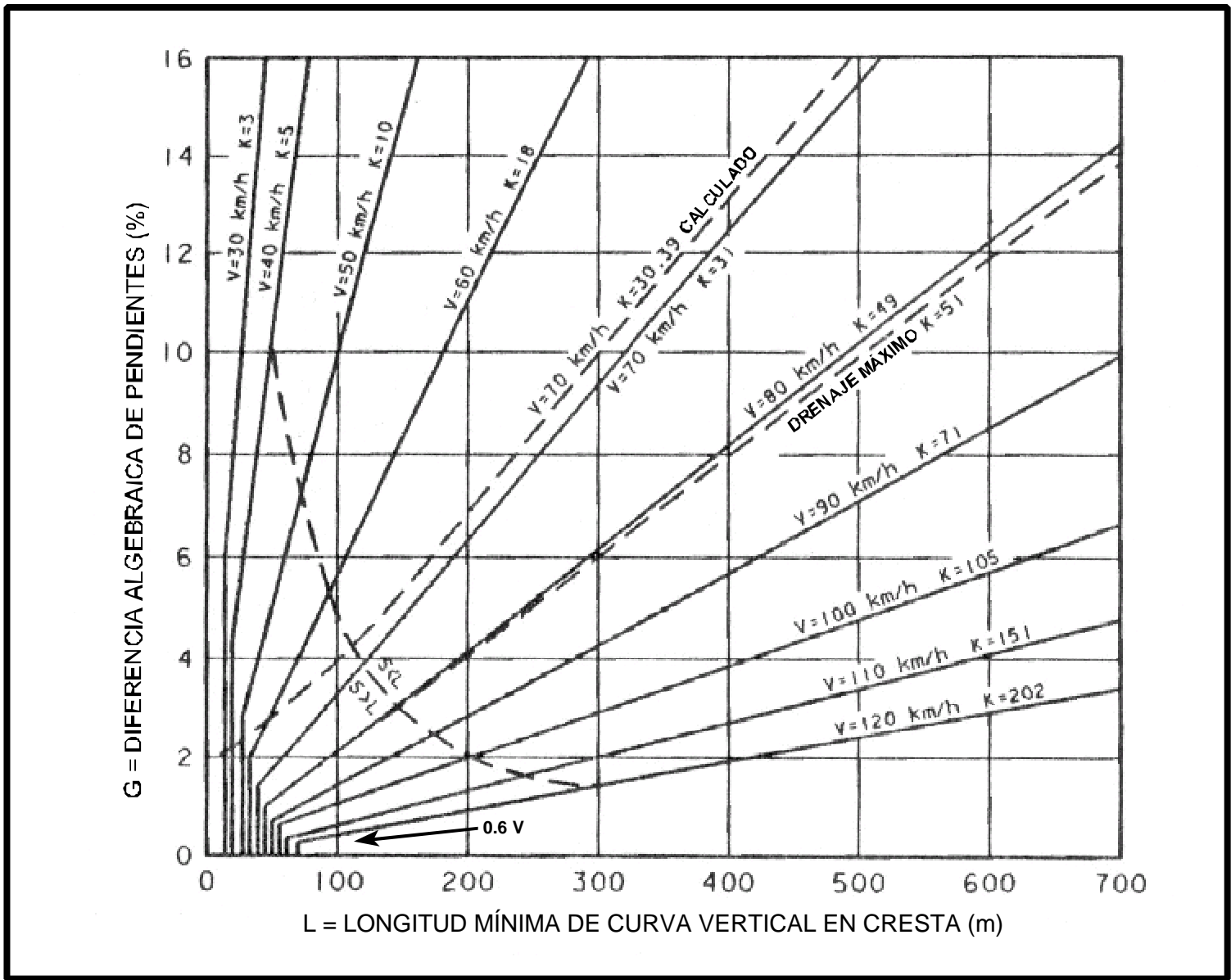


FIG. 4.19 CONTROLES DE DISEÑO DE CURVAS EN CRESTA PARA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA - RANGO SUPERIOR



La diferencia estriba en que la altura del objeto es de 1.30 metros en vez de 0.15 metros.

Cuando la longitud de curva (L) es menor que la distancia de visibilidad de adelantamiento (S); la expresión que se usa es la que sigue:

$$L = 2 S - 946/G$$

Todos los términos de estas expresiones tienen igual significado que los anteriores.

Las distancias mínimas de visibilidad para adelantamiento están presentes en el cuadro 4.7, que en conjunto con los correspondientes a las de visibilidad de parada del cuadro 4.6, se han utilizado para preparar el cuadro 4.21, que presenta los valores de K para el cálculo de las longitudes de curvas verticales en cresta para diferentes velocidades de diseño.

Cuadro 4.21

Controles de Diseño de Curvas Verticales en Cresta basados en las Distancias de Visibilidad de Parada y de Adelantamiento

Velocidad de Diseño Km/h	Velocidad de marcha Km/h	Distancia de parada para diseño (m)	Tasa de curvatura vertical K, long (m) por % de G*	Distancia mínima de adelantam. para Diseño (m)*	Tasa de curvatura vertical, K, long (m) por % de G*
30	30-30	30-30	3-3	217	50
40	40-40	45-45	5-5	285	90
50	47-50	60-65	9-10	345	130
60	55-60	75-85	14-18	407	180
70	67-70	95-110	22-31	482	250
80	70-80	115-140	32-49	541	310
90	77-90	130-170	43-71	605	390
100	85-100	160-205	62-105	670	480
110	91-110	180-245	80-151	728	570

* Valores redondeados

b. Diseño de Curvas en Columpios o Cóncavas

Se han identificado los siguientes cuatro criterios para usarse en el cálculo de las longitudes de curvas en columpios.

- El primero se basa en la distancia iluminada por los faros delanteros del vehículo.

- El siguiente toma en cuenta básicamente una sensación subjetiva de comodidad en la conducción, cuando el vehículo cambia de dirección en el alineamiento vertical.
- El tercero considera requerimientos de drenaje.
- El último se basa en consideraciones estéticas.

Se presentan dos casos a considerar en el primer criterio, dependiendo si la distancia iluminada por los faros del vehículo es mayor o no que la longitud de la curva. Cuando la longitud de curva, L, es mayor que la distancia de visibilidad iluminada, S, se utiliza la fórmula que sigue:

$$L = G S^2 / (120 + 3.5S)$$

Donde,

L = Longitud mínima de curva vertical en columpio, m.

S = Distancia de visibilidad iluminada por los faros del vehículo, m.

G = Diferencia algebraica entre pendientes de la curva, %.

Cuando L es menor que S la fórmula utilizada es la siguiente:

$$L_{\min} = 2S - (120 + 3.5S)/G$$

Estos términos tienen igual significado que los anteriores.

Se considera una altura de los faros de 0.6 metros y un ángulo de 1° de divergencia de los rayos de luz. En el desarrollo de las fórmulas de este criterio y para su aplicación en diseño, se recomienda utilizar los rangos de distancias de visibilidad de parada, que sean aproximadamente iguales a la distancia iluminada por los faros de los vehículos cuando viajan a la velocidad de diseño.

El segundo criterio basado en la comodidad, tiene su fundamento en la suspensión de la carrocería de los vehículos, el peso que mueve, la flexibilidad de las llantas, los tipos de asientos, entre otros. Se reconoce que la operación confortable de vehículos en curvas en columpio, se logra cuando la aceleración centrífuga alcanza 0.3m/seg², que incorporado a la fórmula de diseño, resulta:

$$L = \frac{G V^2}{395}$$

Siendo el significado de los componentes de esta ecuación iguales a los utilizados con anterioridad.

Las longitudes de curvas calculadas utilizando este criterio equivalen al 50% de los correspondientes a la modalidad anterior.

El tercer criterio persigue la satisfacción de las necesidades del drenaje en las curvas en columpio. Un criterio recomendado para el diseño consiste en dotar una pendiente de 0.3 por ciento dentro de los 15 metros del punto a nivel del terreno, sus resultados son muy similares a los obtenidos de la fórmula $L = KG$, cuando $K = 51$ y la velocidad de diseño es de 100 kilómetros por hora.

Hay que aclarar que las longitudes calculadas para efecto de drenaje son máximas hasta 100 kilómetros por hora y no mínimas, como en los demás criterio de diseño de curvas verticales. Después de 100 hasta 120 Kilómetros por hora, las longitudes son mínimas, al igual que los otros criterios.

Cuando se trata de tomar en cuenta aspectos de estética en estas curvas, existe la fórmula empírica $L = 30G$, siendo L la longitud mínima y G la diferencia algebraica de pendientes. Los resultados obtenidos son similares a los que corresponden al criterio de la distancia iluminada por los faros de vehículos para velocidades de 70 – 80 kilómetros por hora.

En atención a la diferencia de longitudes de curva que se obtienen aplicando los criterios mencionados, se recomienda diseñar curvas verticales en columpio utilizando el primer criterio descrito, dando especial consideración al drenaje cuando K es mayor de 51.

A como se ha indicado en la descripción del primer criterio, la distancia de visibilidad de parada (Cuadro 4.6) es la que controla la recomendación de longitudes mínimas para curvas en columpio, considerando valores menores y mayores de este parámetro. De igual manera en que fueron calculados los valores de diseño de las curvas en cresta, también es conveniente expresar los controles de diseño de las curvas en columpio en términos de K para todos los valores de G . Con estas bases se ha preparado el cuadro 4.22 que se ofrece seguidamente.

c. Criterios para el Diseño del Alineamiento Vertical

La AASHTO presenta algunos consejos valiosos en torno al diseño del alineamiento vertical, de donde cabe entresacar algunos por su relevancia para la práctica vial centroamericana:

- Las curvas verticales en columpio deben evitarse en secciones en corte, a menos que existan facilidades para las soluciones de drenaje.
- En pendientes largas, puede ser preferible colocar las pendientes mayores al pie de la pendiente y aliviarlas hacia el final o, alternativamente, intercalar pendientes suaves por cortas distancias para facilitar el ascenso.
- en tangente, deberían generalmente evitarse, particularmente en curvas en columpio donde la visión de la carretera puede ser desagradable al usuario.

FIG. 4.20 CONTROLES DE DISEÑO DE CURVAS EN COLUMPIO - RANGO INFERIOR

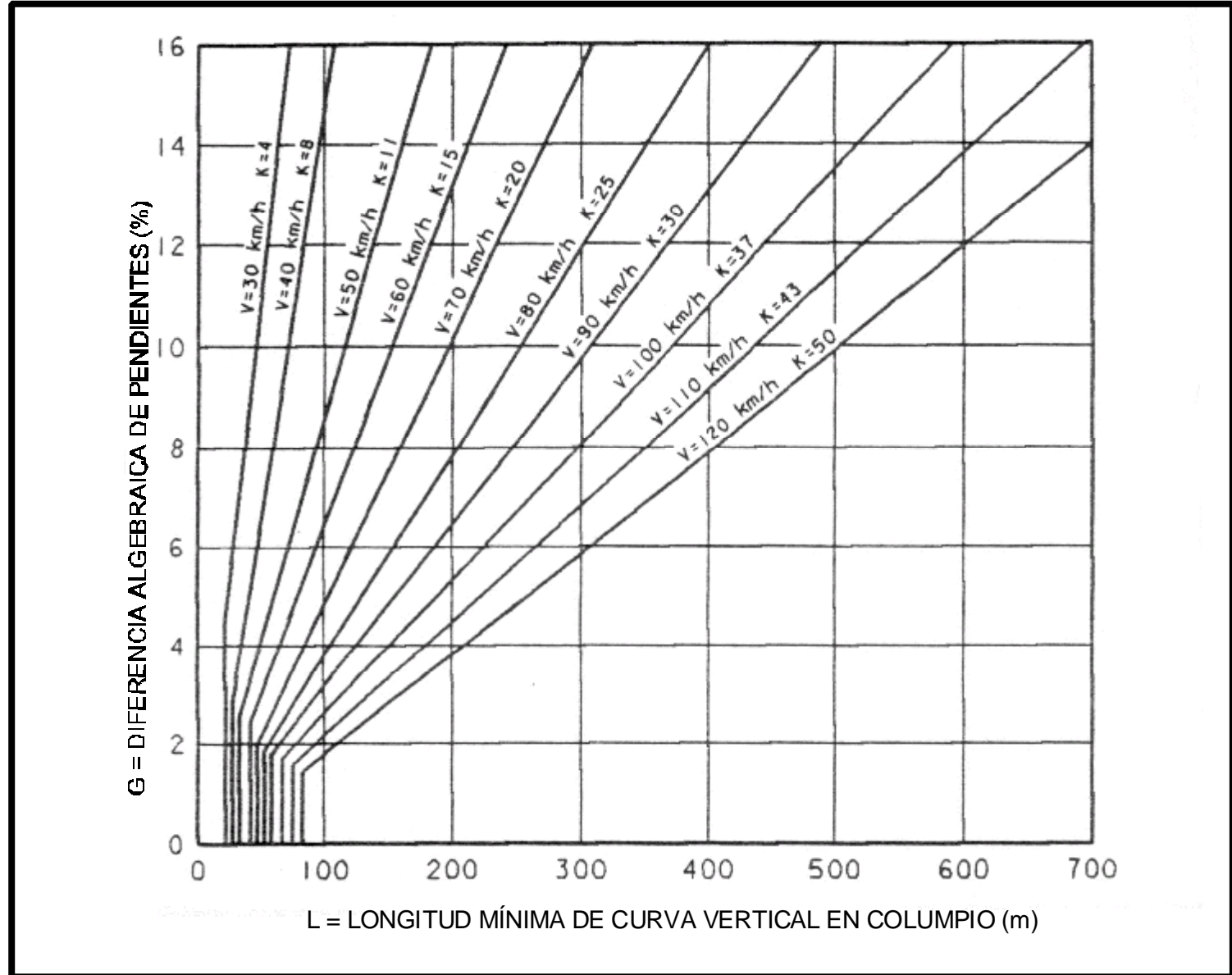
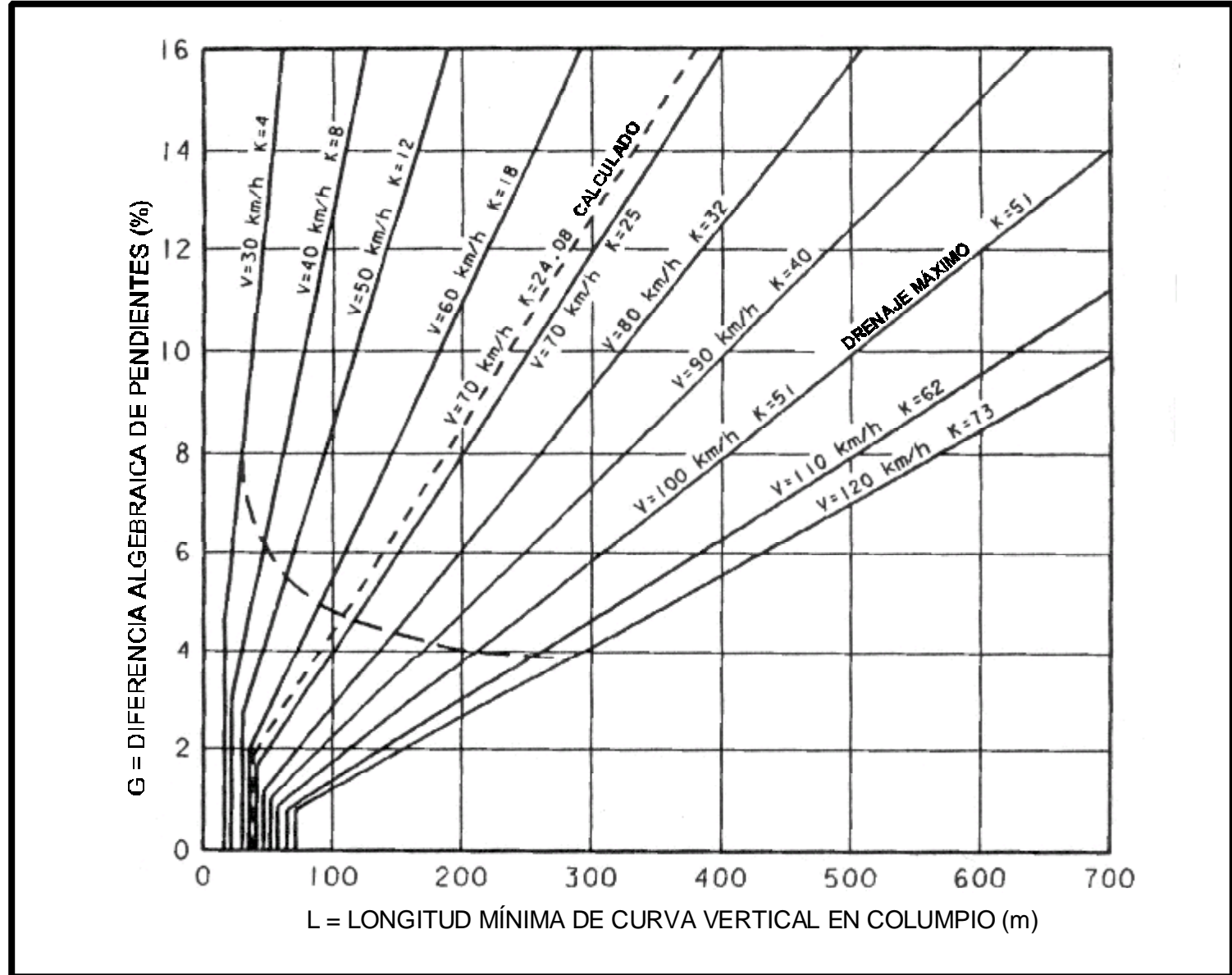


FIG. 4.21 CONTROLES DE DISEÑO DE CURVAS EN COLUMPIO - RANGO SUPERIOR



Cuadro 4.22

Controles de Diseño de Curvas Verticales en Columpio basados en la Distancia de Visibilidad de Parada, DVP

Velocidad de diseño Km/h	Rango de velocidad de marcha Km/h	Coeficiente de fricción	Valores DVP (m)		Factor K de diseño *
			Menores	Mayores	
30	30-30	0.40	30	30	4-4
40	40-40	0.38	45	45	8-8
50	47-50	0.35	60	65	11-12
60	55-60	0.33	75	85	15-18
70	63-70	0.31	95	110	20-25
80	70-80	0.30	115	140	25-32
90	77-90	0.30	130	170	30-40
100	85-100	0.29	160	205	37-51
110	91-110	0.28	180	245	43-62

* Cifras redondeadas

- Los alineamientos ondulados, que involucran longitudes sustanciales de pendientes que generan momentum, pueden ser indeseables en el caso de vehículos pesados que pueden incrementar excesivamente su velocidad, sobre todo cuando una pendiente positiva adelante no contribuye a la moderación de dicha velocidad.
- Hay que evitar el "efecto de montaña rusa", que ocurre en alineamientos relativamente rectos, donde el perfil longitudinal de la rasante se ajusta a las suaves irregularidades de un terreno ligeramente ondulado.

4.6.3 Carriles de Ascenso

La justificación para la construcción de un carril de ascenso en una carretera de dos carriles, debe basarse en los tres criterios siguientes:

- a. El tránsito ascendente debe ser mayor de 200 vehículos por hora: este se determina multiplicando el proyectado volumen de diseño por el factor de distribución direccional para el tránsito ascendente y dividiendo el resultado por el factor de hora pico.
- b. El tránsito ascendente de camiones debe ser mayor de 20 vehículos por hora: la cifra anterior se multiplica por el porcentaje de camiones en el sentido ascendente del tránsito.
- c. Debe además concurrir una de las siguientes causales:
 - Se espera que la velocidad de un camión pesado se reduzca por lo menos en 15 kilómetros por hora.

- En la pendiente se opera al nivel de servicio E o F, o sea a plena capacidad o cercana a ella.
- Se experimenta una reducción de dos o más niveles de servicio, cuando el tránsito se mueve del acceso a la sección en pendiente.

Una carretera provista de un carril de ascenso no debe verse como una carretera de tres carriles, como a veces se piensa equivocadamente. El carril del extremo derecho o de ascenso es para uso exclusivo en el ascenso de los vehículos pesados y de circulación más lenta, quedando el carril central únicamente para las maniobras de adelantamiento y el movimiento del tránsito liviano, que en virtud de su mayor relación potencia/peso puede desplegar mayores velocidades durante las operaciones con pendiente longitudinal positiva. Un tercer carril para uso de los vehículos pesados es, en todo caso, funcionalmente preferible a la adición de un carril para que por ambos circulen vehículos de todo tipo durante el ascenso.

Los carriles de ascenso se diseñan de manera separada para cada sentido, de manera que resulta posible que bajo determinadas circunstancias de las condiciones del terreno, existan traslapes en los carriles de ascenso de cada lado, como en el caso de una curva vertical con fuertes pendientes en cresta, presentando la imagen de una carretera de cuatro carriles no divididos.

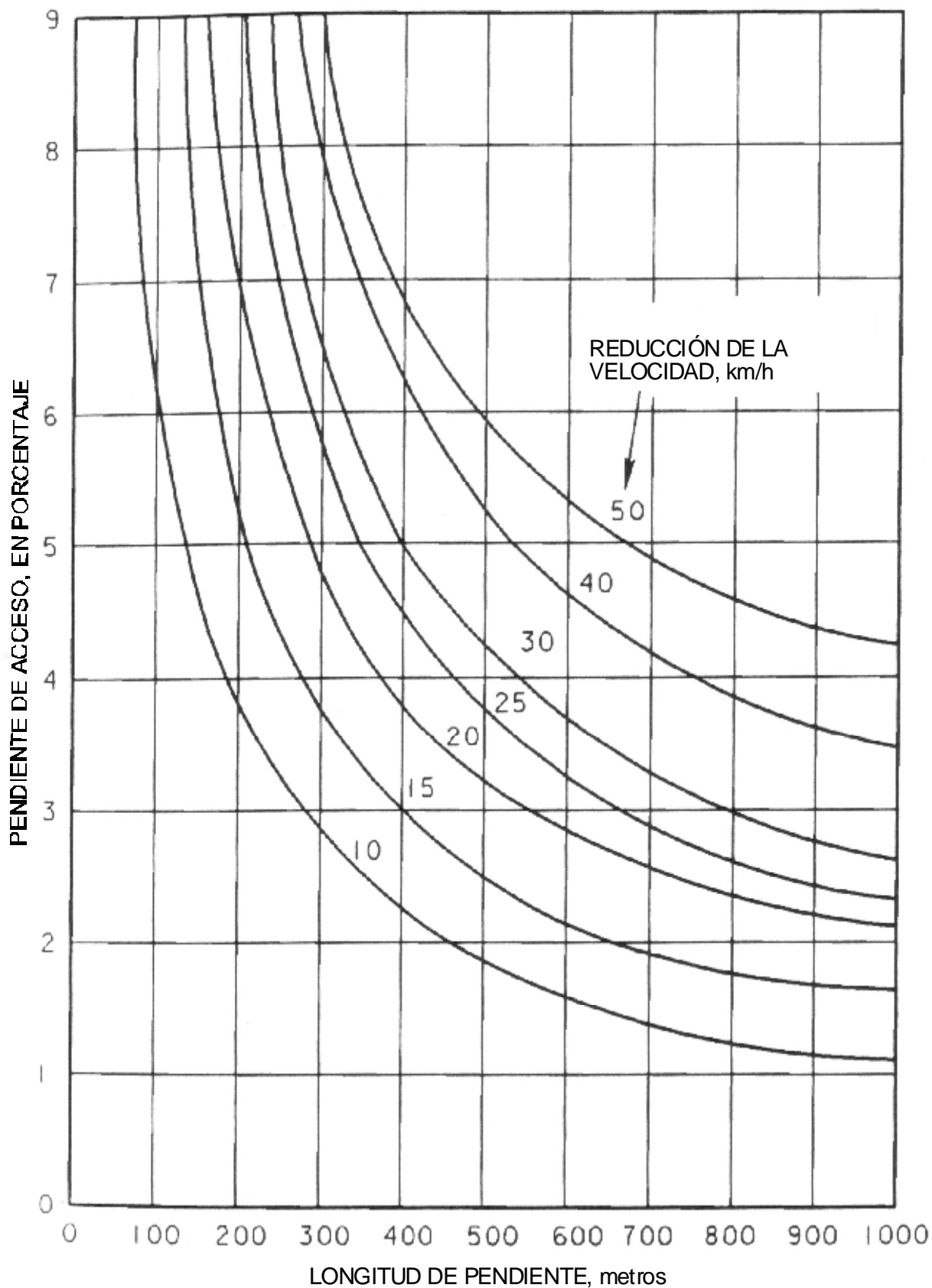
La longitud crítica de una pendiente para reducir la velocidad de un camión en 15 kilómetros por hora, puede deducirse de los datos de la figura adjunta, válida para un camión pesado de 180 kg/KW que ingresa a la pendiente a 90 kilómetros por hora. Ver fig. 4.22. Esta evaluación debe realizarse primero, examinando esta familia de curvas, ya que usualmente confirma la necesidad de la construcción de un carril de ascenso.

Si la restricción de la velocidad es inferior a los 15 kilómetros por hora, o sea que la longitud de pendiente no es crítica, debe determinarse si en la pendiente se está operando al nivel de servicio E o F. Esto se hace calculando el volumen de servicio para el nivel D y comparándolo con la tasa de flujo actual de tránsito en la pendiente. Este último se determina dividiendo el volumen de tránsito por el factor de hora pico. Si el flujo actual no supera el volumen de servicio al nivel D, no se justifica la construcción del carril de ascenso.

El punto donde debe añadirse un carril de ascenso depende tanto de la velocidad de los camiones en la pendiente como de las restricciones que puedan existir a las distancias de visibilidad. Donde no existan restricciones de este tipo, el carril de ascenso puede construirse un tanto más adelante del inicio de la pendiente.

El carril de ascenso debe tener una transición al inicio de 25 a 1, pero no menor de 50 metros. El carril debe extenderse 30, 60 o 90 metros después de la cresta, más una longitud de transición en la relación de 50 a 1, pero que no debe ser menor de 60 metros.

FIG. 4.22 LONGITUD CRÍTICA DE PENDIENTE PARA DISEÑO, PARA UN CAMIÓN PESADO DE 180 Kg/kW, a VEL. DE 90 km/h



El carril de ascenso debe tener el ancho normal del carril de paso y construirse de forma que pueda ser reconocido de inmediato como un carril especial. La sección de los dos carriles de la carretera debe tener marcada la línea central continua, que indica la prohibición de las maniobras de adelantamiento.

4.7 Derecho de Vía

El derecho de vía es la franja de terreno que adquiere el dueño de una carretera, normalmente el Estado, para la construcción de la misma, incluyendo dentro de sus límites el diseño bien balanceado de la(s) calzada(s) con sus carriles proyectados, los hombros interiores y exteriores, las medianas y todos los demás elementos que conforman normalmente la sección transversal típica de este tipo de instalaciones, conforme su clasificación funcional.

No obstante la conveniencia de contar con una franja de terreno de ancho uniforme para cada tipo de carretera, en la práctica dicha franja es variable y determinada ad-hoc en función de cada proyecto en particular. Lo cierto es que se requieren ampliaciones cuando el pie de los taludes excede los límites normales de la franja de terreno, cuando se desea diseñar para mayores distancias de visibilidad, cuando se aplican determinadas exigencias para aislar el ruido y otros contaminantes ambientales y, finalmente, en las intersecciones con otras carreteras que de por sí pueden plantear exigencias considerables de espacio físico, como en el caso de la construcción de intercambios o distribuidores de tránsito, que ocupan una o varias hectáreas según el diseño geométrico que se seleccione.

La determinación del ancho del derecho de vía de una carretera conlleva, por consiguiente, la determinación del ancho óptimo de los componentes de la sección transversal típica que, para el término del período de diseño de alrededor de veinte años, se requiere acomodar con la amplitud necesaria y suficiente dentro de la franja de terreno adquirida para la obra vial y sus detalles conexos. Esta es la opción para determinar el ancho de derecho de vía que podría calificarse como mínima, por corresponder a soluciones desarrolladas en condiciones restrictivas, como sucedería en zonas urbanas y suburbanas donde el valor del suelo es elevado, como también es elevado el costo de las propiedades colindantes que se precisa expropiar. En casos extremos de esa naturaleza, se llega en ocasiones a sacrificar el diseño y optar por soluciones de dimensiones restringidas a un mínimo funcional y de sentido práctico, donde lo primero que se limita son los anchos de hombros y las dimensiones de la mediana o franja divisoria central.

Pensando quizá en probables ampliaciones a futuro o como factor de seguridad ante desarrollos imprevistos, se ha optado en muchos casos por generosas provisiones de derecho de vía, sobre todo donde el valor del suelo es bajo o alcanza niveles razonables, pero se combina con un sensible potencial de la zona

de influencia de la carretera para el desarrollo a largo plazo, en magnitudes que en un momento dado parecen incalculables. Estas disponibilidades adicionales, propias de la opción ampliada - por oposición a la opción mínima, arriba citada - , se convierten al inicio en efectivas aportaciones al ornato, para más adelante contribuir a la solución de problemas de circulación que se vuelven agudos cuando prevalece la estrechez en el espacio disponible. En este sentido, una mediana de gran amplitud puede constituir una reserva para futuros carriles, así como igualmente podrán utilizarse para el mismo propósito las franjas laterales, previstas inicialmente para separar de la pista principal, las calles marginales o laterales, aunque se prefiera la primera opción sobre la segunda.

No se desconoce, sin embargo, el peligro que entraña en Centroamérica la ocupación o invasión de los derechos de vía que permanecen sin utilización durante largos años, pues a mayor tiempo de ocupación se torna más difícil el desalojo. cuando se desea más tarde continuar con la fase de ampliación planificada o prevista. La única alternativa para enfrentar este problema, es la continua vigilancia de las autoridades responsables del mantenimiento de las carreteras, que deben estar dispuestas a actuar en el marco de lo que la ley y el derecho les señalan.

En la planificación del desarrollo vial, es usual que en los planes maestros de desarrollo urbano de las ciudades, áreas y regiones metropolitanas principales de Centroamérica, se proyecten los derechos de vía del sistema de circulación, con una visión sistémica de las necesidades de movilidad de las personas en el medio urbano y suburbano, que asume una clasificación funcional de los diferentes componentes del sistema, supuestos a complementarse unos con otros. La visión de la ciudad que concibe el planificador urbano y su equipo es la que recoge la propuesta, misma que deber ser revisada a períodos regulares para confirmar las hipótesis de trabajo o introducirle los ajustes pertinentes. Visión de futuro es la que condujo a la ciudad de Guatemala a construir desde principios del siglo pasado el paseo de la Reforma, por ejemplo, concebido para el movimiento de carruajes, el paseo a caballo y a pié, paseo que hoy mismo ha sido transformado, sin perder aún parte de su belleza y colorido, para el movimiento masivo del tránsito por las pistas centrales de tres carriles y por las pistas laterales, estas últimas de ancho suficiente para concentrar con preferencia el movimiento del transporte colectivo en autobuses.

En lo relativo a las carreteras rurales, es usual que los países de la región establezcan a priori, mediante disposiciones legales a veces de vieja data, los anchos de que debe disponer el derecho de vía de las diferentes carreteras, haciendo abstracción del obligado ejercicio de análisis de oferta-demanda que precede a todo nuevo diseño o mejoramiento.

Bastante ilustrativo es el caso de la Ley de Derecho de Vía de Nicaragua, Decreto No. 46 de 10 de septiembre de 1956¹⁸, que clasifica a las carreteras en internacionales, interoceánicas, interdepartamentales y vecinales, reservando para las dos primeras categorías un ancho de derecho de vía de 40 metros y limitando a 20 metros el ancho de la franja correspondiente a los carreteras interdepartamentales y vecinales. Sorprendentemente y por reformas introducidas en el Decreto No. 956 del 18 de junio de 1964¹⁹, se dispuso reducir a 20 metros - en lugar de 40 metros - el derecho de vía de la carretera internacional conocida como Interamericana, el tramo comprendido entre Tipitapa y Nandaime, pasando por Managua, justamente donde ahora los elevados volúmenes de tránsito y sus expectativas de crecimiento a mediano y largo plazo, apuntan a exigencias mucho mayores de 40 metros para el ancho de la franja de derecho de vía requerida²⁰.

A manera de ilustración, cabe destacar que para carreteras de la clase A, con volúmenes de diseño de más de 12,000 vpd, el ancho mínimo del derecho de vía en Costa Rica se sitúa en los 60 metros. Cuando los volúmenes de tránsito están comprendidos entre 6,000 y 12,000 vpd, se recomienda la adquisición de una franja de terreno entre 30 y 60 metros de ancho para las condiciones mínimas y recomendables, en tanto que para volúmenes de 2,000 a 6,000 vpd el rango correspondiente oscila entre 30 y 50 metros. Para volúmenes mayores de 400 vpd y menores de 2,000 vpd, la franja de derecho de vía se ubica entre los 25 y los 40 metros de ancho.

La provisión de derecho de vía para las carreteras es considerablemente más holgada en Honduras, donde las carreteras denominadas especiales, previstas para atender más de 3,000 vehículos promedio por día, disponen de un ancho de 60 metros, disminuyendo dicha disponibilidad hasta 50 y 30 metros según que los volúmenes de diseño sean mayores de 1,000 y 500 vehículos por día promedio, respectivamente.

De las ilustraciones anteriores se puede apreciar que el ancho de la franja del derecho de vía en Centroamérica varía desde un límite inferior de 20 metros, hasta un máximo de 60 metros, excluyendo desde luego de ese tratamiento por sus particulares requisitos, a las autopistas de todo tipo.

Para las carreteras colectoras, ubicadas en el rango inferior de la clasificación funcional de la red de carreteras regionales, **se considera suficiente disponer de un derecho de vía de 20.0 metros de ancho, que puede ampliarse hasta 30.0 metros de ancho para disponer de una solución más holgada.** Esta franja deberá ampliarse según se requiera para acomodarse a requerimientos especiales

¹⁸ Publicado en el diario oficial La Gaceta, del 29 de septiembre de 1956.

¹⁹ Publicación oficial del 22 de junio de 1964.

²⁰ Como una anotación al margen, vale destacar que la Ley de Derecho de Vía de Nicaragua apunta en su Arto. 7 que "dentro del derecho de vía de la carretera queda prohibida la colocación de toda clase de avisos comerciales, de propaganda o de cualquier índole", exceptuando lógicamente de estas restricciones los avisos y demás señales que regulan el tránsito.

del diseño o para facilitar el diseño de las intersecciones con otras vías de similares o mayores exigencias. Las carreteras colectoras están provistas de una calzada de dos carriles, que drenan hacia los lados a partir de la línea central, excepto cuando debido a la sobreelevación requerida por el alineamiento en curva, deben drenar hacia un solo lado. A los 6.6 o 7.2 metros del ancho recomendado de la calzada, se suman hombros que varían de 1.2 a 1.5 metros, para un ancho de corona que varía de 7.8 metros hasta 8.7 metros. Dentro de los 20.0 metros del derecho de vía de las carreteras colectoras hay ancho suficiente, en el caso de terrenos planos o ligeramente ondulados, para el drenaje longitudinal, la instalación de dispositivos para el control del tránsito, la construcción de instalaciones de servicio público y, de manera especial, para proveer taludes suaves que sirvan como zona despejada para facilitar la maniobra de recuperación de los vehículos fuera de curso. A mayor altura del corte o profundidad del terraplén, menor será la disponibilidad de área para operar como zona despejada. La figura 4.23 adjunta muestra la sección típica que se logra inscribir dentro del derecho de vía recomendado.

Para las carreteras troncales del sistema regional, el ancho recomendable del derecho de vía se incrementa hasta los 40.0 metros, con un óptimo recomendable por exceso de 50.0 metros. Con una mediana que puede alcanzar de 6 a 10 metros, según se trate de la alternativa rural o suburbana, pero que será suficiente para la construcción de carriles de giro a izquierda o la realización de maniobras de retorno, habrá dentro de la franja de terreno disponible, espacio suficiente para la construcción de dos calzadas paralelas de 7.2 metros de ancho cada una, con dos carriles por sentido, hombros exteriores de 2.5 metros de ancho y hombros interiores de 1.5 metros, quedando espacio suficiente para acomodar una zona despejada de suficiente amplitud para la recuperación de vehículos extraviados, además de servir las otras funciones mencionadas al final del párrafo inmediato anterior. Cabe observar que en una eventual necesidad de mayor capacidad para esta sección típica, que muestra la figura 4.24, puede ampliarse la calzada de dos a tres carriles, sacrificando parte de la mediana de 10.0 metros de ancho, que quedaría reducida a 2.8 metros o construyendo los carriles adicionales del lado exterior de cada calzada, para dejar en su función la mediana reducida de 6.0 metros de ancho.

En algunas soluciones, ha sido conveniente y posible ampliar el derecho de vía para construir calles marginales, particularmente en las áreas suburbanas, donde se prefiere separar el tránsito de paso del tránsito local. Las calles marginales se utilizan para recoger y distribuir el tránsito de y hacia las propiedades colindantes, proporcionar estacionamiento en la vía y servir a las comunidades vecinas, liberando a la vía principal de las alteraciones generadas por el movimiento local. Sin embargo, también se reconoce que algunas veces la calle marginal puede construirse dentro de su propio derecho de vía, afectando la disponibilidad de espacio físico para la arteria principal. Cuando los cruces son separados de nivel de la vía principal y se cuenta además con calles marginales, se tiene en principio

FIG. 4.23 DERECHO DE VÍA Y SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DE UNA CARRETERA COLECTORA

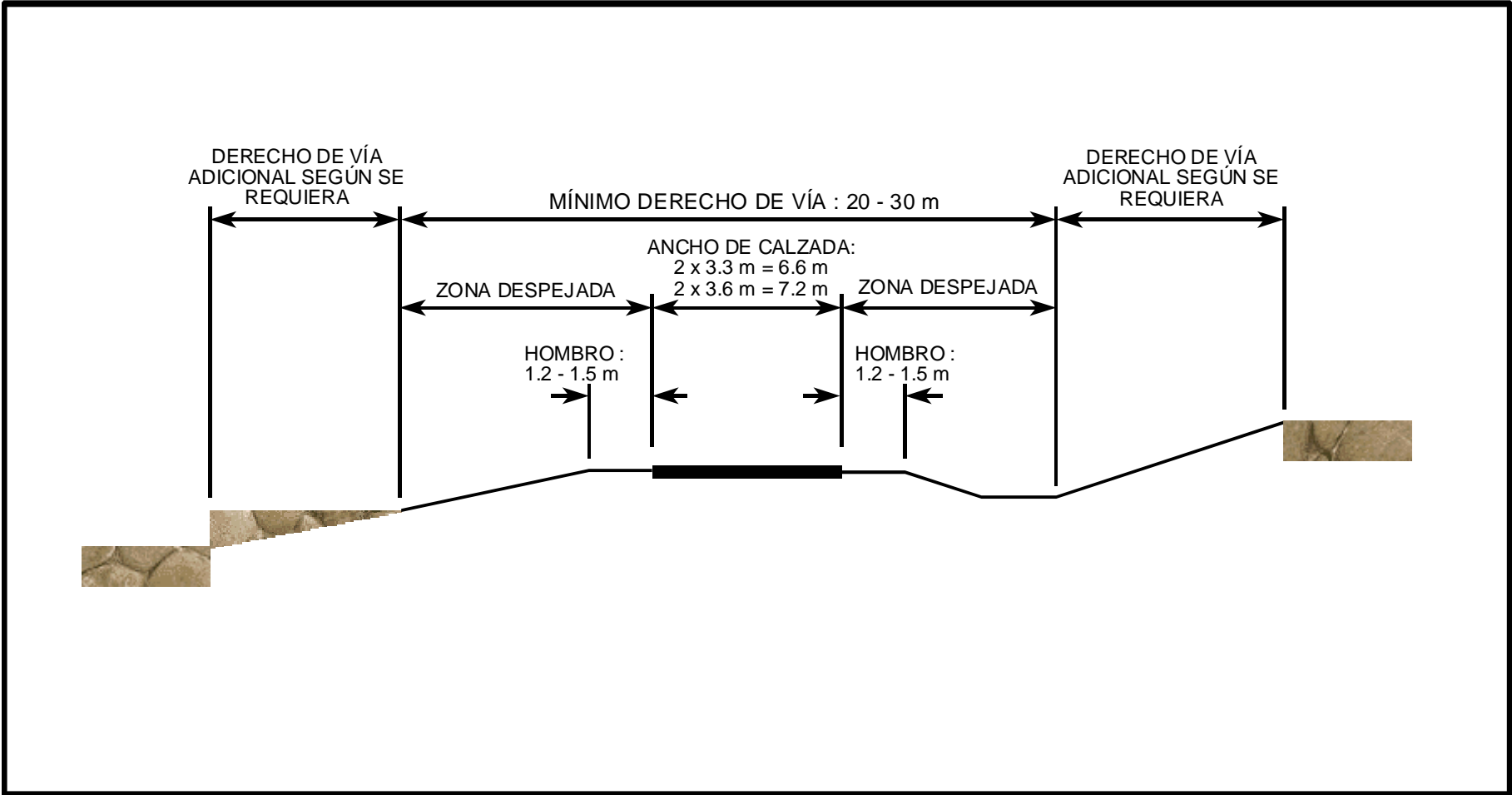
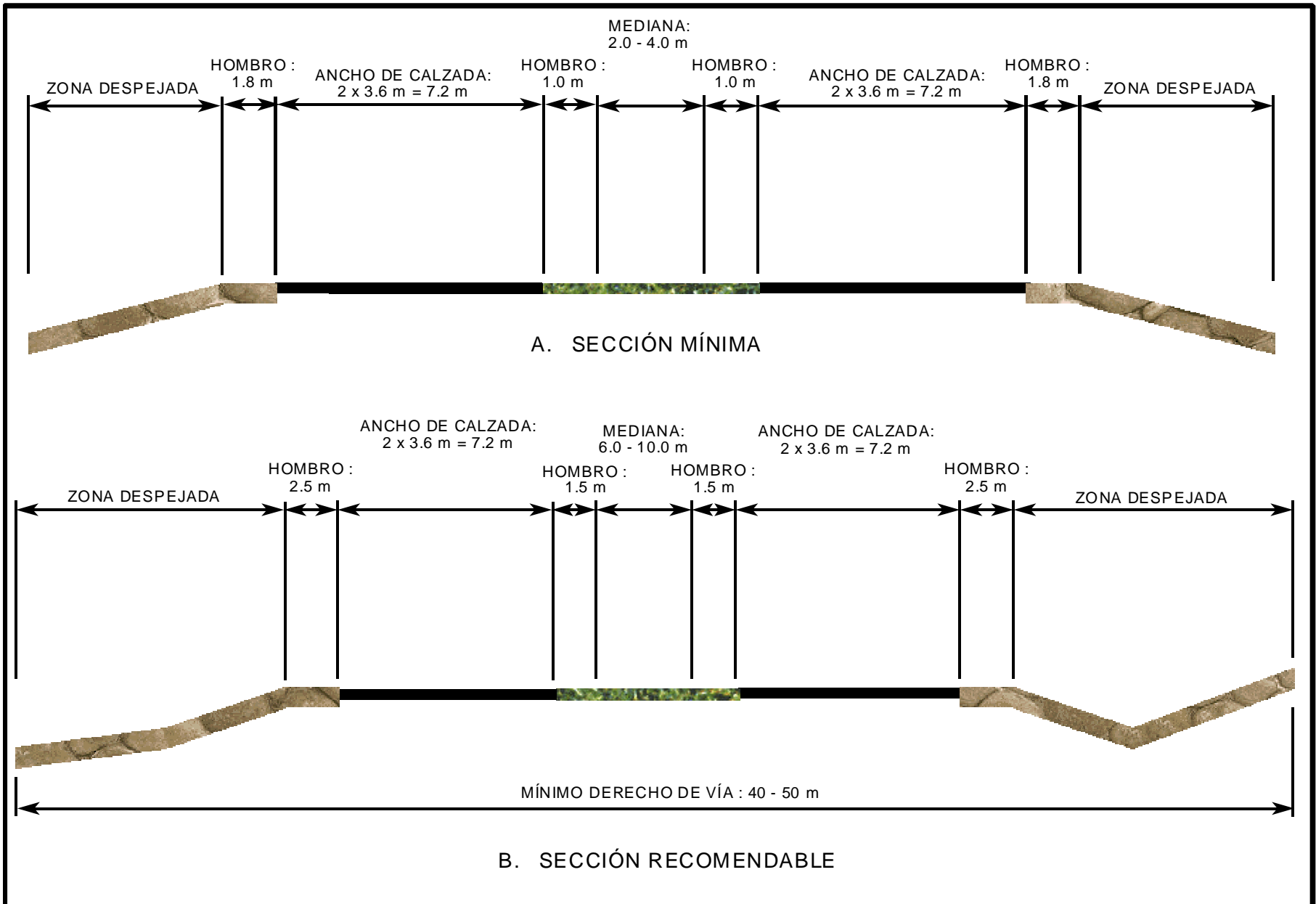


FIG. 4.24 DERECHO DE VÍA Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE UNA CARRETERA TRONCAL



las condiciones para una vía expresa con control parcial en los accesos, o más bien una autopista.

Donde se enfrenten mayores problemas en la adquisición del derecho de vía para la construcción de una carretera troncal, todavía es posible reducir razonablemente las exigencias de diseño y aceptar una franja de 30.0 metros de ancho. La zona despejada se estrecha de forma sensible en esta solución, razón por la cual habrá que hacer consideraciones particulares según lo requiera el diseño del drenaje longitudinal de la vía, que puede tornarse crítico en las áreas suburbanas.

Consultar la parte correspondiente del capítulo 7 sobre autopistas regionales, si se desea conocer el tratamiento otorgado al derecho de vía en este tipo de carreteras de la red regional centroamericana.

4.8 Alumbrado Público de las Vías e Intersecciones

La información estadística disponible, que demuestra que la tasa de accidentes de tránsito durante la conducción nocturna es significativamente mayor y más severa que la ocurrida durante el día, debido a las limitadas condiciones de visibilidad, es una clara demostración de que debe realizarse cualquier esfuerzo posible para mejorar la seguridad mediante el alumbrado público de las calles y las carreteras. Existe un consenso general de que las carreteras rurales no pueden disponer de alumbrado, excepto en secciones críticas como intercambios, intersecciones importantes, túneles y puentes de cierta longitud. En las autopistas, donde no circulan peatones ni existen interferencias por intersecciones a nivel, los requisitos de alumbrado varían en comparación con las arterias urbanas y suburbanas, carentes de controles y con presencia importante de peatones. La utilización del documento de la AASHTO, *An Informational Guide por Roadway Lighting*²¹, puede proporcionar valioso auxilio para la selección de las secciones de autopistas, arterias y calles que deben gozar de alumbrado público, presentando incluso valores guía para el diseño de las instalaciones.

La instalación de luminarias debe montarse a alturas no menores de 9 metros, para reducir el efecto de resplandor. La uniformidad del alumbrado puede mejorar a alturas hasta de 15 metros, aunque montajes hasta alturas de 30 metros con luminarias especiales, cubren extensas áreas tales como intercambios y zonas de descanso.

En las carreteras divididas, el alumbrado normal puede instalarse tanto en la mediana como a la margen derecha. A la derecha, favorece el alumbrado en el carril más utilizado. En la mediana, el costo de instalación es más bajo porque un

²¹ Publicado en Washington, DC, 1984

poste con altura recomendada de 12 a 15 metros, puede llevar luminarias a ambos lados, y favorecer con mejor alumbrado el carril interno de mayor velocidad relativa.

4.9 La Utilización de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito en Centroamérica

Parte integral del diseño de una carretera, que el diseñador debe tener en atenta consideración durante todo el proceso de concepción y desarrollo del proyecto, son las señales, las marcas, los semáforos y demás dispositivos para el control de las operaciones del tránsito. La extensión de la cobertura de estos dispositivos depende de los volúmenes de tránsito, de la clasificación de la carretera y del grado de control exigido para una eficiente y segura operación del movimiento vehicular y peatonal.

Uniformes en su diseño y dimensiones, son de rigor las señales acostumbradas, sean estas reglamentarias, esto es dispuestas a notificar las normas de cumplimiento obligatorio en la circulación del tránsito; de advertencia, para advertir al conductor sobre posibles condiciones adversas en la vía; e informativas, para suministrar información necesarias y dirigir el tránsito por las rutas apropiadas hasta destino seguro.

Mayor atención está cobrando cada vez la necesidad de diseñar sistemas de señales para garantizar el movimiento seguro del tránsito durante la fase de construcción de proyectos, particularmente si no resulta posible la construcción de desvíos para expedir las actividades en la obra. El desarrollo de planes para el control del tránsito se convierte en una actividad esencial del contratista, tan esencial como la ejecución de las obras mismas. La presencia de obstáculos y desvíos parciales debe ser advertida con antelación en forma repetida, conduciendo con señales apropiadas a los conductores por los lugares autorizados de paso, sin mayores dilaciones.

Todos los dispositivos de control del tránsito deben diseñarse y colocarse de conformidad con la normativa legalmente vigente en la región centroamericana. La falta de actualización del Convenio sobre Señales Viales Uniformes, suscrito en Tegucigalpa, Honduras, el 10 de junio de 1958, y ratificado por los cinco países del área, hace imperativo la aprobación de normas de mayor actualidad, so pena de que por la vía de hecho se estén utilizando otros manuales²², que en nada contribuyen a la uniformidad que aspira la región centroamericana en esa materia.

²² Como el Manual Interamericano de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras, aprobado en el XXI Congreso Panamericano de Carreteras, en Montevideo, Uruguay, en mayo de 1991, en el cual se basa la propuesta elaborada en 1996 por unos consultores para SECOPT de Honduras.

4.10 Propaganda a lo Largo de las Carreteras e Intersecciones

Como norma general, bajo ninguna circunstancia debe permitirse que dentro del derecho de vía de una carretera, sean colocados anuncios publicitarios de carácter comercial o de otra índole, que no corresponda a la información que debe llegar, en forma clara y expedita, al conductor en la forma de señales verticales, marcas en el pavimento y dispositivos aprobados para el control del tránsito. Las leyes de tránsito y de derecho de vía deben dejar expresamente asentada esta prohibición.

Inevitable es que fuera de los linderos del derecho de vía se contamine la visión del paisaje circundante, con bosques de anuncios comerciales de todo tipo, entre los cuales no es posible distinguir aquellos que llenan una función informativa positiva para los usuarios, como la localización de hoteles y centros de servicio, de aquellos otros que promueven con gran despliegue el consumo de bebidas, cigarrillos, marcas determinadas de alimentos y productos varios.

Capítulo 5

LAS INTERSECCIONES A NIVEL DE LAS CARRETERAS

5.1 Criterios de Selección y Diseño de las Intersecciones

Conviene hacer de inicio algunas consideraciones básicas de alcance general, sobre el diseño de las intersecciones de las carreteras:

- El diseño de las intersecciones de una carretera debe corresponder en un todo a su función, responder así a las necesidades de los vehículos automotores que se interceptan o mezclan en dicha área de encuentro.
- La seguridad en las intersecciones, depende en gran medida de su percepción por los usuarios, de la facilidad con que la geometría y el funcionamiento de la misma es percibida desde lejos y en sus proximidades, y comprendida por automovilistas y peatones. En este sentido, resulta interesante el mantenimiento de una cierta homogeneidad en el diseño de las intersecciones a lo largo de una carretera. Asimismo, debe tenerse en mente el propósito de que el cruce y sus aproximaciones constituyan un conjunto coherente.
- Debe resaltarse el diseño y construcción de aquellas intersecciones que marcan el cambio entre dos tramos diferentes. Concretamente, la primera intersección de una carretera o segmento de la misma tiene una importancia decisiva para el comportamiento de los conductores en el conjunto de la instalación vial. En dicha intersección deben manifestarse las nuevas funciones de la vía, la velocidad que se pretende garantizar, su capacidad y la transición entre los dos regímenes de circulación.
- En las intersecciones a nivel, puede ser útil el empleo de materiales especiales en la superficie de rodamiento, que sean visibles día y noche y que demarquen el espacio del cruce.
- La velocidad de circulación en la intersección y su entorno debe reflejarse en su geometría y ser complementada por una señalización clara y concisa.
- Adquiere importancia decisiva en las intersecciones la información sobre destinos, por lo que un efectivo señalamiento de tipo informativo resulta imperativo para facilitar la oportuna toma de decisiones de parte de los usuarios.
- Desde el punto de vista de la geometría del diseño geométrico, deben establecerse con cierta exactitud los radios de giro, en función del vehículo de

diseño, y proyectarse en forma consecuente las islas y contornos de la intersección.

5.2 Conceptos Generales de una Intersección¹

Se denomina **intersección** el área donde dos o más carreteras se intersectan, ya sea uniéndose o simplemente cruzándose. A cada vía que sale o llega a una intersección se le puede identificar como ramal o acceso de la intersección. A los elementos que unen las distintas ramas de una intersección se les conoce como enlaces, que adquieren el nombre de rampas cuando unen dos vías a diferentes niveles.

Dentro del área de una intersección, se realizan maniobras de **divergencia o separación, convergencia o integración y cruce, a las cuales se deben añadir las maniobras de entrecruzamiento**. Todas estas maniobras son fuente de conflictos, no sólo para el conductor que realiza la maniobra misma, sino que puede abarcar también a otros vehículos que se aproximan a la zona de conflicto, en la cual los conductores involucrados en el propio uso de la intersección, pueden causar trastornos o problemas a los demás conductores que operan hacia delante o hacia atrás de la intersección.

La **divergencia o separación** es la maniobra más sencilla y, por lo tanto, la menos conflictiva de las que se realizan en una intersección. El área de conflicto comienza en el punto donde se reduce la velocidad del vehículo que se separa de la corriente, afectando al vehículo que va detrás de él a distancia prudencial, hasta que completa la maniobra.

La **convergencia o integración** no puede realizarse a voluntad del conductor, 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. El área de conflicto se extiende hasta donde el vehículo que converge alcanza la velocidad de la corriente del tránsito en dicho carril.

El área de conflicto del **cruce** ocurre a una distancia del área de posible colisión hacia atrás, tanto del vehículo que cruza como de los vehículos que facilitan dicho cruce en la intersección.

Bajo la denominación de **entrecruzamiento** se identifica el cruce de dos corrientes de tránsito que circulan en un mismo sentido y se efectúa mediante sucesivas maniobras de convergencia y separación. La zona de entrecruzamiento la constituye un camino de un sentido de circulación, cuya longitud y ancho determina la posibilidad de que en forma segura se realicen las maniobras de convergencia en un extremo y de divergencia en el extremo opuesto.

¹ Ver Secretaría de Obras Públicas de México, "*Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras*", 1976

En las zonas de entrecruzamiento las operaciones deben realizarse a una baja velocidad relativa, para obtener mayor seguridad con un mínimo de demora para los usuarios. La longitud de la zona de entrecruzamiento determina el tiempo de maniobra disponible para los usuarios de la instalación, como sucede típicamente en las rotondas. De hecho, un cruce directo de dos carreteras se puede transformar mediante el diseño en una zona de entrecruzamiento.

El proyecto de una intersección se inicia desde el estudio de **las áreas de maniobra**, que incluye el área potencial de colisión o conflicto y la parte de los accesos desde la cual se ve afectada la operación de los vehículos. Las áreas de maniobras pueden ser simples, múltiples y compuestas. Es simple cuando dos vías de un solo sentido de circulación y un solo carril se cruzan, convergen y divergen. Es múltiple cuando se presentan las mismas condiciones de circulación unidireccional, pero concurren más de dos carreteras o arterias en la intersección. Es compuesta, cuando las maniobras se efectúan en más de un solo carril de circulación.

Las áreas de maniobras múltiples deben evitarse hasta donde ello sea posible. Para una buena operación del tránsito es fundamental que los conductores afronten un solo conflicto cada vez. Debe haber suficiente separación en tiempo o en espacio, entre dos áreas de maniobras sucesivas, para brindar las condiciones necesarias para que los conductores ajusten sus velocidades y trayectorias a las condiciones de cada conflicto potencial.

5.3 Elección y Clasificación del Tipo de Intersecciones a Utilizar

5.3.1 Elección del Tipo de Intersección

La elección del tipo de intersección es clave en el diseño de las carreteras, ya que éstas condicionan ampliamente la capacidad de la red, la seguridad de su funcionamiento y la integración de la carretera en el medio en que se localiza.

La elección del tipo de intersección depende de varios factores, entre los que se mencionan:

- ◆ Características geométrica de las vías que se intersectan y del tránsito que las utiliza, así como el número e importancia jerárquica de las carreteras que convergen en el sitio. Los volúmenes y la clasificación del tránsito, las proporciones de giros a la izquierda, a la derecha y cruces directos. También se dará importancia al movimiento peatonal, de ciclistas y otros. La regulación del tránsito y la cantidad y tipo de accidentes registrados por intersección, tendrá especial relevancia para la elección del tipo de diseño.

- ◆ Condiciones del sitio: la topografía, la disponibilidad y costo del terreno, las condiciones de visibilidad, las características y exigencias del ambiente y la posibilidad de usar materiales especiales en el pavimento, que sean visibles día y noche para delimitar el espacio del cruce.

5.3.2 Clasificación General

En general se clasifican las intersecciones de la siguiente manera, mencionadas en orden creciente de importancia y complejidad en su diseño:

- Intersecciones convencionales al mismo nivel.
- Intersecciones canalizadas.
- Intersecciones controladas por semáforos.
- Rotondas ó intersecciones giratorias.
- Intersecciones a distinto nivel e intercambios: el capítulo 6 aborda este tema en forma amplia.

a. Las Intersecciones Convencionales y Canalizadas. Las intersecciones convencionales a nivel han sido el tipo más común de diseño de cruces de carreteras en el pasado. Hoy día, continúan siendo el tipo de intersección más común en áreas urbanas, suburbanas y rurales de Centroamérica, siendo sin embargo sustituidas de manera gradual y quizá un poco lenta, por otros tipos de intersecciones más complejas, cuando los volúmenes de tránsito o los porcentajes de giros en las intersecciones aumentan, justificando las modificaciones.

Las intersecciones convencionales a nivel, sin ningún sistema de prioridad, no son, en general, recomendables en carreteras. Las intersecciones a nivel con prioridad asignada a una de las corrientes de paso, comienzan a ser peligrosas cuando el volumen de tránsito y su distribución sobre la carretera principal dificulta el acceso a los vehículos de la vía secundaria, forzando a los conductores de estos a utilizar intervalos críticos, cada vez más reducidos para introducirse en la intersección, con el consiguiente aumento del riesgo de colisión. Por similares motivos, los cruces a nivel convencionales resultan no aconsejables en vías de tránsito rápido.

Por ello numerosas guías y recomendaciones limitan la utilidad de las intersecciones a nivel, canalizadas o no, a volúmenes reducidos de tránsito y definen su campo de utilización a aquellos casos en que no son necesarios el resto de los tipos de intersecciones.

Concretamente, las intersecciones convencionales a nivel pueden justificarse:

- Cuando los recorridos no tienen un marcado carácter de tránsito a larga distancia.

- Cuando no se trata de un único cruce a nivel, sino de una sucesión de pasos preseñalizados, de diseño similar, que evita el efecto sorpresa.
- Cuando el tránsito es inferior a cierto umbral, que algunas publicaciones establecen en menos de 250 – 350 vehículos por hora para la vía secundaria y 900 vehículos por hora para la principal.
- Cuando el diseño de la señalización es cuidadoso a efectos de legibilidad y comprensión por los conductores.

Por otra parte, se recomienda la disposición de islas canalizadoras sobre la vía secundaria y la creación de una vía especial para los giros a la izquierda sobre la principal, para intensidades de tránsito superiores a los 5,000 vehículos promedio por día.

b. Consideraciones sobre las Intersecciones Semaforizadas. Este tipo de intersecciones se ha convertido en la forma de regulación más común de las intersecciones urbanas en todo el mundo, a partir de ciertos volúmenes de tránsito.

Las intersecciones semaforizadas presentan las siguientes ventajas:

- ◆ Proporcionan unas reglas simples y universales para el paso de vehículos.
- ◆ Pueden adaptarse a través de modificaciones del ciclo y fases de los semáforos a distintas condiciones de tránsito.
- ◆ Facilitan el paso de peatones, otorgándoles tiempo propio dentro del ciclo usual de los semáforos.
- ◆ Su ocupación de superficie es mínima, donde usualmente el valor del terreno es alto y grandes las limitaciones para su adquisición.
- ◆ Permiten la coordinación de los recorridos principales mediante la coordinación de los semáforos en cascada, para mayor efectividad de la circulación del tránsito.
- ◆ Se integran bien en la textura urbana.

Sus desventajas más claras son:

- ◆ Aumentan los tiempos inútiles de espera donde se presentan condiciones de escasa o nula circulación durante prolongados períodos.

- ◆ Requieren un mantenimiento continuo y complejo si forman parte de una red centralmente operada por computadoras, como sucede en el entramado de las vías de ciertas áreas urbanas.
- ◆ Su complejidad aumenta notablemente si se trata de asegurar todos los movimientos en la intersección y, en concreto, los giros a la izquierda. Estos últimos entran en conflictos con los pasos de peatones.
- ◆ No permiten el cambio de sentido.

En este contexto y de acuerdo a la experiencia internacional, las intersecciones operadas con semáforos parecen adecuadas:

- ⇒ Cuando la visibilidad es insuficiente o se plantean problemas de peligro para los peatones, por dificultades de comprensión de la intersección.
- ⇒ Cuando existe una afluencia peatonal importante (superior a los 100 peatones por hora, para un tránsito rodado de 100 vehículos por hora, o de 250 peatones por hora para un tránsito de 600 vehículos por hora) o una fuente focal de peatones importante (escuelas, hospitales, centros comerciales, etc).
- ⇒ A partir de ciertos umbrales de tránsito en las vías confluyentes, que pueden establecerse en mínimos en torno a los 350 vehículos por hora en cada una.
- ⇒ Cuando se pretenda regular el régimen y la velocidad de la circulación, con objeto de reducir su impacto en el entorno. En esos casos, la instalación de una onda verde semaforizada (semáforos operados en cascada, en intersecciones sucesivas) es, probablemente, el método más eficaz.

En cuanto al establecimiento coordinado de intersecciones semaforizadas o la semaforización de existentes, conviene hacer algunas consideraciones:

- ◆ Como norma general, para que un semáforo sea respetado por los automovilistas, debe responder a una verdadera necesidad que sea claramente perceptible. La tendencia a no respetar los semáforos se agudiza cuando los conductores comprueban (día a día, en las carreteras suburbanas) que son escasas las personas o vehículos que atraviesan la intersección.
- ◆ Los semáforos situados sobre una carretera deben ser plenamente visibles desde las aproximaciones, debiendo despejarse de obstáculos el campo de visión del conductor o situarse sobre los carriles colgados de estructuras en forma de pértiga o cables cruzados de lado a lado. El accidente típico de un semáforo de carretera es el choque por detrás, debido en muchos casos a una mala visibilidad de las luces.

- ◆ Los semáforos deben situarse en un medio verdaderamente urbano para ser congruentes con el entorno y ser respetados. Los conductores no están acostumbrados a semáforos en medios rurales y, por tanto, reaccionarán con sorpresa ante su presencia.
- ◆ En el diseño de travesías controladas por semáforos, deben evitarse velocidades elevadas de sincronización (más de 60 km/h) y fases verdes demasiado largas. La duración del ámbar debe adaptarse a la velocidad de aproximación.
- ◆ Las intersecciones semaforizadas son compatibles con las diferencias de trazado horizontal de uno o dos ejes confluyentes y con diseños y funcionamientos giratorios.
- ◆ Cuando se proyectan intersecciones operadas con semáforos sobre un trayecto suburbano, debe estudiarse la supresión de algunos movimientos en algunas de ellas, en particular los giros a la izquierda, para simplificar su funcionamiento. Dichos movimientos pueden concentrarse en otras intersecciones que ofrezcan mejores condiciones de espacio o circulación.
- ◆ En general, se desaconseja la utilización de semáforos intermitentes nocturnos en carreteras.

c. El Proceso de Selección del Diseño. Para seleccionar el tipo de intersección, existen aspectos generales a considerar, donde el proceso de estudio podría incorporar las siguientes fases:

- ◆ Un estudio del tránsito de vehículos en la intersección, actuales y proyectados, que incluya volúmenes por acceso, movimientos direccionales, distribución horaria y datos en hora pico ó punta y composición del tránsito por tipos de vehículos.
- ◆ Estudios especiales del movimiento peatonal, donde el caso lo justifique.
- ◆ Definición previa de los objetivos de la intersección en relación al funcionamiento de la carretera.
- ◆ Definición de objetivos en relación al entorno, en especial lo relativo a la preservación de lugares con atractivos turísticos y la protección del ambiente local.
- ◆ Estudio de posibles opciones dentro de parámetros de diseño conciliados con su entorno, tomando en cuenta capacidad, nivel de servicio, costos de construcción y mantenimiento. El elemento costo ha sido determinante para que en las carreteras regionales de Centroamérica muchas intersecciones continúen funcionando como simples intersecciones a nivel, cuando los

volúmenes de tránsito y la intensificación de los conflictos son una clara demostración de que hay que utilizar intersecciones canalizadas y, en algunos casos, intersecciones a desnivel o intercambios.

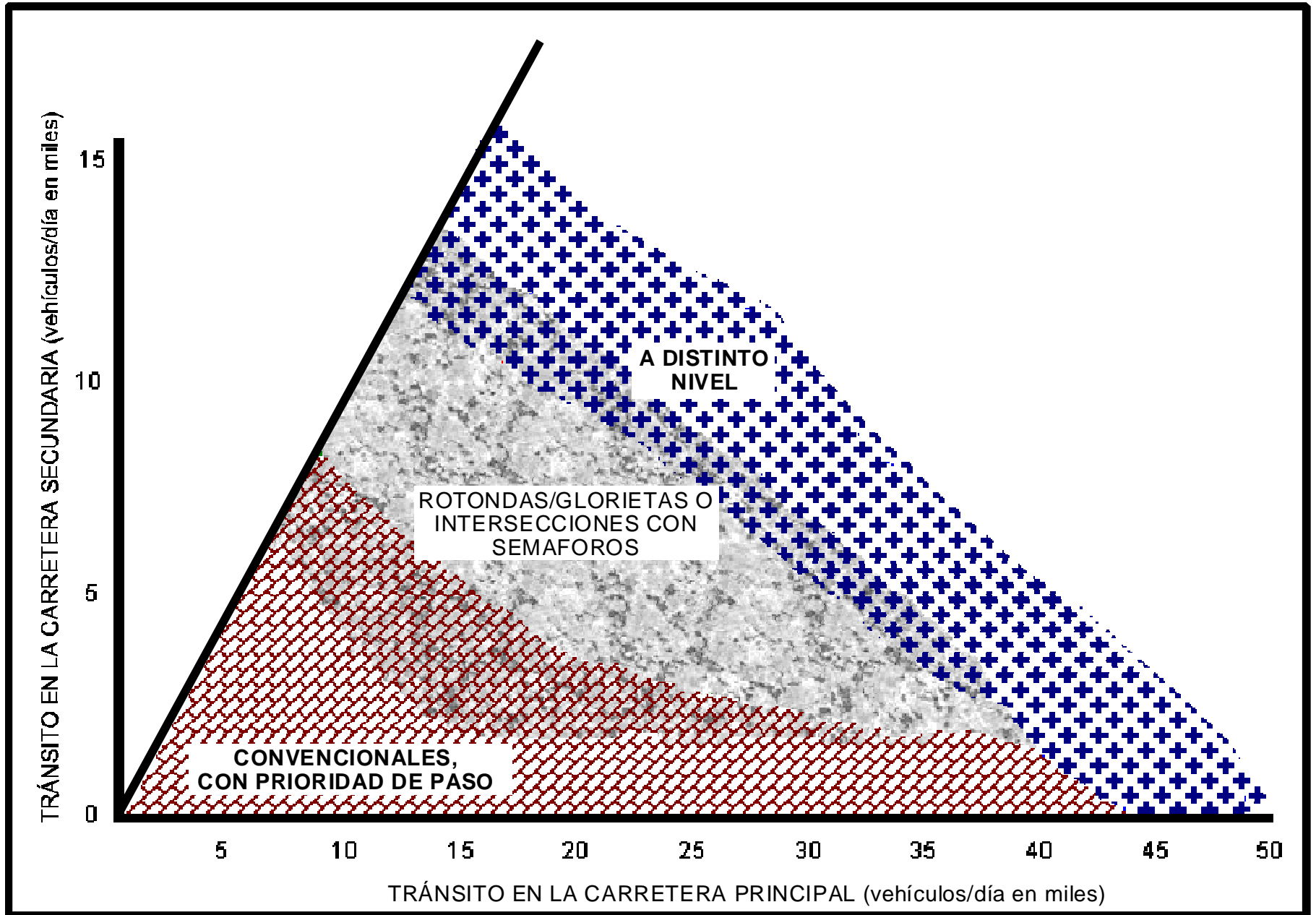
La figura identificada como 5.1 ilustra en forma simplificada una combinación de soluciones posibles de diseño de las intersecciones, en función de los volúmenes de tránsito, tanto en la vía principal como en la vía secundaria que intercepta a la primera.

El diseño de las intersecciones es sensitivo a condiciones variadas de operación del tránsito y sus dimensiones se relacionan directamente con las características operativas que se desean.

Las intersecciones rurales y suburbanas tienen una singular caracterización en aspectos operativos y de seguridad, conforme se describe a continuación:

Relaciones	Intersecciones Rurales	Intersecciones Suburbanas
Operativas	<ul style="list-style-type: none"> • Mantenimiento de alta velocidad en los movimientos de tránsito directo. • Fácil travesía para conductores nuevos en la ruta. • Disposición de movimientos cómodos en los giros. 	<ul style="list-style-type: none"> • Flexibilidad para absorber el crecimiento del tránsito. • Control de accesos a lo largo de las rutas del tránsito mayor. • Mantenimiento de capacidad en las intersecciones principales dotadas de instalaciones semaforizadas.
De seguridad	<ul style="list-style-type: none"> • Mitigación de conflictos en las colas de vehículos, ante maniobras de giro. • Proveer una configuración geométrica adecuada, y distancias de visibilidad apropiadas para la selección y aceptación de espacios o brechas entre vehículos. • Evitar situaciones sorpresivas para los conductores de los vehículos, por elementos de diseño inadecuados en la intersección 	<ul style="list-style-type: none"> • Previsión de ángulos de conflictos por la parte trasera de los vehículos en intersecciones congestionadas. • Localización de problemas relacionados con peatones. • Eliminación o mitigación de los conflictos en los accesos de las vías.

FIG. 5.1 TIPOS DE INTERSECCIONES PARA DIFERENTES VOLÚMENES DE TRÁNSITO



5.4 Tipos de Intersecciones

El número de conflictos que puede enfrentar el tránsito vehicular en una intersección de dos carreteras es considerable, pero se puede modificar dentro de ciertos límites a voluntad del diseñador, como se muestra en la figura 5.2.

En una intersección común de cuatro ramales o accesos y circulación en ambos sentidos, se eleva a 32 el número de puntos de conflicto, reduciéndose dicho número a 8 cuando se presenta la misma condición anterior, pero bajo el control de semáforos que operan en un ciclo normal. El número de conflictos se reduce aún más, a un total de 5, cuando los cuatro accesos operan con un solo carril de un sentido de circulación. En una intersección en T o sea con tres ramales y circulación en ambos sentidos, el número de conflictos potenciales se eleva a un total de 9. En una intersección de seis ramales y circulación en ambos sentidos, afortunadamente poco usual, se eleva a un total de 172 los puntos de posible conflicto.

La frecuencia de los conflictos depende de los volúmenes de tránsito que se encuentran en la distribución de las trayectorias del flujo de vehículos. En una intersección de cuatro ramales y circulación en ambos sentidos, donde entran 200 vehículos por hora, de los cuales el 10 por ciento gira a la derecha y un porcentaje igual gira a la izquierda, el total de conflictos potenciales se eleva a 1,200 por hora.

La clasificación de las carreteras, los volúmenes de tránsito que atienden y la velocidad con que operan en los distintos ramales, con su enorme potencial de conflictos, son los factores que determinan el tipo de intersección a seleccionar. En este sentido existen intersecciones de tres, cuatro y más accesos, con y sin canalizaciones.

5.4.1. Las Intersecciones en T.

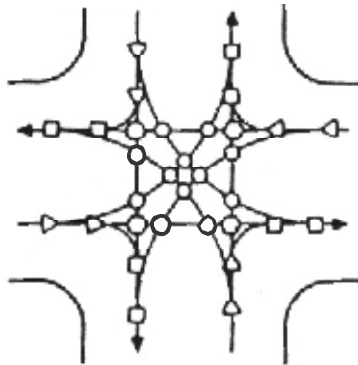
Las intersecciones de tres accesos o en T, sin canalizaciones, son comunes y se diseñan para situaciones bien identificadas de bajos volúmenes de tránsito, con poca presencia de vehículos pesados. Es usual incorporar este tipo de diseño en intersecciones rurales de carreteras de dos carriles de circulación.

En situaciones de alta velocidad y significativos volúmenes de giros, se necesita mayor área para la maniobrabilidad de los vehículos, motivo por el cual se utilizan carriles auxiliares que aumentan la capacidad y seguridad de los vehículos que giran a la derecha o la izquierda. Cuando existe presencia de vehículos lentos, los carriles auxiliares permiten al tránsito directo o de frente, maniobrar con facilidad para evadir esta dificultad.

Se presentan las siguientes situaciones en las cuales se hacen necesarios los carriles auxiliares para controlar el funcionamiento de las intersecciones:

FIG. 5.2 INTERSECCIONES DE TRES Y CUATRO ACCESOS CON POSIBLE NÚMERO DE CONFLICTOS

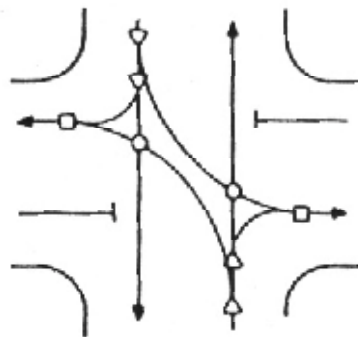
INTERSECCIÓN DE CUATRO ACCESOS CON UN SOLO CARRIL POR SENTIDO Y SIN CONTROL



CONFLICTOS

△ SALIENDO	8
□ ENTRANDO	8
○ CRUCE DIRECTO	4
○ GIROS	12
TOTAL	32

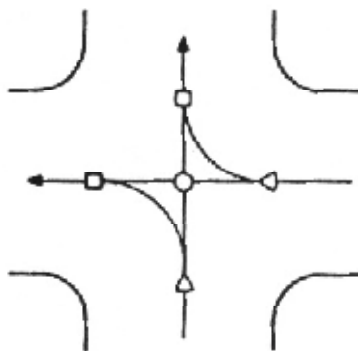
INTERSECCION DE CUATRO ACCESOS, DE UN SOLO CARRIL POR SENTIDO Y CON SEMÁFORO



CONFLICTOS

△ SALIENDO	4
□ ENTRANDO	2
○ CRUCE DIRECTO	0
○ GIROS	2
TOTAL	8

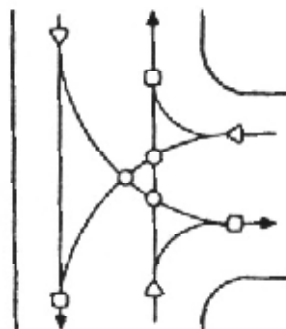
INTERSECCION DE CUATRO ACCESOS DE DOS DIRECCIONES, SIN SEMÁFORO



CONFLICTOS

△ SALIENDO	2
□ ENTRANDO	2
○ CRUCE DIRECTO	1
○ GIROS	0
TOTAL	5

INTERSECCION DE TRES ACCESOS, DE UN SOLO CARRIL POR SENTIDO Y SIN SEMÁFORO



CONFLICTOS

△ SALIENDO	3
□ ENTRANDO	3
○ CRUCE DIRECTO	0
○ GIROS	3
TOTAL	9

- Cuando el volumen de tránsito de cruce directo es elevado y el que gira a la izquierda es menor.
- Cuando el tránsito de cruce directo es alto y el que gira a la derecha es menor.
- Cuando los movimientos de giros en la intersección son elevados.

Para enfrentar estas situaciones en carreteras de tres accesos, existen diferentes tipos de configuraciones geométricas que contribuyen a mejorar el funcionamiento de estas intersecciones a nivel, utilizando el recurso de semaforizarlas, canalizarlas u operarlas sin canalización alguna, lo cual depende de las condiciones de los volúmenes de tránsito, de consideraciones económicas y de los aspectos ambientales. Se ha preparado la figura 5.3, que muestra diferentes tipos de intersecciones en T, de un menú de opciones bastante amplio y diverso, para orientar la selección apropiada al tipo de problema por resolver.

Las intersecciones de cuatro accesos o ramales, que pueden ser canalizadas o no, siguen los mismo principios generales y enfrentan la misma situación de tránsito que las intersecciones de tres accesos o en T.

5.4.2. Las Intersecciones de Cuatro Ramales.

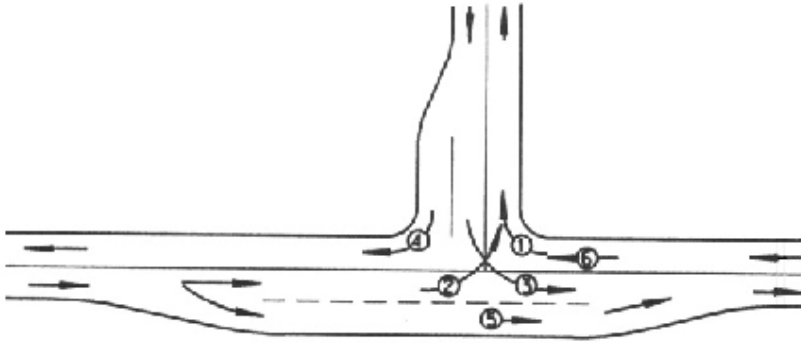
Las intersecciones sencillas de cuatro ramales resultan apropiadas para cruces de caminos de bajos volúmenes de tránsito, también son apropiadas para caminos de poco tránsito que intersectan carreteras de mucho volumen, pero donde las maniobras de giro son de menor significación relativa. Las intersecciones ensanchadas con carriles adicionales, incrementan la capacidad de la intersección para los movimiento de cruce directo y los giros en la arteria principal.

Una intersección con isletas en los cuatro cuadrantes, como se muestra en la figura 5.4, es adecuada para los sitios donde haya suficiente espacio disponible y elevados volúmenes de tránsito de giro, particularmente en áreas suburbanas donde la presencia de peatones puede ser importante. La figura también ilustra el caso de un trébol parcial a nivel, donde dos aros convierten las maniobras de giro a izquierda sobre la vía principal, en simples maniobras de cruce directo de la intersección.

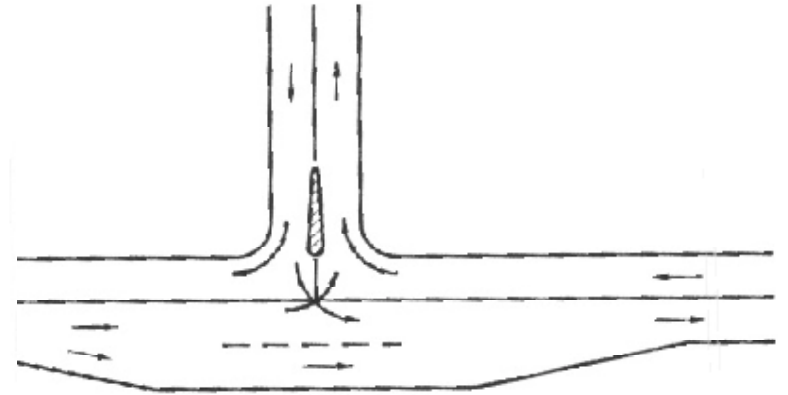
5.4.3. Otras Intersecciones.

Además de los modelos de intersecciones antes mostrados, existen también intersecciones bastante conflictivas con más de cuatro accesos o ramales, como las que se presentan a manera de limitada ilustración en la figura 5.5, pero que pueden ser simplificadas en las formas mostradas en la misma lámina.

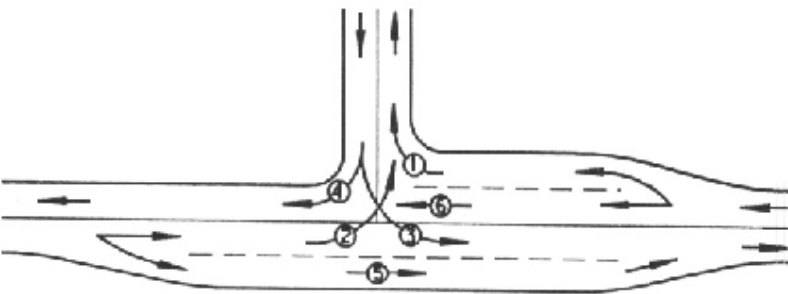
FIG. 5.3 INTERSECCIONES DE TRES ACCESOS O EN "T"



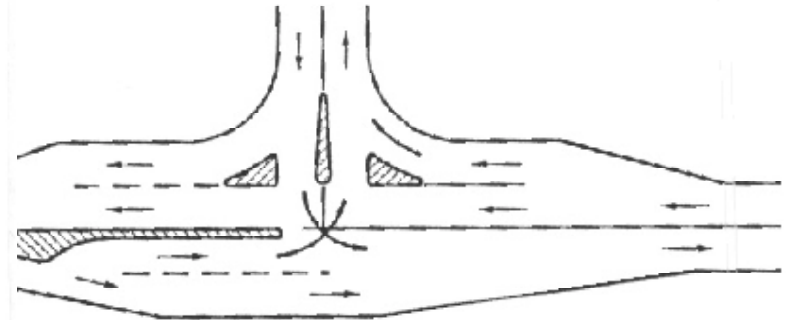
INTERSECCIÓN EN "T" CON CARRIL DERECHO PARA ADELANTAMIENTO Y CANALIZACIÓN DE SALIDA



INTERSECCIÓN EN "T" CON ISLA DIRECCIONAL Y CARRIL PARA ADELANTAMIENTO



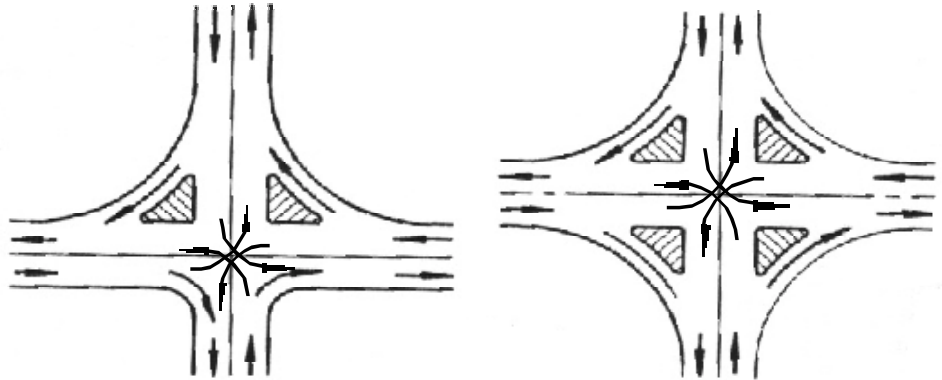
INTERSECCIÓN EN "T" CON CARRILES DE GIRO A DERECHA Y DE ADELANTAMIENTO



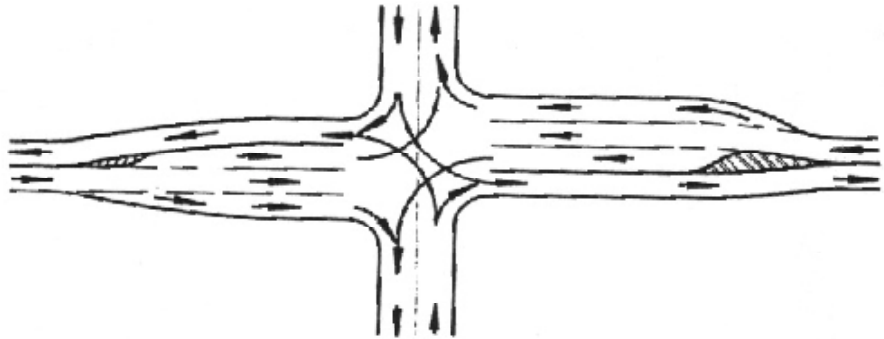
INTERSECCIÓN EN "T" CON ISLA DIVISIONAL Y CARRILES PARA GIRO CANALIZADOS

FIG. 5.4 TIPOS DE INTERSECCIONES DE CUATRO ACCESOS

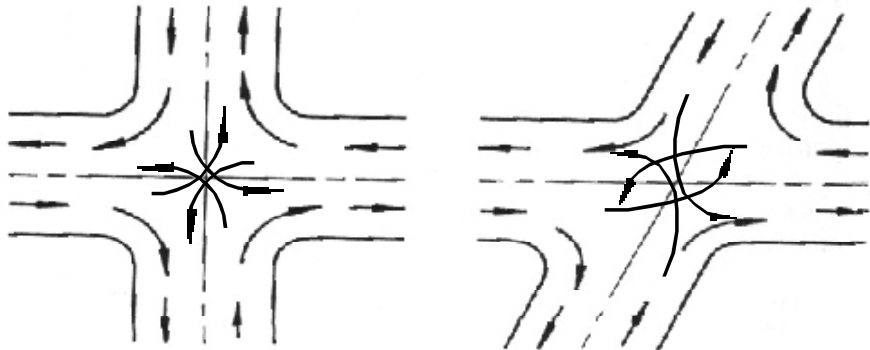
CANALIZADAS



ENSANCHADAS



SENCILLAS



SEMI TREBOL A NIVEL

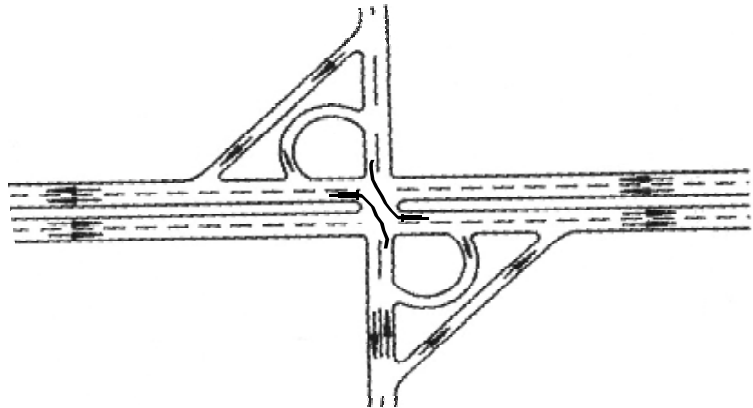
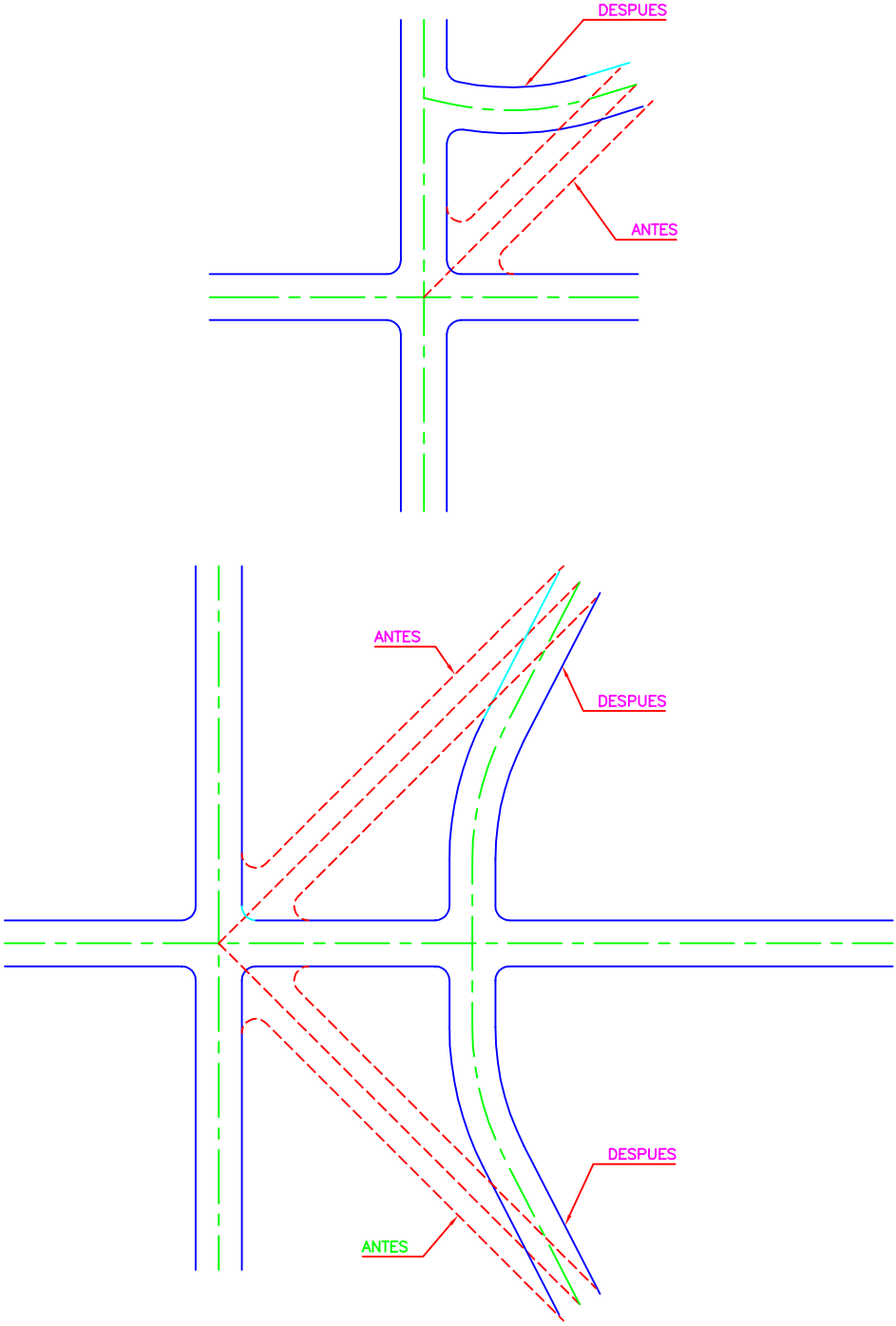


Figura No.5.5: INTERSECCIONES CON MAS DE CUATRO ACCESOS:
SU REALINEAMIENTO



5.5 Elementos de Diseño Geométrico

5.5.1 Orientaciones Básicas para el Alineamiento y el Perfil Longitudinal

Como regla general, el alineamiento de una intersección a nivel debe ser en tangente y las pendientes tan suaves como ello sea posible.

Aunque las condiciones del terreno son las que dictan la última palabra, es bajo esas condiciones ideales que los conflictos entre vehículos, peatones y ciclistas se reducen, pues al usuario se le da tiempo para percibir, discernir y realizar las maniobras necesarias para pasar por la intersección, ocasionando un mínimo de interferencias. Las distancias de visibilidad, por otra parte, deben ser iguales o mayores que los mínimos recomendados para determinadas condiciones.

Por consideraciones de economía en los costos y seguridad en las operaciones, las carreteras deben interceptarse en ángulo recto o lo más cercano a dicho ángulo (hasta un ángulo de 75 grados se considera generalmente deseable, un ángulo de 60 grados puede ser una variación máxima permisible). Las intersecciones en ángulos agudos, requieren amplias áreas para las maniobras de giro, o sea que incrementan las áreas de exposición a los peligros, y tienden a limitar la visibilidad, sobre todo de los conductores de vehículos pesados de carga. Cuando un camión realiza un giro a izquierda en un ángulo obtuso desde una vía principal, por ejemplo, el conductor tiene áreas ciegas a la derecha del vehículo que conduce.

La práctica de realinear las intersecciones en ángulo agudo a un ángulo recto o cercano a recto, tiene beneficios importantes para el diseño y su funcionamiento. La situación ideal se presenta cuando el realineamiento permite que en el camino secundario se alcancen velocidades de operación iguales o equiparables a las de la carretera principal. Desde luego que la introducción de curvas cerradas para lograr estos propósitos debe evitarse a toda costa, pues el efecto resultante es que los vehículos tienden a modificar el recorrido invadiendo el carril contiguo y generando conflictos potenciales o incrementándolos, al mismo tiempo que se pierde la efectividad de la señalización vertical y horizontal en la intersección por falta de tiempo para descubrirla y atender sus indicaciones.

Un método para transformar una intersección en ángulo agudo es utilizar dos intersecciones en T, mediante la introducción de una curva corta en cada acceso de la carretera secundaria, para permitir que el tránsito que cruza la intersección entre en la vía principal y vuelva a salir más adelante. Las mejores condiciones operativas para esta modificación ocurren cuando el tránsito en la vía secundaria es bajo o moderado, los vehículos que cruzan giran a la izquierda para entrar a la vía principal, para luego proceder a su desalojo mediante maniobras de giro a la derecha.

Las intersecciones en curvas agudas, por otra parte, deben evitarse en tanto sea posible, para evitar la reducción de las visibilidades y las complicaciones de la sobreelevación y de los ensanchamientos en curva.

Por lo que se refiere al perfil longitudinal, se insiste en conservar las distancias de visibilidad a lo largo de las dos carreteras y de la intersección misma, por lo que debe evitarse la combinación de gradientes que hacen difícil el control de los vehículos. Ya se ha dicho que, en el diseño de la propia intersección, las pendientes deben ser suaves, como lo deben ser también en el espacio diseñado para el almacenamiento de los vehículos detenidos en la denominada plataforma de almacenamiento.

Las distancias calculadas para aceleración y parada de automóviles en pendientes de tres por ciento o menos, difieren muy poco de las distancias a nivel. Pendientes mayores de tres por ciento requieren ajustes en los factores de diseño para producir condiciones equiparables a la situación a nivel. Pero en todo caso, las pendientes en las intersecciones no deben exceder el 6 por ciento de gradiente longitudinal.

Como una regla final, el alineamiento y las pendientes longitudinales en las intersecciones, están sujetas a restricciones mayores que los mismos elementos de diseño en los tramos entre intersecciones.

5.5.2 Curvatura para Giros

Los parámetros más importantes que se utilizan en el diseño geométrico de las intersecciones son el vehículo de diseño, el ángulo de giro, el radio de los bordillos, el ancho de los carriles y el tamaño ó área de la isla, cuando exista el propósito de construir una intersección canalizada.

La operación de salida o entrada al carril de la carretera es facilitada cuando el borde exterior es diseñado con espirales o curvas compuestas para evitar que los conductores realicen abruptas maniobras de deceleración, para permitir el desarrollo de la sobreelevación antes de la curvatura máxima y para posibilitar que los vehículos sigan una trayectoria natural en su desplazamiento.

Estos elementos de diseño son determinados en muchos casos por el comportamiento de los vehículos pesados en la corriente del tránsito, cuyas dimensiones y características de giro, establecen las diferencias en la trayectoria del voladizo frontal externo y la rueda trasera interna, cuando giran en la intersección. También se deben tomar en cuenta las características operacionales, los costos de construcción y mantenimiento de las intersecciones, la presencia de peatones, ciclistas y otros tipos de vehículos a motor; así mismo, el tipo de control del tránsito y la disponibilidad del derecho de vía.

Una consideración importante que debe de llamar la atención es la consistencia que deben tener los radios con otros elementos de diseño de la intersección. Los

vehículos de diseño recomendados para las carreteras regionales conforman los datos de diseño mostrados en el capítulo 2, cuadros 2.1 y 2.2, donde se presentan las dimensiones de los radios de las trayectorias de la rueda trasera interior y del voladizo frontal de los diferentes tipos de vehículos. La trayectoria mínima del paso de los vehículos de diseño se aplica en aquellas intersecciones no canalizadas, que demandan un espacio reducido a su mínima expresión.

El paso de los vehículos de diseño en las carreteras regionales, cuando giran en una intersección a velocidades de 15 kilómetros por hora o menos, permiten alguna libertad a los conductores, porque en la realidad estos vehículos necesitan un espacio menor. Se han preparado los cuadros 5.1 y 5.2, que contienen las trayectorias mínimas para giros de los vehículos de diseño cuando circulan en una intersección con curvas con transición simple y cuando transitan en curvas compuestas de tres centros. En el diseño del borde de la vía de circulación para la trayectoria mínima de un determinado vehículo de diseño, se asume que el vehículo está apropiadamente posicionado a 0.5 metros del borde en las tangentes de acceso y de salida de la curva de intersección.

Para giros en ángulo recto, un diseño basado en una isla mínima y un ancho de calzada de 4.2 metros, resulta en un arco circular de 18 metros de radio en el borde interior de la curva, o en una curva de tres centros de 45-15-45 metros, con un retiro de 1.0 metros del borde. Este diseño permite no sólo la circulación de automóviles o vehículos tipo P, sino que también admite la circulación a 25 kilómetros por hora de vehículos de diseño del tipo SU, cuyo voladizo exterior describirá una curva de aproximadamente 20 metros, dejando todavía un retiro libre de 0.3 metros. Si el ancho de la calzada se incrementa a 5.4 metros y el retiro se incrementa a 1.5 metros, se puede lograr que el vehículo de diseño WB-15 realice el giro con un radio de 21 metros, a cambio de unas ligeras invasiones de los carriles contiguos. Esto último se evita y se facilita la circulación del vehículo WB-15, si el diseño se realiza con un radio mínimo de 20 metros, un retiro de 2 metros y el uso de curvas terminales de 55 metros de radio.

Las dimensiones mínimas de diseño para giros en ángulo oblicuo desde 75 hasta 150 grados, de los vehículos en intersecciones con islas y curvas compuestas, se presentan en el cuadro 5.3, para tres diferentes condiciones en la composición del tránsito, que se describen al pie del mismo cuadro. Las cifras que se muestran incluyen el diseño de la curva del borde interno de la vía, el ancho de la calzada y el tamaño aproximado de la isla. A medida que el retiro del borde exterior de la vía a la curva de radio mínimo se incrementa, se logran instalaciones para giro progresivamente más suaves y adecuadas.

Cuadro 5.1

TRAYECTORIAS PARA GIROS DE VEHICULOS EN INTERSECCIONES CON CURVAS SIMPLES

Angulo de Giro (Grado)	Vehiculo de Diseño	Radio de Curva Simple(m)	Radio de Curva con Transición Simple		
			Radio (m)	Separacion de Bordes (m)	Transicion (m/m)
30	P	18	-	-	-
	SU	30	-	-	-
	WB-15	60	-	-	-
	WB-19	110	67	1.0	15:01
	WB-20	110	67	1.0	15:01
45	P	15	-	-	-
	SU	23	-	-	-
	WB-15	53	36	0.6	15:01
	WB-19	70	43	1.2	15:01
	WB-20	76	43	1.3	15:01
60	P	12	-	-	-
	SU	18	-	-	-
	WB-15	45	29	1.0	15:01
	WB-19	50	43	1.2	15:01
	WB-20	60	43	1.3	15:01
75	P	11	8	0.6	10:01
	SU	17	14	0.6	10:01
	WB-15	-	20	1.0	15:01
	WB-19	-	43	1.2	20:01
	WB-20	-	43	1.3	20:01
90	P	9	6	0.8	10:01
	SU	15	12	0.6	10:01
	WB-15	-	18	1.2	15:01
	WB-19	-	36	1.2	30:01
	WB-20	-	37	1.3	30:01
105	P	-	6	0.8	08:01
	SU	-	11	1.0	10:01
	WB-15	-	17	1.2	15:01
	WB-19	-	35	1.0	30:01
	WB-20	-	35	1.0	30:01
120	P	-	6	0.6	10:01
	SU	-	9	1.0	10:01
	WB-15	-	14	1.2	15:01
	WB-19	-	30	1.5	25:01
	WB-20	-	31	1.6	25:01
135	P	-	6	0.5	15:01
	SU	-	9	1.2	08:01
	WB-15	-	12	2.0	10:01
	WB-19	-	24	1.5	20:01
	WB-20	-	25	1.6	20:01
150	P	-	6	0.6	10:01
	SU	-	9	1.2	08:01
	WB-15	-	11	2.1	06:01
	WB-19	-	18	3.2	10:01
	WB-20	-	19	3.1	10:01
180	P	-	5	0.2	20:01
	SU	-	9	0.5	10:01
	WB-15	-	8	3.0	05:01
	WB-19	-	17	3.0	15:01
	WB-20	-	16	4.2	10:01

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, pp. 648-9

Cuadro 5.2

TRAYECTORIAS PARA GIROS DE VEHICULOS EN INTERSECCIONES CON CURVAS COMPUESTAS

Angulo de Giro (Grado)	Vehículo de Diseño	Curvas de 3 centros		Curvas de 3 centros	
		Radios (m)	Retiros (simétricos)	Radio (m)	Retiros (asimétricos)
30	P	-	-	-	-
	SU	-	-	-	-
	WB-15	-	-	-	-
	WB-19	-	-	-	-
	WB-20	140-53-140	1.2	91-53-168	0.6-1.4
45	P	-	-	-	-
	SU	-	-	-	-
	WB-15	60-30-60	1.0	-	-
	WB-19	140-72-140	0.6	36-43-150	1.0-2.6
	WB-20	140-53-140	1.2	76-38-183	0.3-1.8
60	P	-	-	-	-
	SU	-	-	-	-
	WB-15	60-23-60	1.7	60-23-84	0.6-2.0
	WB-19	120-30-120	4.5	34-30-67	3.0-3.7
	WB-20	122-30-122	2.4	76-38-183	0.3-1.8
75	P	30-08-30	0.6	-	-
	SU	36-14-36	0.6	-	-
	WB-15	45-15-45	2.0	45-15-69	0.6-3.0
	WB-19	134-23-134	4.5	43-30-165	1.5-3.6
	WB-20	128-23-128	3.0	61-24-183	0.3-3.0
90	P	30-06-30	0.8	-	-
	SU	36-12-36	0.6	-	-
	WB-15	55-18-55	2.0	36-12-60	0.6-3.0
	WB-19	120-21-120	3.0	48-21-110	2.0-3.0
	WB-20	134-20-134	3.0	61-21-183	0.3-3.4
105	P	30-06-30	0.8	-	-
	SU	30-11-30	1.0	-	-
	WB-15	55-14-55	2.5	45-12-64	0.6-3.0
	WB-19	160-15-160	4.5	110-23-180	1.2-3.2
	WB-20	152-15-152	4.0	61-20-183	0.3-3.4
120	P	30-06-30	0.6	-	-
	SU	30-9-30	1.0	-	-
	WB-15	55-12-55	2.6	45-11-67	0.6-3.6
	WB-19	160-21-160	3.0	24-17-160	5.2-7.3
	WB-20	168-14-168	4.6	61-18-183	0.6-3.8
135	P	30-06-30	0.5	-	-
	SU	30-9-30	1.2	-	-
	WB-15	48-11-48	2.7	40-9-56	1.0-4.3
	WB-19	180-18-180	3.6	30-18-195	2.1-4.3
	WB-20	168-14-168	5.0	61-18-183	0.6-3.8
150	P	23-6-23	0.6	-	-
	SU	30-9-30	1.2	-	-
	WB-15	48-11-48	2.1	36-9-55	1.0-4.3
	WB-19	145-17-145	4.5	43-18-170	2.4-3.0
	WB-20	168-14-168	5.8	61-17-183	2.0-5.0
180	P	15-5-15	0.2	-	-
	SU	30-9-30	0.5	-	-
	WB-15	40-8-40	3.0	30-8_55	2.0-4.0
	WB-19	245-14-245	6.0	30-17-275	4.5-4.5
	WB-20	183-14-183	6.2	30-17-122	1.8-4.6

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, pp. 650 - 1

Cuadro 5.3

DISEÑO DE GIROS MINIMOS EN INTERSECCIONES CON ISLAS Y CURVAS COMPUESTAS

Angulo de giro (grados)	Clasificación para diseño	Curva compuesta de tres centros		Ancho de carril (m)	Area aproximada de la isla (m ²)
		Radios (m)	Retiro del borde de calzada (m)		
75	A	45-23-45	1.0	4.2	5.5
	B	45-23-45	1.5	5.4	5.0
	C	55-28-55	1.0	6.0	5.0
90	A	45-15-45	1.0	4.2	5.0
	B	45-15-45	1.5	5.4	7.5
	C	55-20-55	2.0	6.0	11.5
105	A	36-12-36	0.6	4.5	6.5
	B	30-11-30	1.5	6.6	5.0
	C	55-14-55	2.4	9.0	5.5
120	A	30-9-30	0.8	4.8	11.0
	B	30-9-30	1.5	7.2	8.5
	C	55-12-55	2.5	10.2	20.0
135	A	30-9-30	0.8	4.8	43.0
	B	30-9-30	1.5	7.8	35.0
	C	48-11-48	2.7	10.5	60.0
150	A	30-9-30	0.8	4.8	130.0
	B	30-9-30	2.0	9.0	110.0
	C	48-11-48	2.1	11.4	160.0

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 691

Clasificación para Diseño:

A: Los volúmenes de tránsito contienen una alta proporción de automóviles, contando con la presencia de algunos camiones de dos ejes con giros de despeje limitado.

B: La corriente vehicular cuenta con una participación de 5 a 10% de camiones de dos o más ejes ó autobuses, existiendo también algunos camiones acoplados ó semiremolques, que al girar invaden el carril contiguo.

C: Predominan vehículos como camiones acoplados ó tractores con semiremolques.

Nota: Se recomienda delinear con pintura las islas menores de 7.0 metros cuadrados.

No se dan valores para ángulos de giro de menos de 75 grados, ya que involucran el uso de radios amplios que no corresponden con esta clasificación de dimensiones mínimas, por lo que deben diseñarse tales casos de manera particular, tomando en consideración las condiciones del sitio y las características del tránsito. Para ángulos entre 75 y 120 grados, el diseño está determinado por una isla mínima, que facilita los giros para radios mayores a los mínimos. Para ángulos en el orden de los 120 a 150 grados, se van requiriendo islas cada vez mayores hasta alcanzar los 100 metros cuadrados y más, lo cual indica el ahorro que puede lograrse en área pavimentada si se construyen dichas islas con áreas verdes amplias y acogedoras.

Pueden utilizarse curvas asimétricas de tres centros y transiciones rectas con una curva simple, sin alterar significativamente el ancho de la calzada ni el tamaño de la isla direccional.

Los diseños mínimos pueden ser apropiados donde las velocidades de circulación son relativamente bajas, el valor del suelo es sumamente alto y son bajos los volúmenes de tránsito. Los diseños para las combinaciones de tractor con semirremolque deben utilizarse donde es frecuente la presencia de este tipo de vehículos para el transporte de carga pesada, recomendándose el uso de las curvas simétricas compuestas de tres centros, que son preferidas si los vehículos pequeños constituyen una porción significativa del tránsito total. Debido a que estos diseños requieren amplias áreas pavimentadas, sobre todo cuando se utilizan dos o más cuadrantes para la solución, se aconseja su canalización que, en todo caso, involucra el uso de radios mayores.

En el mercado existen diferentes softwares que resultan de gran utilidad para el profesional del diseño de carretera, ya que le permite simular rápida y en forma simple las maniobras de giro de los vehículos en dibujos CAD o de otro tipo. Se utilizan estas herramientas para el diseño de intersecciones, áreas de carga, estacionamientos, estaciones de servicio y otras instalaciones que requieran facilitar el movimiento de vehículos automotores. El programa escoge el vehículo de diseño, simula movimientos hacia adelante y de retroceso para uno o varios vehículos a la vez, y describe la trayectoria del vehículo en los alineamientos proyectados en intersecciones y otros lugares críticos².

5.5.3 Sobreelevación de Curvas en Intersecciones

En intersecciones a nivel, la sobreelevación máxima de las curvas debe ser del 10 por ciento, recordando que en carretera abierta y condiciones favorables del clima la sobreelevación alcanza hasta un máximo tolerable de 12 por ciento.

Los radios y las longitudes de los carriles para giros en intersecciones son de dimensiones limitadas, los conductores se dan cuenta de esta situación y aceptan

² Ver AutoTURN, version 3.0, de Transoft Solutions, Suite 206 - 7080 River Road, Richmond, BC, Canada, V6X 1X5.

una mayor fricción lateral en este tipo de curvas, que las que encuentran en otros tramos de carretera abierta, cuando las velocidades no son afectadas por los otros vehículos. Cuando los volúmenes de tránsito son de significación, los conductores operan a velocidades menores por cuanto deben realizar maniobras de separación y confluencia con las otras corrientes de tránsito.

Es aconsejable dar la sobreelevación máxima posible en las curvas de las intersecciones, sin dejar de reconocer la dificultad práctica de obtener la sobreelevación deseada sin cambios abruptos en las terminales. Este hecho ha sido reconocido para disponer el uso de bajas tasas de sobreelevación en el desarrollo de curvas estrechas con radios mínimos. Se recomiendan los valores de sobreelevación mostrados en el cuadro 5.4, en función de las velocidades de diseño. Donde se presentan rangos de valores, se recomienda usar las cifras medias o del tercio superior. En curvas compuestas prevalece la curva de menor radio. Una tasa de dos por ciento es considerada un mínimo práctico para el drenaje efectivo de la superficie de rodamiento.

En los casos en que la sobreelevación ó peralte de diseño no pueda ser alcanzado por restricciones en el espacio disponible, el diseñador deberá establecer una situación tal, que la inclinación de la calzada no tenga el borde superior con una diferencia de niveles excesiva con respecto al borde inferior.

Cuadro 5.4

Sobreelevación en Curvas de Intersecciones

Radio (m)	Rangos de Sobreelevación, %					
	Velocidades de Diseño Curvas, km/h					
	20	30	40	50	60	70
15	2-10	-	-	-	-	-
25	2-7	2-10	-	-	-	-
50	2-5	2-8	4-10	-	-	-
70	2-4	2-6	3-8	6-10	-	-
100	2-3	2-4	3-6	5-9	8-10	-
150	2-3	2-3	3-5	4-7	6-9	9-10
200	2	2-3	2-4	3-5	5-7	7-9
300	2	2-3	2-3	3-4	4-5	5-6
500	2	2	2	2-3	3-4	4-5
700	2	2	2	2	2-3	3-4
1000	2	2	2	2	2	2-3

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Desig of Highways and Streets, 1994, p, 730

En los perfiles de las carreteras de dos carriles, la pendiente del borde de la calzada con respecto a la pendiente de la línea central, no debe variar en 0.5 por

ciento para velocidades de diseño de 80 kilómetros por hora y de 0.65 por ciento para las velocidades similares de 65 kilómetros por hora, de conformidad con los datos mostrados en el cuadro 5.5.

Cuadro 5.5

Máximo Cambio de Pendiente para los Perfiles entre los Bordos de los Carriles y la Línea Central en Carreteras de dos Carriles, en Función de la Velocidad

Velocidad km/h	Diferencia de Pendiente Máxima Longitudinal (%)
30	0.75
40	0.70
50	0.65
60	0.60
70	0.55
80	0.50
90	0.50
100	0.45
110	0.42

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 731.

Los datos del cuadro anterior están referenciados a una calzada de 7.2 metros de ancho, admitiéndose que tales datos puedan ser variados en más o menos 25 por ciento según que la calzada tenga un ancho más amplio o menos amplio de los 7.2 metros indicados.

Usualmente el perfil de un borde de la calzada se establece primero, dejando el perfil del otro borde desarrollarse hacia arriba o hacia abajo con relación al primero, de acuerdo a la tasa indicada en el cuadro 5.5. Esta etapa se realiza planteando unos cuantos puntos de control en el segundo borde, para luego aproximar el cambio de un punto a otro de referencia y después trazar el perfil tan ajustado a los puntos de referencia como sea posible. El drenaje de la calzada debe ser un control adicional, en especial donde se utilicen bordillos.

La sobreelevación es raramente compatible en las terminales de las intersecciones, con los valores dados en función de la curvatura y la velocidad de diseño, cuando una curva de la intersección resulta en una simple ampliación de la pista de rodaje, cuando se desea mantener la pendiente transversal de dicha pista y cuando hay un límite práctico para la diferencia entre la pista de rodaje y la de la curva de intersección. Una diferencia muy marcada entre las pendientes transversales puede hacer que un vehículo se desvíe lateralmente.

Para el diseño de la salida de una carretera en una intersección, se debe considerar que el perfil longitudinal y la pendiente de la carretera principal son fijos y determinados de previo. A medida que la curva de salida se separa de la pista principal, el borde de la sección ampliada puede gradualmente variar con respecto al eje principal. Poco después del punto donde la sección de giro alcanza su ancho total, una nariz de acceso separa ambos pavimentos, sin que hasta entonces se haya podido alcanzar la sobreelevación propuesta para la curva. Después de la nariz de acceso, se desarrollará la sobreelevación hasta alcanzar los límites del diseño propuesto.

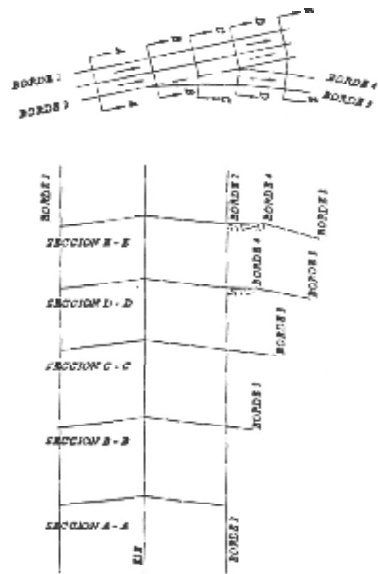
Se presentan cuatro situaciones en las que se dan diferentes tratamientos especiales al desarrollo del peralte:

- En el primer caso, el bombeo de la carretera principal se mantiene igual antes y después de la curva, pero el carril auxiliar se mantiene igual al carril contiguo al mismo, hasta que alcanza la curva, que es el punto donde empieza la aplicación de la sobreelevación a lo largo de su recorrido.
- El segundo caso se da cuando la carretera principal drena superficialmente hacia el sitio del carril auxiliar que se conecta con la curva. La pendiente transversal de la carretera principal se aplica al carril auxiliar, hasta empalmar en la curva para desarrollar el peralte correspondiente.
- La tercera situación se presenta cuando el bombeo de la calzada principal totalmente se desarrolla en sentido contrario a la inclinación del carril auxiliar, entonces en este último se le aplica una pendiente transversal igual a la principal en el inicio, inclinándose gradualmente en el sentido de aplicación del peralte hasta el inicio de la sobreelevación en la curva.
- El último caso ocurre cuando el carril auxiliar es un carril de deceleración con bahía de transición. En este último, la pendiente transversal se aplica de igual magnitud a la correspondiente a la vía principal hasta el punto donde alcanza la nariz de entrada a la curva, donde comienza gradualmente la aplicación del peralte de la misma.

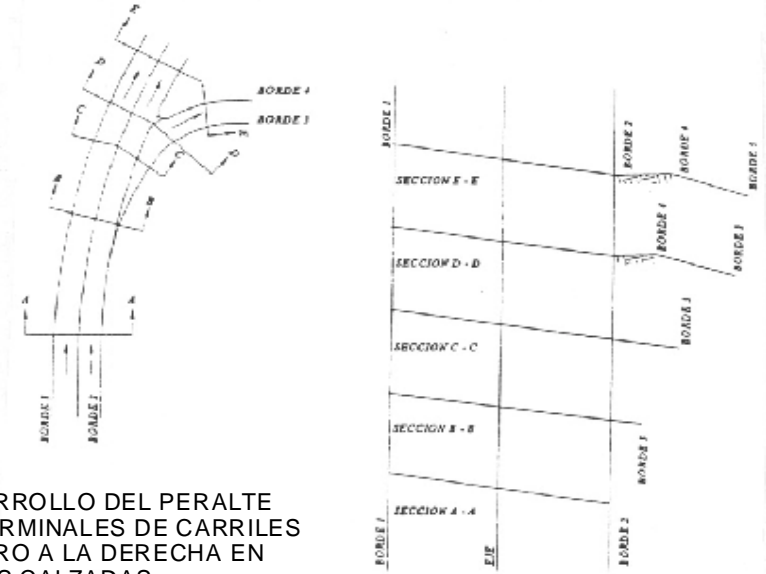
Se ha preparado la figura 5.6, donde pueden apreciarse con claridad las descripciones arriba expresadas.

FIG. 5.6 SUPERELEVACIÓN EN CURVA DE INTERSECCIONES CON CARRILES AUXILIARES

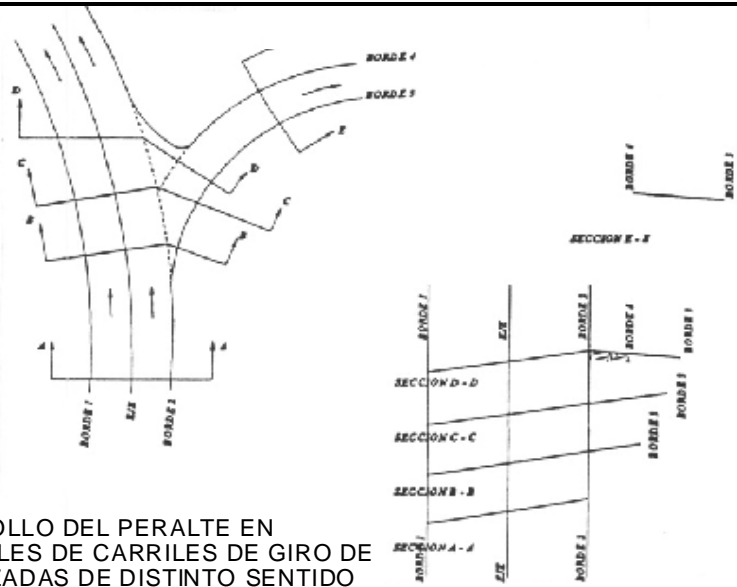
DESARROLLO DEL PERALTE EN TERMINALES DE CARRILES DE GIRO



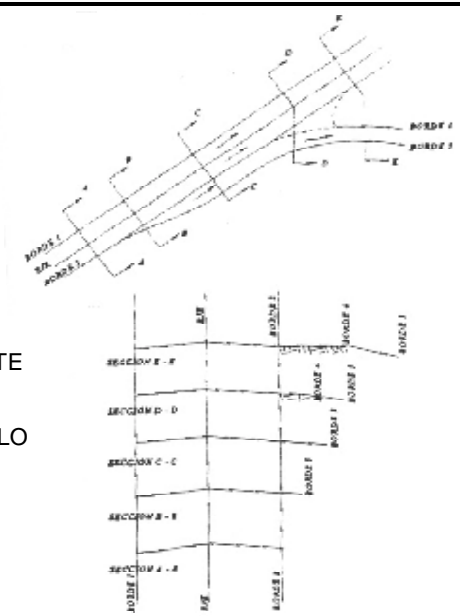
DESARROLLO DEL PERALTE EN TERMINALES DE CARRILES DE GIRO A LA DERECHA EN AMBAS CALZADAS



DESARROLLO DEL PERALTE EN TERMINALES DE CARRILES DE GIRO DE LAS CALZADAS DE DISTINTO SENTIDO



DESARROLLO DEL PERALTE EN TERMINALES DE CARRILES DE GIRO CON CARRIL AUXILIAR PARALELO



5.6 Canalizaciones e Islas

5.6.1 La Canalización de Intersecciones

Una intersección canalizada es una intersección de carreteras provista de una o más islas, mediante las cuales el tránsito proyectado es distribuido en determinadas trayectorias. Una isla es, por consiguiente, un área determinada entre carriles de circulación del tránsito, para llenar una de las tres funciones básicas siguientes: **canalizar** el tránsito, usualmente para controlar y dirigir las maniobras de los vehículos en la intersección; **dividir o separar** el tránsito, referido básicamente a la separación de las corrientes de tránsito opuestas; y **servir de refugio** para peatones y otros usuarios vulnerables al movimiento vehicular propio de las carreteras.

La forma triangular es la más común de las islas diseñadas para la canalización del tránsito, separando, por ejemplo, la corriente sobre la vía principal del tránsito con giro a la derecha. Bajo la función de canalización, las islas deben controlar las operaciones en una intersección, ser fáciles de seguir en una trayectoria clara y dirigir, sin lugar a confusiones, el movimiento de los vehículos en su maniobra prevista. Las áreas demasiado espaciosas para las maniobras, deben ser convertidas en islas que no dejen nada a la discreción del conductor.

Las islas para dividir o separar el tránsito se utilizan a menudo en las intersecciones de carreteras sin medianas, alertando a los conductores de la presencia de una intersección y controlando la operación del tránsito de paso. Estas islas son efectivas para controlar los giros a izquierda en intersecciones esviadas. La ampliación de una carretera para incluir una isla divisoria, debe realizarse de forma que la trayectoria a seguir sea natural y evidente para los conductores. Donde la intersección es en tangente, se deben introducir curvas de alineamiento revertido, con radios preferiblemente de 1,500 metros o más, aunque curvas de 700 metros de radio o menos pueden utilizarse en carreteras con velocidades menores.

Las islas para refugio de peatones y ciclistas se utilizan primariamente en vías urbanas y suburbanas. Para ser utilizadas por ciclistas, las islas de refugio deben tener un ancho mínimo de 1.8 metros, libre de obstrucciones.

La isla de menor tamaño que puede ser utilizada en el área urbana debe ser de 5 metros cuadrados y de 7 metros cuadrados en las áreas rurales, aunque preferiblemente en ambos casos el mínimo deseable son los 9 metros cuadrados. Por consiguiente, las islas triangulares deben tener entre 3.5 y 4.5 metros por lado como mínimo, después del redondeo de los vértices. Las islas elongadas o divisorias no deben ser menores de un metro de ancho, con 6 a 8 metros de largo. En intersecciones aisladas de carreteras de alta velocidad, las islas divisorias deben ser por lo menos de 30 metros de longitud.

Dentro de una intersección, una mediana o una separación exterior se considera una isla. La isla puede ser un área delimitada por bordillos o simplemente demarcada en el pavimento, pudiendo adoptar cualquier forma apropiada a su función. Una isla debe ser de fácil construcción y bajo costo, al punto que se admite que puede ser un área sin pavimento, posiblemente complementada por delineadores o postes guía. Las islas demarcadas sobre el pavimento o con bordillos montables son indicadas:

- En carreteras rurales de alta velocidad, para delinear carriles de giro separados.
- En áreas limitadas donde se desea definir el paso de vehículos, pero no se tiene suficiente espacio.

Las islas con bordillos de barrera son apropiadas cuando:

- Existen situaciones de baja ó moderada velocidad, donde su función principal es la separación de los altos flujos de tránsito opuesto.
- En sitios que requieren una eficiente demarcación del paso de los vehículos, como en carreteras de tránsito mayor con volúmenes apreciables de maniobras de giro. También se utilizan en intersecciones con topografía difícil.

En todo caso, la isla debe ser suficientemente notoria para que el conductor advierta su presencia, sin invadirla en su trayectoria. Donde el borde interior para el giro a derecha en una intersección se proyecta para permitir el movimiento de vehículos livianos a velocidades de 25 kilómetros por hora o más, por ejemplo, el área de la intersección se torna muy amplia para el apropiado movimiento del tránsito, por lo que se debe procurar canalizarla mediante la construcción de una isla de las dimensiones necesarias para facilitar la circulación. Ver fig. 5.7.

5.6.2 Principios Básicos de las Canalizaciones³

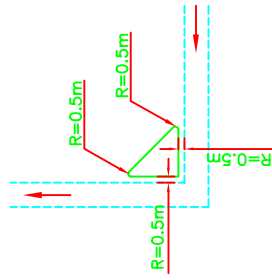
El diseño de las intersecciones canalizadas se ajusta a nueve principios básicos, algunos de los cuales se ilustran en las figuras 5.8, 5.9 y 5.10, que cumplen con el propósito de proporcionar elementos de diseño para seguridad, economía y eficiencia en los movimientos de las corrientes de tránsito que concurren en un punto, provenientes de carreteras que se entrecruzan. Los principios son los que siguen:

³ Ver "*Intersections Channelization Design Guide*", NCHRP, Report TRB, 1985

Figura 5.7: ISLAS DE TRANSITO.

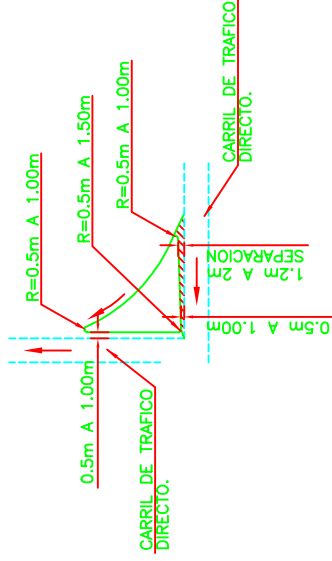
ISLAS CON BORDILLO SIN HOMBROS.

PEQUEÑA.

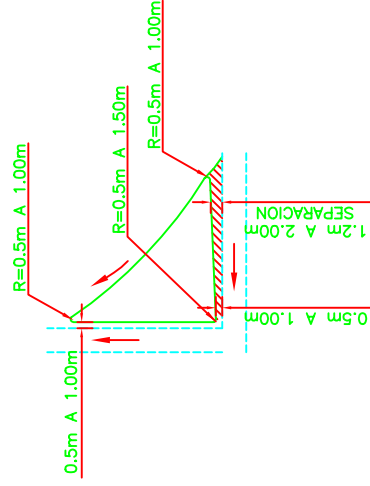


Rayas pintadas, superficies contrastantes, delineadores, etc.

INTERMEDIA.

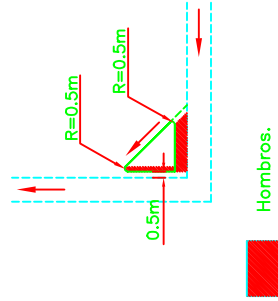


GRANDE.

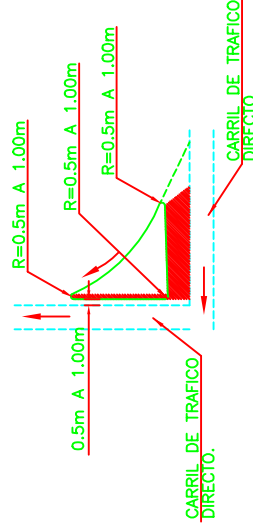


ISLAS CON BORDILLO Y HOMBROS.

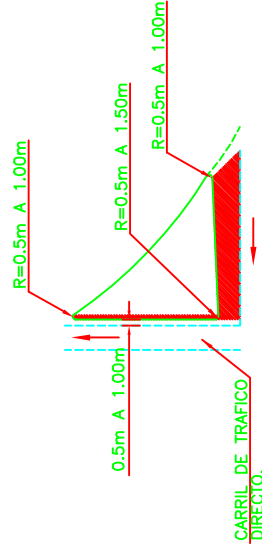
PEQUEÑA.



INTERMEDIA.



GRANDE.



1. **Las canalizaciones se diseñarán para evitar en lo posible o impedir que se realicen movimientos indeseables o peligrosos para las corrientes del tránsito en los sitios determinados.** La continuación de la mediana central en una intersección en T, cumple con el propósito de evitar los giros a izquierda, que pueden ser indeseables en determinadas circunstancias.
2. **Todos los elementos de diseño de la intersección se deben definir claramente, para favorecer los giros o cruces oportunos de los vehículos.** Las islas no deben dejar lugar para confusiones acerca de la dirección de las corrientes de tránsito alrededor de ellas.
3. **En el diseño de las intersecciones se deberá promover el desarrollo de velocidades que además de seguras, sean las deseables.** En otros casos, las canalizaciones pueden utilizarse para reducir las velocidades y mitigar los conflictos generados por tales velocidades.
4. **Siempre que sea posible, se debe procurar la separación de puntos de conflictos entre vehículos y peatones y entre vehículos entre si.** El desarrollo de carriles de giro, el diseño de islas y el control de puntos de acceso, todos sirven al propósito de separar los puntos de conflicto.
5. **Los diseños deben considerar con prioridad los cruces en ángulo recto en tanto sea posible y las operaciones de convergencia en ángulo agudo.** Los cruces y las convergencias deben minimizar tanto la probabilidad de los conflictos de colisión, como la severidad de los mismos.
6. **En el diseño de las intersecciones, se debe dar prioridad a las corrientes de tránsito de alta intensidad.** La selección de la prioridad debe basarse en los volúmenes relativos de tránsito, en la clasificación funcional de las carreteras que se intersectan y en la designación de las rutas.
7. **Se debe facilitar en el diseño el plan de colocación y operación de los dispositivos para el control del tránsito.** La canalización debe destacar el esquema de control seleccionado para la operación de la intersección.
8. **Los vehículos lentos deben separarse de la corriente principal de tránsito en la intersección.** Los vehículos que deben reducir velocidad o detenerse debido al control del tránsito o para reducir velocidades en operaciones de giro, deben ser separados del tránsito de paso, que se desplaza a mayores velocidades relativas.

9. **Se deben conservar áreas para cruce y refugio de peatones, al igual que motocicletas, bicicletas y otros vehículos no motorizados.** El uso apropiado de la canalización puede minimizar la exposición de estos usuarios a los conflictos vehiculares, sin afectar el flujo del tránsito.

Para cumplir con estos principios parcial o totalmente existen siete elementos básicos de diseño, a saber:

1. Configuración y designación de carriles de circulación.
2. Tipo y tamaño de las islas canalizadoras.
3. Cortes en las medianas separadoras del tránsito.
4. Radios de las esquinas de las intersecciones.
5. Configuración geométrica de los accesos.
6. Transiciones y cambios horizontales de los bordes del pavimento ó bordillos.
7. Dispositivos para el control del tránsito.

5.7 Los Giros a Izquierda

5.7.1 Consideraciones Especiales para el Diseño de los Giros a Izquierda⁴

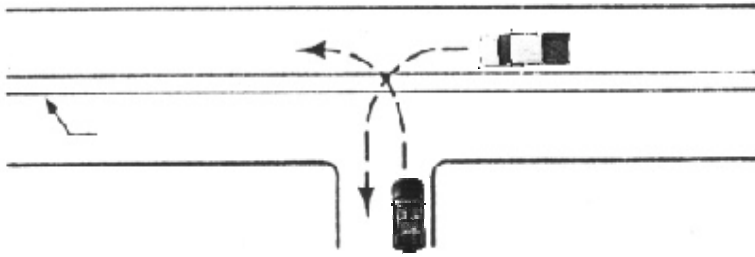
El elemento más crítico en el diseño geométrico de una intersección a nivel, son los volúmenes de tránsito que giran a la izquierda, debido a la alta peligrosidad de la maniobra en relación con los otros movimientos que son característicos en estas áreas de conflicto. La disposición de excluir o permitir los giros a izquierda en una intersección, afecta los niveles de servicio de las carreteras y la seguridad de la misma intersección.

En la figura 5.2 se ilustra con suficiente claridad los diferentes conflictos que surgen en la circulación de vehículos a través de estos cruces. Gran parte de los accidentes que suceden tienen relación con los giros a izquierda y la capacidad de las intersecciones es altamente influenciada por los vehículos que giran en ese sentido. Los vehículos que giran a la izquierda entran en conflicto con i.) el tránsito que viene de paso en sentido contrario, ii.) el tránsito que cruza la intersección y iii.) el tránsito de paso en el mismo acceso. De lo anterior se desprende que es deseable en alto grado proveer carriles para giros a izquierda, aunque desafortunadamente no siempre es posible lograrlo.

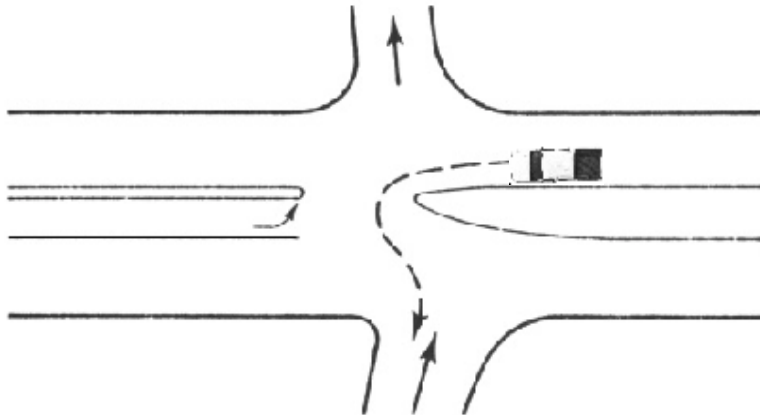
Algunos de los factores geométricos y operacionales que influyen en la disposición de construir carriles para giros de izquierda, son los que siguen:

⁴ El diseño de los carriles para giros a derecha, además de ser menos conflictivos, se rigen por los mismos principios y procedimientos que los carriles para giros a izquierda.

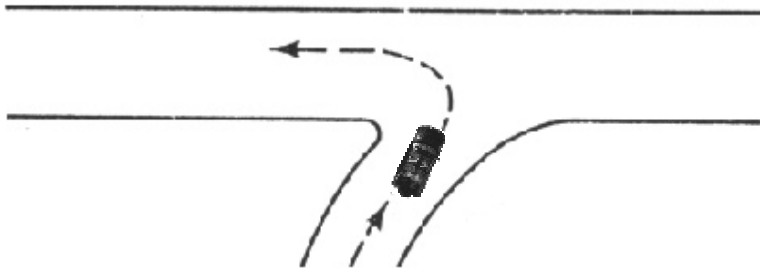
FIG. 5.8 ILUSTRACIÓN DE MEDIDAS QUE EVITAN MOVIMIENTOS PELIGROSOS EN INTERSECCIONES



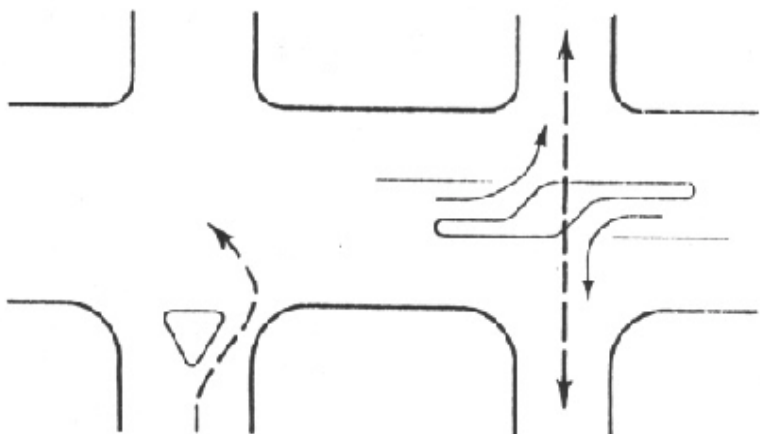
MEDIANAS TIPO BARRERA, EVITAN LOS GIROS A IZQUIERDA DE LOS VEHÍCULOS QUE ENTRAN Y SALEN DE LAS VÍAS SECUNDARIAS



LA CANALIZACIÓN DE MEDIANAS, DISEÑANDO RADIOS EN LAS ESQUINAS DE LA INTERSECCIÓN, DESINCENTIVA MOVIMIENTOS PELIGROSOS EN LAS RAMPAS DE LAS AUTOPISTAS ESPECIALES

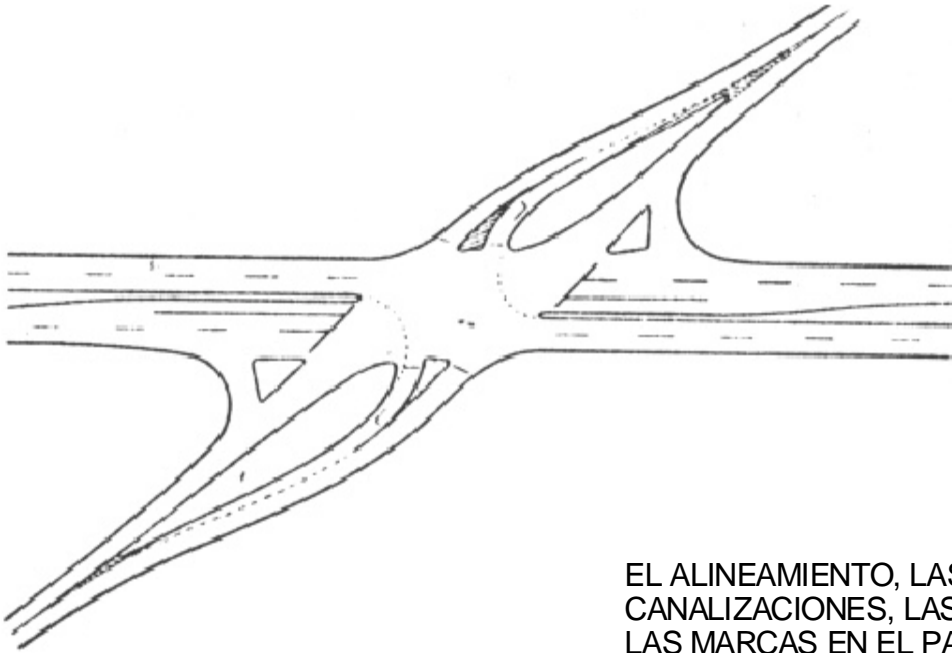


EL ALINEAMIENTO DE LOS ACCESOS DESINCENTIVA LOS MOVIMIENTOS INDESEABLES EN LA INTERSECCIÓN



ISLAS CON BORDILLOS TIPO BARRERA, EVITAN MOVIMIENTOS INDESEABLES, SIN AFECTAR OTROS MOVIMIENTOS DE LAS CORRIENTES DE TRÁNSITO

FIG. 5.9 DEFINICIÓN CLARA DEL PASO DE VEHÍCULOS



EL ALINEAMIENTO, LAS
CANALIZACIONES, LAS ISLAS Y
LAS MARCAS EN EL PAVIMENTO,
DEFINEN CLARAMENTE EL PASO
DE LOS VEHÍCULOS, AGREGANDO
SEGURIDAD EN SUS MOVIMIENTOS

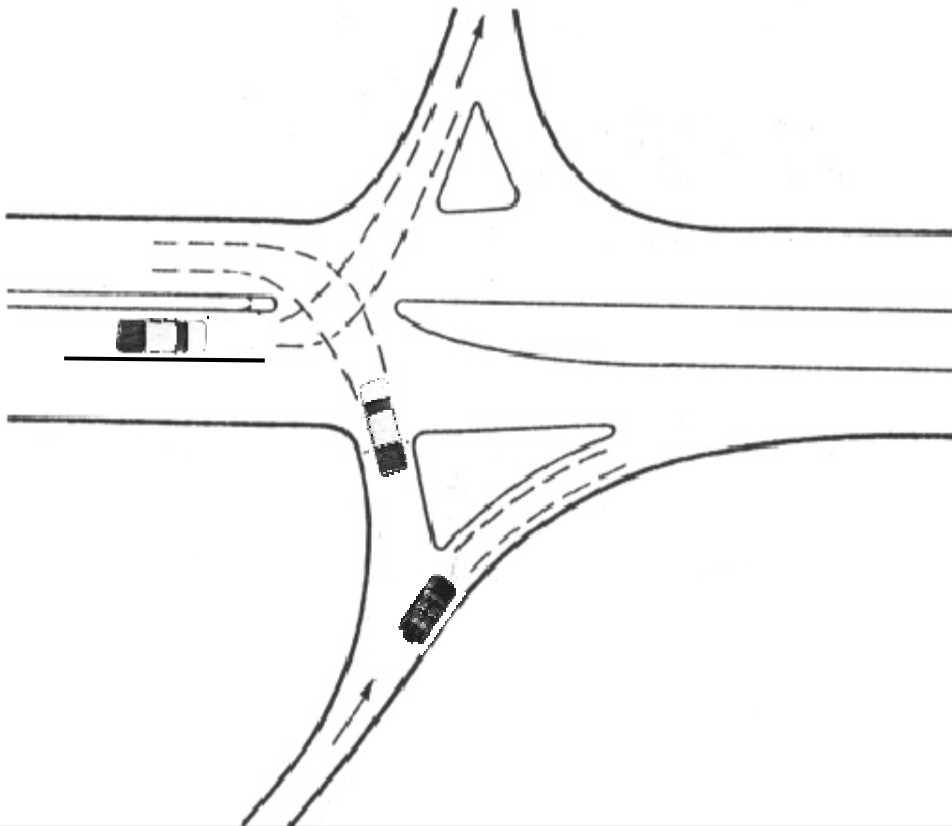
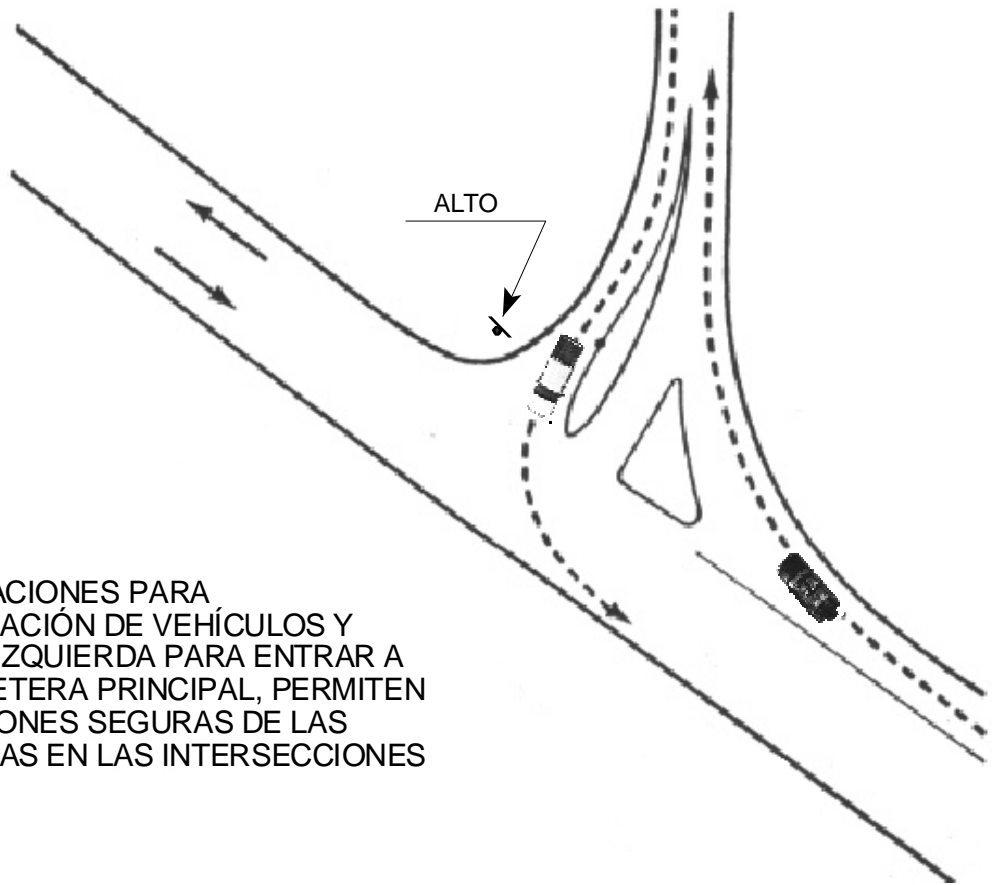
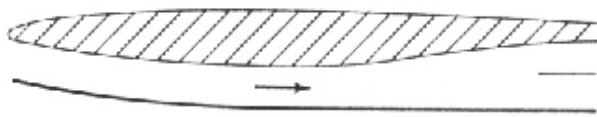


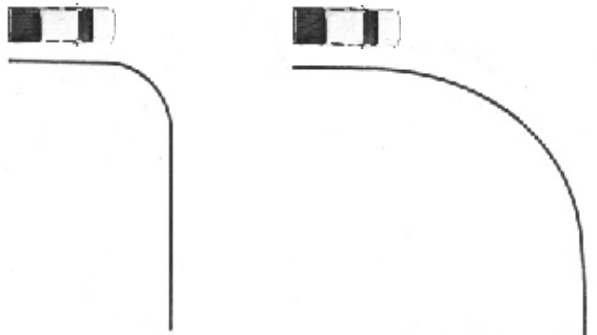
FIG. 5.10 FACILIDADES PARA PROPICIAR VELOCIDADES SEGURAS DE LOS VEHÍCULOS



CANALIZACIONES PARA DECELERACIÓN DE VEHÍCULOS Y GIROS A IZQUIERDA PARA ENTRAR A LA CARRETERA PRINCIPAL, PERMITEN OPERACIONES SEGURAS DE LAS MANIOBRAS EN LAS INTERSECCIONES



CANALIZACIONES A LA MEDIANA CON TRANSICIONES SUAVES, PARA ENTRAR AL CARRIL DE GIRO DE IZQUIERDA, AUMENTAN LA SEGURIDAD Y CAPACIDAD A LAS CARRETERAS



LOS RADIOS AMPLIOS EN LAS ESQUINAS PROVEEN SEGURIDAD E INCREMENTAN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS.

- Clasificación funcional de carreteras de dos o más carriles, con y sin mediana.
- Uso de dispositivos para el control del tránsito, con semáforos, marcas en el pavimento y señales verticales.
- Velocidad de los vehículos.
- Volúmenes de tránsito que giran a la izquierda.
- Otros volúmenes de tránsito en la intersección bajo análisis.
- Características del entorno de la intersección (urbano, suburbano, rural).
- Características topográficas del sitio.

La decisión para incluir carriles para giros a la izquierda debe decidirse en base a los siguientes criterios:

- Que el volumen de tránsito que gira a la izquierda sea mayor de 20 por ciento del volumen total en el acceso, y
- Que el volumen horario en la hora punta sea mayor de 100 vehículos.

Para intersecciones con instalaciones operadas con semáforos, se dan las orientaciones tomando como base la figura 5.11, que presenta el documento de referencia Intersection Channelization Design Guide, publicado por el Transportation Research Board de los Estados Unidos de América⁵

Las intersecciones sin semáforos, requieren carriles para giros de izquierda para facilitar el flujo del tránsito, si cumplen con las siguientes condiciones:

1. En carreteras de alta velocidad divididas, o sea con medianas.
2. En carreteras con circulación de tránsito prioritario, que se interseca con carreteras colectoras, suburbanas y rurales.
3. Donde el análisis de capacidad sea tomado en debida cuenta, para minimizar las demoras y afectaciones a los vehículos que cruzan la intersección y realizan giros a la derecha.

En el diseño de estas instalaciones operadas sin semáforos, deben observarse las siguientes funciones:

- Opción segura para decelerar en giros a izquierda, separados de la corriente vehicular principal.

⁵ National Cooperative Highway Research Program Report, 1985.

Figura.5.11: GUIA GENERAL DE CAPACIDAD DE CARRILES PARA GIROS A IZQUIERDA EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS.

		VOLUMENES DE SERVICIO DE DISEÑO TOTAL PARA ACCESOS CRITICOS (V_a+V_b), vph*			
		N-ACCESO PRINCIPAL A			
CASO I		2	3	4	
N-ACCESO MENOR B	1	1450* 1700	1900 2300	- -	<p>2 FASES</p> <p>GIROS DE IZQUIERDA A ≤ 125 vph B ≤ 100 vph</p>
	2	2000 2400	2500 3000	- -	

		N-ACCESO PRINCIPAL A			
CASO II		2	3	4	
N-ACCESO MENOR B	1	1350 1600	1700 2100	1900 2300	<p>3 FASES</p> <p>GIROS DE IZQUIERDA A 150-350 vph B < 125 vph</p>
	2	1800 2100	2100 2600	2250 2800	
	3	2200 2700	2450 3000	2550 3200	

		N-ACCESO PRINCIPAL A			
CASO III		2	3	4	
N-ACCESO MENOR B	1	1250 1500	1500 1800	1650 2000	<p>4 FASES</p> <p>GIROS DE IZQUIERDA A 150-350 vph B 150-250 vph</p>
	2	1550 1900	1750 2100	1950 2400	
	3	1850 2200	1900 2300	2200 2800	

NOTA:

N= Número básico de carriles en una dirección por acceso excluyendo los carriles para giros.

2-3 Y 4= Fases de semáforo, sin referencia al total de fases requeridas.

*= Suma de volúmenes de tránsito (vph) en una dirección, desde dos accesos, durante la hora de diseño. Los números superiores representan el volumen de servicio C y los de abajo la capacidad.

- Como medio seguro de girar a la izquierda y almacenar vehículos, en las intersecciones provistas de semáforos.
- Disminución de la velocidad al pasar de la vía rápida a este refugio, con menos peligro de colisión o accidentes con otros vehículos que viajan en sentido contrario.
- La señalización apropiada para alertar a los conductores de la existencia de esta instalación.

Para calcular la longitud requerida para que un vehículo en marcha decelere y frene enteramente fuera de la corriente principal de la carretera, se recomienda un tiempo mínimo de tres segundos para que el vehículo decelere en la zona de transición. Cuando se construye este carril separador de los giros a izquierda en el centro de la carretera, hay que tomar en cuenta las características geométricas que se presentan en la figura 5.12, proyectadas para la condición en que el ancho de la isla es igual al ancho del carril de refugio y para una condición un tanto más restringida, que ocurre cuando el ancho de la isla es inferior al ancho del carril. Las longitudes de diseño se muestran en el cuadro 5.6, para diferentes velocidades de marcha.

Cuadro 5.6

Longitudes de Diseño para Carriles de Giros a Izquierda

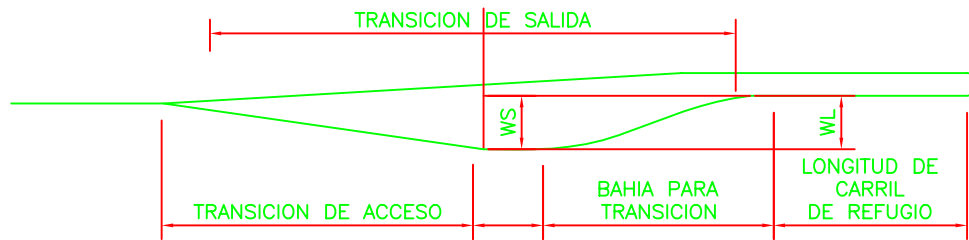
Velocidad Km/h	Longitud (m)			Longitud Almacenamiento (m)	
	Total	Longitud Carril para frenado	Transición	Volumen de diseño(vph)	Ls
50	75	30	45	≤ 60	15-25
65	100	40	60	61-120	30
80	135	60	75	121-180	45
100	165	75	90	> 180	60 (o más)

Fuente: TRB, Intersection Channelization Design Guidelines, 1985, fig. 4-18

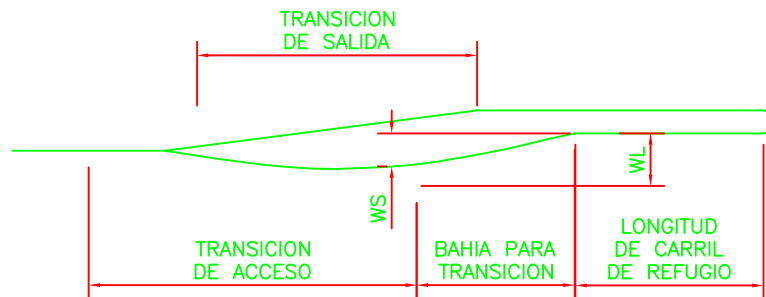
En el cuadro anterior, Ls es la longitud en metros del carril de refugio, con capacidad para almacenar vehículos en función de los volúmenes de diseño, pero con previsión mínima de un vehículo.

En intersecciones de autopistas de alta velocidad y áreas suburbanas abiertas, se recomiendan las longitudes de transiciones de las entradas y las bahías de acceso al carril de giro, que se muestran en el cuadro 5.7 adjunto.

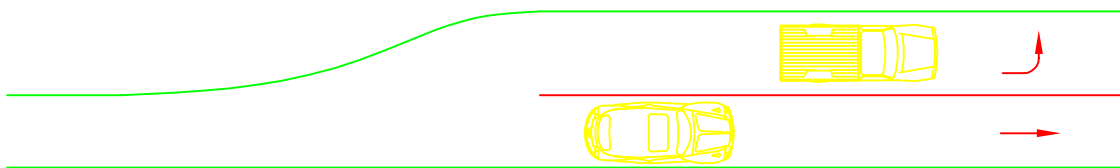
Figura.5.12: BASES DE DISEÑO DE CARRILES DE IZQUIERDA PARA DECELERACION.



CARRIL DE IZQUIERDA CUBIERTO TOTALMENTE ($WL=WS$).



CARRIL DE IZQUIERDA CUBIERTO PARCIALMENTE ($WL>WS$).



ELEMENTOS DE DISEÑO DE CARRILES PARA GIROS DE IZQUIERDA.

Cuadro 5.7

Longitudes en Metros de las Transiciones de Acceso y de las Bahías de Transición al Carril de Giro a Izquierda

Velocidad de Diseño (km/h)	Longitud de transición de Acceso (Ta)* Ancho de Carril (m)			Longitud de transición en Bahía (Tb)* Ancho de Carril (m)		
	3.3	3.5	3.6	3.3	3.5	3.6
50	50	52	55	40	43	44
65	90	93	100	53	56	60
80	140	146	150	67	70	73
100	200	210	220	80	85	90

Fuente: TRB, Intersection Channelization Design Guidelines, 1985, figura.4-19

*Ver figura 5.12

Como mínimo la relación de transición deberá ser de 10:1 para Ta y de 4:1 para Tb.

5.7.2 Carriles Dobles para Giros a Izquierda

Los carriles dobles se construyen en intersecciones con altas intensidades de tránsito, donde significativos volúmenes de vehículos giran a la izquierda en uno o varios de los accesos.

Como regla de aplicación general, los carriles dobles deben proveerse en intersecciones con semáforos y demandas de 300 vehículos por hora o más.

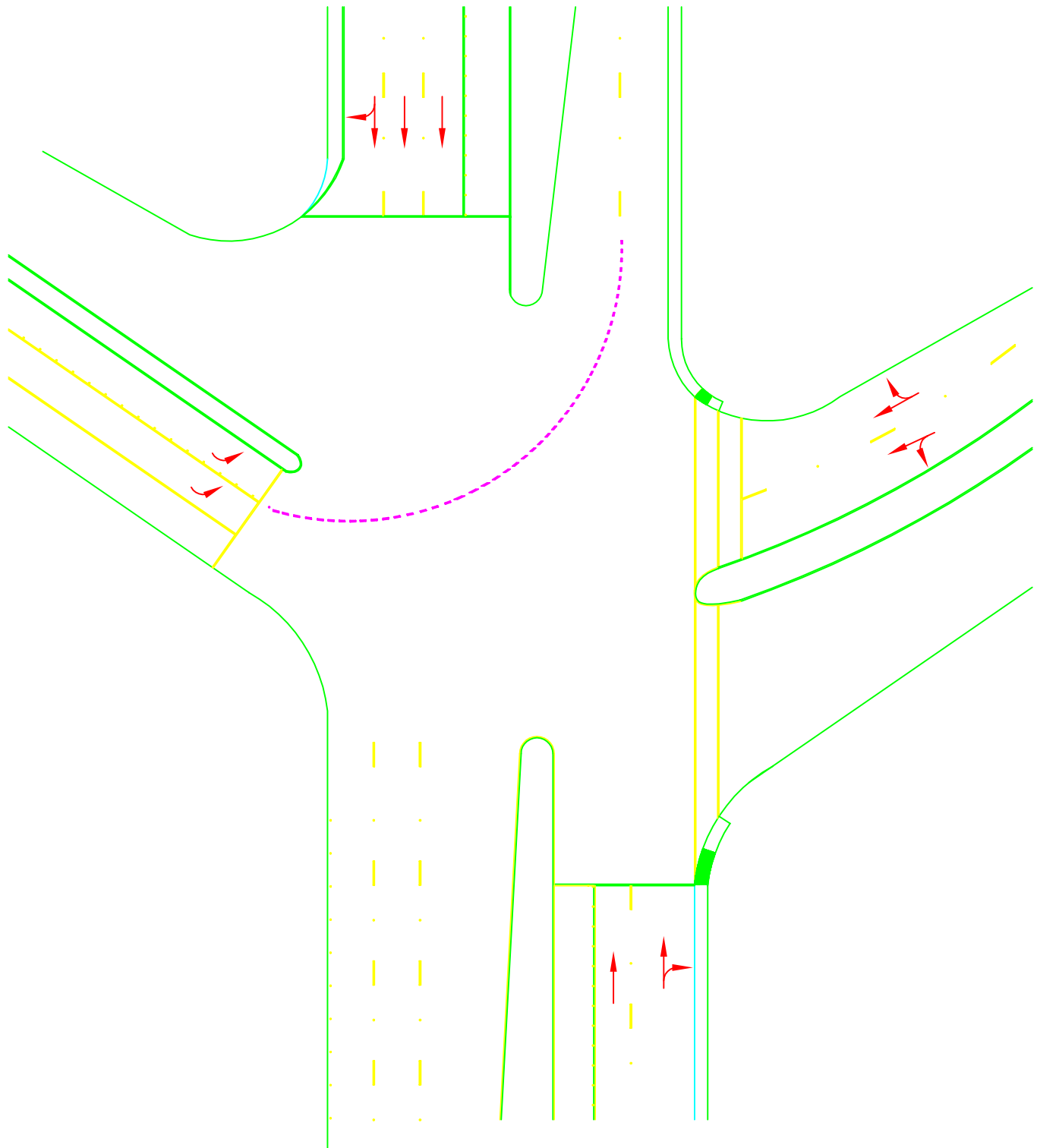
Los análisis típicos de capacidades determinan la necesidad de construir estos carriles. La capacidad que se alcanza en un acceso de una intersección cuando se proveen estos dos carriles se incrementa en un 80%, en comparación con la capacidad de un solo carril. En los semáforos de una intersección debe proveerse una fase para dar protección completa a estos dobles giros de izquierda.

El ancho del carril doble de giro a la izquierda agrega comodidad y seguridad a los vehículos cuando tiene dimensiones comprendidas entre 9 y 11 metros, con lo que los anchos de carriles varían entre 4.5 y 5.5 metros.

Recomendaciones del MUTCD⁶ aconsejan pintar una raya discontinua en el pavimento de 60 cm de largo separada 1.2 m de la siguiente, para canalizar los giros del tránsito a lo largo de su trayectoria, conforme se muestra en la figura 5.13. Estos carriles dobles deben ser claramente demarcados para prevenir que el tránsito pase directo en la intersección. El diseñador debe estar prevenido para evitar conflictos o interferencias cuando se realizan simultáneamente los giros a izquierda de sentidos opuestos en la intersección.

⁶ Federal Highway Administration, "Manual on Uniform Traffic Control Devices", Washington, D.C., 1988.

Figura.5.13: DISEÑO DE CARRILES DOBLES PARA GIROS A IZQUIERDA.



En áreas urbanas y suburbanas se presenta a menudo el conflicto de los giros a izquierda en puntos intermedios entre las intersecciones, como acceso necesario y directo a propiedades y negocios al borde del derecho de vía, razón por la cual es aconsejable la construcción de un carril central hasta de 4.8 metros de ancho, donde se permiten de manera continua los giros a izquierda desde ambas direcciones. En general, este tipo de soluciones son aplicables donde las velocidades de diseño no son mayores de 80 kilómetros por hora.

5.8 Carriles Auxiliares para Aceleración y Deceleración

Los vehículos que se desplazan desde una carretera secundaria hacia una primaria, tienen que ajustar las velocidades a la de los vehículos que se mueven sobre la carretera primaria, con el propósito de realizar una rápida y segura maniobra de confluencia o integración a la corriente principal. Ante una circunstancia tal, si no hay señal de ALTO o semáforo en la intersección, los conductores tienen que decidir cuando y en qué momento se deben integrar a la corriente principal de tránsito, después de aumentar o reducir sus velocidades hasta encontrar un intervalo ó separación entre vehículos, que sea aceptable para la realización de una maniobra dentro de márgenes razonables de seguridad.

Otra situación se presenta cuando los vehículos que viajan sobre la carretera principal tienen que realizar maniobras de giro en la intersección. Estos vehículos deben ser operados de tal forma, que no causen atrasos ni maniobras azarosas para los vehículos que circulan de frente o detrás de ellos.

En éstas dos circunstancias y con la debida consideración de los volúmenes de tránsito, es aconsejable la construcción de carriles de aceleración y deceleración (carriles para cambios de velocidad), para asegurar el movimiento normal de la corriente de tránsito, con el mínimo de perturbación que pudieren causar los movimientos de giros en la intersección. Los carriles de aceleración para los vehículos que salen de la vía secundaria y los de deceleración para los que entran a la vía secundaria desde la vía principal, en ambos casos deben disponer de una apropiada longitud de transición y diseñarse con un ancho mínimo de 3.0 metros, aunque es más deseable que tengan el ancho de carril de la carretera a la cual se integra. Estos carriles de aceleración y deceleración son parte de una intersección a nivel, aunque igualmente y con el mismo concepto, se utilizan en las terminales de las rampas de los intercambios.

Este tipo de instalaciones se diseña habitualmente para carreteras de alta velocidad y grandes volúmenes de tránsito, como las autopistas especiales y las colectoras primarias. Es importante mencionar que este tipo de carriles, no se recomiendan en intersecciones operadas con semáforos o controladas por las señales de ALTO.

Para diseñar carriles de aceleración, deben considerarse los factores siguientes:

- ◆ Velocidades de ruedo
- ◆ Tasas de aceleración
- ◆ Distancias de visibilidad
- ◆ Proporción de vehículos pesados en la carretera secundaria
- ◆ Pendientes
- ◆ Entorno

La longitud de un carril de aceleración se basa en la velocidad que llevan los vehículos que entran a la intersección, la manera de acelerar, la velocidad de los vehículos que entran en relación con el tránsito directo y los volúmenes de tránsito de las carreteras que se intersectan.

Para determinar la longitud de un carril de aceleración se asume que la velocidad alcanzada, empezando del punto de giro es de 8 km/h menor que el promedio de la velocidad de ruedo del tránsito directo. La diferencia entre la velocidad inicial y la velocidad de ruedo alcanzada cuando se une a la corriente principal de tránsito, es la que determina la longitud del carril de aceleración.

Esta diferencia depende de tasas de aceleración aceptables, que van aumentando a medida que la velocidad inicial es menor, de forma que a una velocidad inicial de 32 kilómetros por hora, la tasa de aceleración es de 2.8 kilómetros por hora por segundo, en tanto que a una velocidad de 80 kilómetros por hora la tasa de aceleración se reduce a 1.6 kilómetros por hora por segundo, valores que son representativos de la operación de automóviles usuales en el diseño de este tipo de instalaciones.

En el caso de los carriles de deceleración, es necesario conocer los siguientes factores:.

- ◆ Radio de la curva de entrada a la vía secundaria
- ◆ Tasas de deceleración
- ◆ Velocidad de ruedo de la corriente de tránsito
- ◆ Entorno

La longitud de carriles de deceleración depende de estos factores:

- La velocidad a la cual los conductores maniobran para entrar a este carril auxiliar, que es la velocidad promedio del ruedo al inicio del mismo.
- La manera de decelerar en cambio o embrague por 3 segundos.
- Los conductores frenen confortablemente hasta que alcanzan la velocidad promedio de ruedo de la curva al principio de la carretera secundaria.

Las tasas de deceleración recomendadas son de 9.98 kilómetros por hora por segundo, cuando frenan desde una velocidad de 112 kilómetros por hora y de 6.44

kilómetros por hora por segundo, cuando la velocidad inicial es de 48 kilómetros por hora.

En relación con estos carriles para cambios de velocidad, es una práctica común proveer una transición para facilitar la traslación del vehículo desde un carril sobre la vía principal hacia el carril auxiliar lateral o viceversa. Para propósitos de diseño se ha establecido un tiempo que varía entre 3 y 4 segundos para realizar esta maniobra; se recomiendan 3.0 segundos para calcular esta longitud de transición. Esto se basa en el promedio de la velocidad de ruedo de los vehículos que viajan directo, pero en general es relacionado con la velocidad de diseño. El ángulo que se forma entre el carril adyacente y los carriles de cambio de velocidad se recomienda entre 2 y 5 grados para empezar la transición.

En los accesos de las intersecciones, estos carriles auxiliares funcionan como carriles de refugio para los vehículos que giran, reduciendo así situaciones azarosas y al mismo tiempo aumentar la capacidad.

Se debe **consultar la sección 6.6 del capítulo 6, para determinar las longitudes recomendables de los carriles de aceleración y deceleración de los intercambios, que son igualmente aplicables a las intersecciones a nivel.**

5.9 Las Maniobras de Retorno o Vueltas en U y los Giros a Izquierda en Carreteras Divididas

5.9.1 Discusión General

Las carreteras divididas con mediana, requieren de la interrupción de la continuidad de la misma para facilitar las maniobras de retorno o vueltas en U cada cierta distancia prudencial, así como para el desarrollo de maniobras indirectas de giro a izquierda. Los anchos mínimos de giro varían en función de los vehículos de diseño, como se muestra más adelante en la sección 5.9.2. El problema surge, sin embargo, cuando la mediana es demasiado angosta y no permite la construcción de carriles para giro a izquierda, ya que se generan afectaciones a la seguridad del tránsito en carreteras de gran intensidad de tránsito. Al disminuir su velocidad los vehículos para girar a izquierda, o detenerse en los carriles interiores, que son los que registran las mayores velocidades relativas en la corriente vehicular, se incrementan sensiblemente las oportunidades para colisiones por detrás y se afecta la fluidez de la circulación. Como regla de aplicación general, no se debe permitir las vueltas en U desde los carriles principales. Sin embargo, si el ancho de la apertura de la mediana provee refugio para los vehículos que normalmente realizan dicha maniobra, se puede admitir cierto grado de tolerancia a este tipo de solución.

Otro importante factor a tomar en cuenta en la solución de este caso, surge de la necesidad de atender las necesidades de diseño de los prototipos de vehículos,

que demandan anchos compatibles con sus exigencias físicas para realizar las maniobras propuestas de vuelta en U y giros a izquierda.

Las opciones de diseño contemplan dos tipos de alternativas. La primera busca ofrecer la facilidad para realizar estas maniobras fuera de la pista principal, construyendo accesos diagonalmente opuestas en una intersección, por ejemplo, para convertir una vuelta en U en una separación a derecha, para integrarse a una carretera secundaria, desde donde se realiza acto seguido una maniobra de giro a izquierda para completar la maniobra de retorno (Ver la intersección en semitrebol a nivel, de la figura 5.4). Otras soluciones se auxilian de las calles marginales, cuando existen, para salir de la pista principal por una rampa y buscar una intersección cercana para realizar el giro a izquierda o, alternativamente, hacer lo anterior para luego cruzar la pista principal y tomar un aro que le coloque en condiciones de continuar el recorrido en sentido inverso al inicial.

La otra alternativa es el uso de la mediana, que en tanto sea de un ancho muy limitado, puede ser ensanchada para facilitar las maniobras de retorno de giro a izquierda, aunque la recomendación que se desprende de esta breve discusión, es la necesidad de contar con el ancho apropiado de la mediana que el tránsito y las maniobras a realizar justifiquen plenamente.

Los giros en U separados mediante cortes en la continuidad de la mediana, son justificados en determinados sitios, para acomodar movimientos de tránsito de menor significación en cuanto a volúmenes, que a propósito no son atendidos en los intersecciones o los intercambios, para dejar aislado el tratamiento de estos casos. La localización de estos sitios puede estar a distancias prudenciales de los intercambios, disponer de sus propios carriles para giro a izquierda y estar separados por una isla en forma de huso para aislar físicamente las maniobras contiguas de retorno en sentidos opuestos.

En carreteras sin control en los accesos, las aperturas de la mediana son recomendables para servir a las propiedades colindantes, recomendándose en casos tales que el espaciamiento de las interrupciones sea entre 400 y 800 metros. Por otra parte, en las carreteras de acceso controlado, la distribución de aperturas de la mediana es aconsejable cuando se desea además facilitar las maniobras de los vehículos de mantenimiento, de vigilancia y de atención a los vehículos con problemas mecánicos o accidentados.

5.9.2 Interrupción de la Mediana en una Carretera Dividida

Ya se mencionó que en carreteras divididas con mediana o franja separadora central, resulta bastante práctico interrumpir la continuidad de la mediana para permitir la ejecución de maniobras de retorno o vueltas en U y los giros a izquierda desde la vía principal, lo que contribuye a eliminar la alternativa de recorridos hacia las intersecciones más próximas para realizar esa maniobra de cruce. Para aplicar con efectividad este tipo de solución es necesario conocer el volumen, la composición del tránsito, los vehículos que cruzan y los que giran en

las horas de diseño. Es necesario seleccionar el vehículo de diseño que permita seleccionar el ancho y tipo de los movimientos de giro y cruce.

Como una consecuencia de los diferentes volúmenes de tránsito que maniobran en el sitio donde se interrumpe la mediana, es necesario realizar un estudio comparativo de volúmenes y capacidades, para seleccionar la solución más apropiada para diseño.

Los dispositivos de control de tránsito horizontales y verticales, deben tener especial consideración para controlar, regular y mejorar la eficiencia en la operación del tránsito.

Se aceptan como mínimo velocidades de 15 a 20 kilómetros por hora para los vehículos que giran; cuando las velocidades son mayores, se debe tomar en cuenta la trayectoria del vehículo con el radio correspondiente para esa velocidad. En medianas anchas la apertura de la mediana tendrá una longitud relativamente menor para alcanzar el radio de giro necesario para una intersección a 90 grados, como puede apreciarse del examen de los datos mostrados en el cuadro 5.8, que se ha preparado para mostrar las exigencia del diseño para los vehículos tipo automóviles o vehículos livianos, P, y camiones medianos, SU. A estas propuesta se pueden adecuar los grandes vehículos de carga adoptados para diseño, al realizar sus giros a izquierda.

Las puntas terminales de la mediana pueden ser semicirculares, de tres centros y punta de bala.

El semicírculo como forma de remate de la franja separadora central es conveniente para franjas angostas, hasta un ancho de mediana de 3 metros, aunque no existe diferencia operacional alguna para los remates de medianas de 1.2 metros o menos. Para anchos mayores, que permiten con facilidad el giro y necesitan una menor longitud de abertura de la mediana, se tiene preferencia por el remate en forma de punta de bala. El diseño con forma en punta de bala está formado por dos arcos circulares trazados con el radio de control y un arco de radio de aproximadamente 0.6 metros para redondear en condiciones mínimas la punta.

Las formas de punta de bala se proyectan con el propósito de encauzar a los vehículos que giran desde cualquier dirección, en tanto que los remates semicirculares pueden dar lugar a la invasión del carril de sentido contrario en el camino secundario de la intersección.

Cuadro 5.8

Anchos Mínimos de la Abertura en las Medianas para Vehículos Típicos de Diseño, P y SU

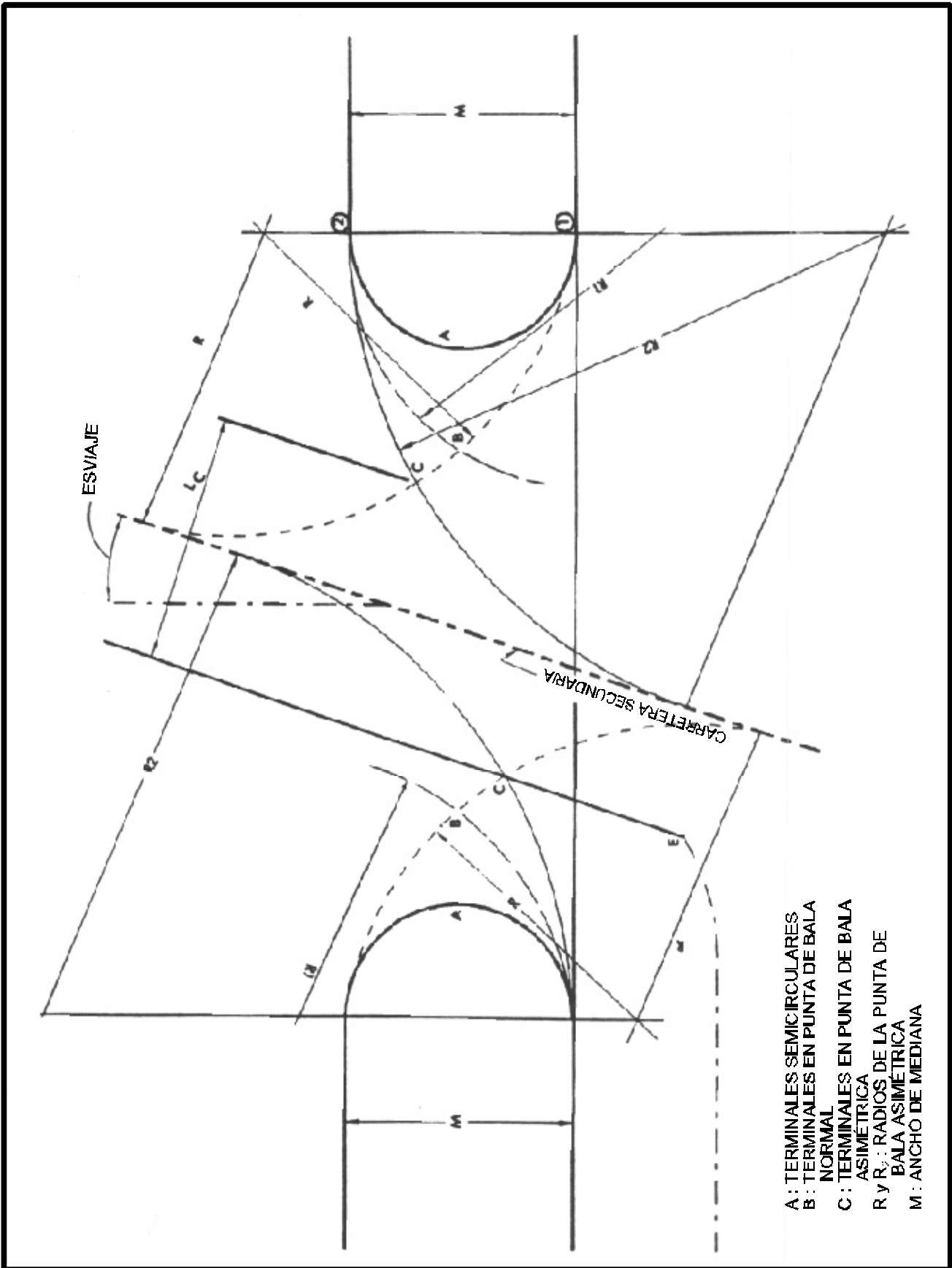
Ancho de la Mediana (m)	Abertura Mínima de la Mediana (m)			
	Semicircular		Tres Centros. Punta de bala	
	P (12 m)	SU (15 m)	P (12 m)	SU (15 m)
1.2	22.8	28.8	22.8	28.8
1.8	22.2	28.2	18.0	22.8
2.4	21.6	27.6	15.9	20.4
3.0	21.0	27.0	14.1	18.6
3.6	20.4	26.4	12.9	17.4
4.2	19.8	25.8	12.0	15.9
4.8	19.2	25.2	12.0	15.0
6.0	18.0	24.0	12.0	13.2
7.2	16.8	22.8	12.0	12.0
8.4	15.6	21.6	12.0	12.0
9.6	14.4	20.4	12.0	12.0
10.8	13.2	19.2	12.0	12.0
12.0	12.0	18.0	12.0	12.0
15.0	12.0	15.0	12.0	12.0
18.0	12.0	12.0	12.0	12.0
21.0	-	12.0	12.0	12.0

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, pp 754 y 756

El esviaje u oblicuidad del cruce por la abertura de la mediana, obliga a diseños con anchos que se incrementan en cuanto el ángulo de la intersección se desvíe más y más de los 90 grados. Aunque el extremo de la mediana en punta de bala resulta siempre preferible, el esviaje introduce otras modificaciones convenientes para el cambio del diseño. En un cruce de este tipo se hace necesario usar como control el radio R en el ángulo agudo para localizar el PC (Principio de Curva) sobre el borde de la mediana o punto 1 mostrado en la figura 5.14 .El arco del radio mencionado es equivalente al mínimo paso interno de un vehículo cuando gira a más de 90 grados. Existen varios diseños alternativos que dependen del esviaje, el ancho de la mediana y el radio, cuando se tiene al PC como control de diseño.

Las terminales semicirculares (A) resultan en aberturas muy amplias y dificultades para la canalización de los giros a izquierda con menos de 90 grados. Las de punta de bala (B) ofrecen problemas similares para los giros a izquierda, por lo que es recomendable una terminal de punta de bala asimétrica (C) con radios R y

FIG. 5.14 DISEÑO MÍNIMO DE LA ABERTURA DE LA MEDIANA (EFECTO DEL ESIVIAJE)



R_2 como los más atractivos para enfrentar esta situación. Este segundo radio es mayor que el primero y tiene tangencia con el punto 2 de la figura y la línea central de la vía secundaria esviada.

En estos diseños la nariz de la bala se redondea en el punto de cruce de las dos trayectorias circulares. En el cuadro 5.9 se presentan valores típicos mínimos de diseño de terminales de mediana utilizando como control un radio de 15 metros para rangos de ángulos de oblicuidad y anchos de mediana.

En general, las aberturas de las medianas no deben ser mayores de 30 metros, independientemente del grado de esviaje de la intersección. Los controles de diseño para las aberturas mínimas para giro a izquierda se muestran en el cuadro 5.10.

5.10 Visibilidad en las Intersecciones

Los accidentes en las intersecciones son comunes y parte de ellos se deben a diseños obsoletos o diseños que, pese a ser adaptados a las nuevas tecnología, enfrentan situaciones de incompreensión de parte de los usuarios sobre la operación funcional de los mismos. Consecuentemente, el diseño de esta parte de las carreteras debe ser estudiado con mucho cuidado para evitar, hasta donde sea posible, todas las situaciones de riesgo que puedan llevar a movimientos azarosos de la corriente de tránsito. Uno de los elementos que debe llamar especial atención, es el diseño de distancias seguras de visibilidad en los accesos para los vehículos que circulan por la intersección.

El conductor que se aproxima a una intersección a nivel debe tener una visión sin obstáculos de la intersección completa y de suficiente longitud de la carretera que intercepta, para tener el control necesario del vehículo que le evite colisiones con otros vehículos. Debe existir una distancia de visibilidad suficiente sin obstáculos a lo largo de ambos accesos de las carreteras en una intersección, para permitir que los conductores de los vehículos que se aproximan simultáneamente alcancen a verse el uno al otro con tiempo suficiente para prevenir colisiones.

Cada conductor dispone de tres posibilidades, acelerar, reducir la velocidad y detenerse. Para cada caso, la relación espacio-tiempo-velocidad determinará el triángulo de visibilidad libre de obstrucciones que debe existir o, de otra manera, establecer las restricciones operativas necesarias para la seguridad de los movimientos donde se presenten condiciones inferiores a las deseables. Cualquier objeto dentro del triángulo de visibilidad mostrado en la figura 5-15, que sea suficientemente alto sobre la elevación de la carretera adyacente, como para ser un obstáculo visual, debe ser removido o reducido en su altura.

Cuadro 5.9 Efecto de Oblicuidad en el Largo de Abertura de Medianas

Angulo de Esviaje	Ancho Mediana	Semicircular	Largo abertura mediana		Radio diseño C (m)
			Simétrica B	Asimétrica C	
0°	3	27	19	-	-
	6	24	13	-	-
	9	21	12 Min	-	-
	12	18	12 Min	-	-
	15	15	12 Min	-	-
	18	13	12 Min	-	-
10°	3	32	24	23	21
	6	28	17	16	20
	9	25	14	12 Min	20
	12	21	12 Min	12 Min	19
	15	18	12 Min	12 Min	18
	18	14	12 Min	12 Min	18
20°	3	36	29	27	29
	6	32	22	20	28
	9	28	18	14	26
	12	24	14	12 Min	25
	15	20	12 Min	12 Min	23
	18	16	12 Min	12 Min	21
30°	3	41	34	32	42
	6	36	27	23	39
	9	31	23	17	36
	12	27	19	13	33
	15	23	15	12 Min	30
	18	18	12	12 Min	27
40°	3	44	38	35	63
	6	39	32	27	58
	9	35	27	20	53
	12	29	23	15	47
	15	24	19	12 Min	42
	18	19	15	12 Min	36

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and. Streets, 1994, p. 766

Cuadro 5.10

Controles de Diseño para Aberturas Mínimas de la Mediana

	Radio de Control, en metros		
Vehículo de Diseño Permisible	12	15	23
Predominante	P	SU	WB-12
Ocasional	SU	WB-12	WB-15

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p.767

De manera análoga, cualquier vehículo que se ha detenido en una intersección, debe contar con suficiente distancia de visibilidad hacia uno y otro lado, formando un triángulo de visión completa e irrestricta, para realizar una maniobra segura dentro de la zona de la intersección, sea que desee cruzar la otra vía o se desee integrar a la corriente del tránsito en dicha vía..

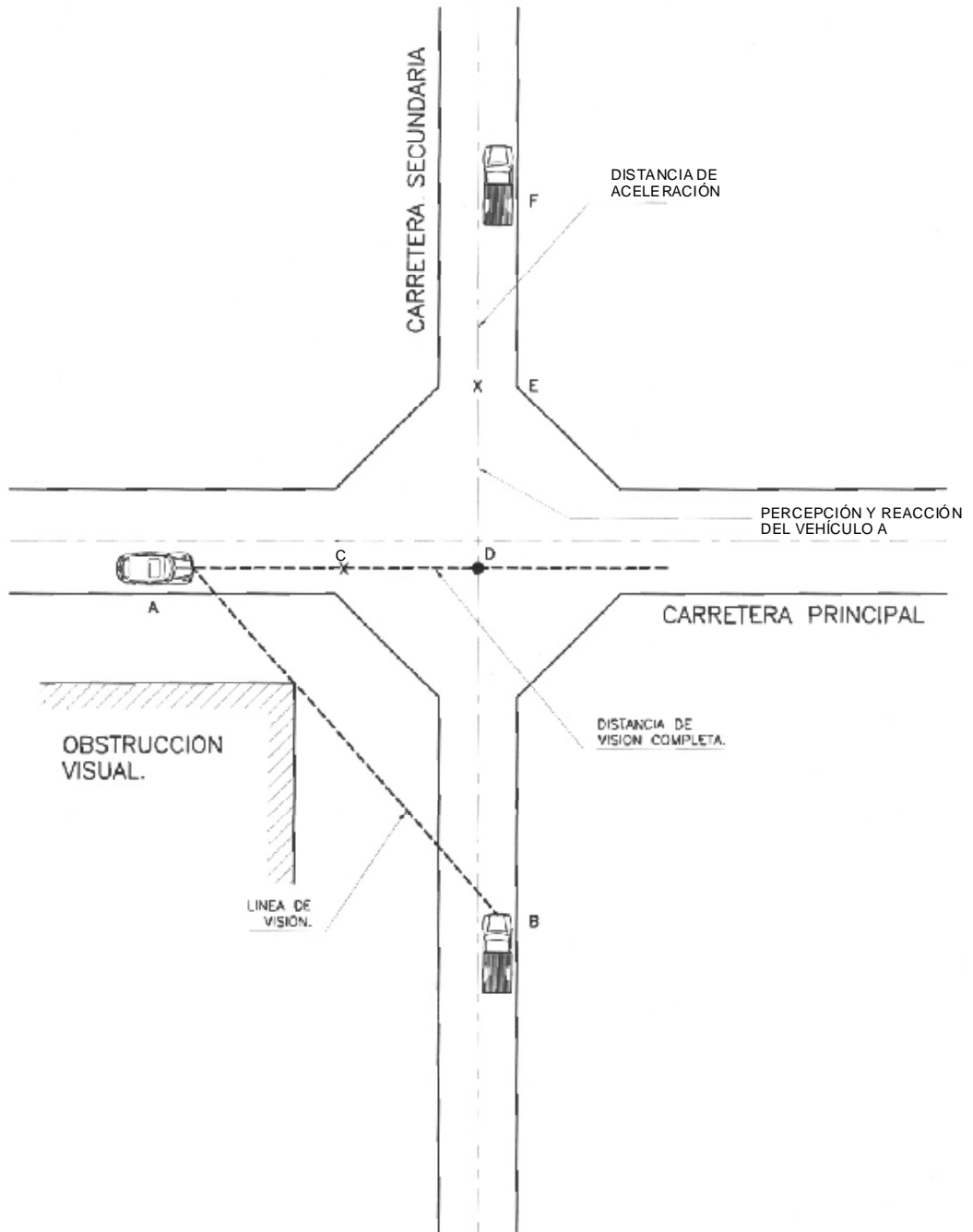
Dentro de este concepto, se pueden considerar varias situaciones posibles:

- Intersecciones sin control, donde los vehículos que se aproximan para realizar sus maniobras previstas, deben ajustar su velocidad.
- Intersecciones controladas por señales de CEDA EL PASO, diseñadas conforme las normas de señalización vigentes
- Intersecciones donde los vehículos de la carretera secundaria deben responder al mandato de la reconocida señal de ALTO.
- Intersecciones donde todos los accesos son controlados por señales de ALTO (four way stop) o por luces de semáforos.
- Intersecciones donde los vehículos que giran a la izquierda desde la vía principal, deben ceder el paso a la corriente opuesta sobre la vía principal.

El uso de la figura 5.15 se hace necesario para explicar los primeros casos por ser los más frecuentes.

El acceso de la corriente con menos vehículos en circulación a través del punto D, debe disponer de suficiente distancia de visibilidad para que se compenetre de la

FIG. 5.15 TRIÁNGULO DE VISIBILIDAD



situación del tránsito en la intersección y que tome la decisión para recorrer la distancia BD y cruzar o detenerse con seguridad.

La distancia BD debe tener tal longitud, que los conductores deben estar en condiciones de percibir y reaccionar ante las situaciones de amenaza a la seguridad vial y maniobrar sus vehículos para detenerse ante cualquier circunstancia.

La distancia BD se compone de dos partes:

- La distancia de percepción y reacción
- La distancia de frenado, necesaria para detener el vehículo hasta el punto propicio de la intersección.

La distancia BD, en metros, se determina de la siguiente manera:

$$B D= V_1 t_1 + V_1^2 / 2 d$$

Donde:

V1=Velocidad de los vehículos que circulan en la vía de menor intensidad, en metros por segundo.

t1= Tiempo de percepción y reacción, del orden de 3 segundos.

d= Tasa de deceleración (m/s²).

Una carretera primaria con una velocidad de 80 kilómetros por hora en su intersección con una carretera secundaria con 50 kilómetros por hora de velocidad, necesita disponer de un triángulo rectángulo visual para los vehículos A y B con catetos de 65 y 40 metros, respectivamente, desde el punto de intersección. Estas distancias o mayores, le permitirán a los vehículos en ambas carreteras hacer los ajustes necesarios en las velocidades antes del punto de conflicto. Intersecciones con triángulos visuales de las dimensiones anotadas o mayores, no son necesariamente seguros, pues existe la posibilidad de enfrentar una sucesión de vehículos en el ramal de acceso de la otra vía. Por esta razón, en las intersecciones de este tipo, que se utilizan en carreteras con bajos volúmenes de tránsito, se acostumbra ceder el paso a los vehículos que se aproximan por la derecha, como una regla de tránsito que abona a la seguridad de la circulación en este tipo de intersecciones sin control.

Siempre refiriéndose a la figura 5.15, la distancia AD es la que recorre el vehículo que viaja en la carretera primaria o de mayor tránsito, en el momento que el vehículo de la vía secundaria cruza la intersección desde el punto D al punto F. Dentro de la distancia AD se incluye la distancia CD, a manera de ajuste por razones de seguridad.

Para el caso exclusivo de camiones, se presenta el cuadro que sigue para conductores buenos y menos buenos, manejando estos vehículos, tomando como modelo el vehículo de diseño identificado como WB-19. El diseñador, a su criterio, decidirá la mejor opción para el tratamiento de la visibilidad en intersecciones conforme, las orientaciones dadas en este acápite.

Distancia de Visibilidad BD (ver triángulo de visibilidad)						
Velocidad km/h →	32	48	64	80	96	112
FHWA Camión de 19.5m	41	69	103	149	201	264
Conductores buenos	53	99	160	228	305	396
Conductores regulares	46	83	122	168	221	282

Fuente: ITE, Geometric Design and Operational Considerations for Trucks, Informational Report, 1992

Nota: FHWA, Federal Highway Works Administration, USA.

Las distancias de visibilidad presentadas antes se refieren a las necesarias para realizar un cruce de los vehículos en ángulo recto entre una carretera primaria y una secundaria.

Cuando se hacen giros de derecha e izquierda las distancias recomendadas para automóviles y camiones son las mostradas en el cuadro 5.11.

Cuadro 5.11

Distancia de Visibilidad para Giros a Derecha e Izquierda en Intersecciones

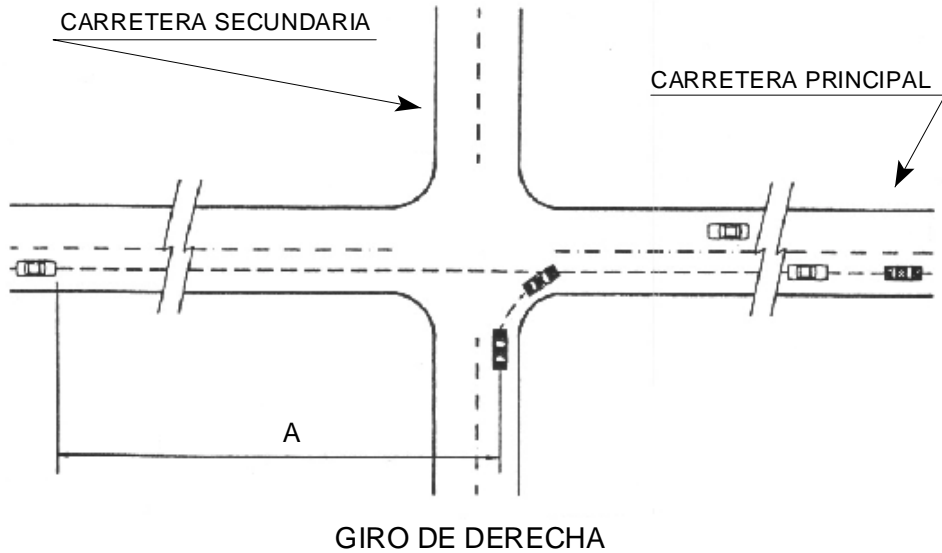
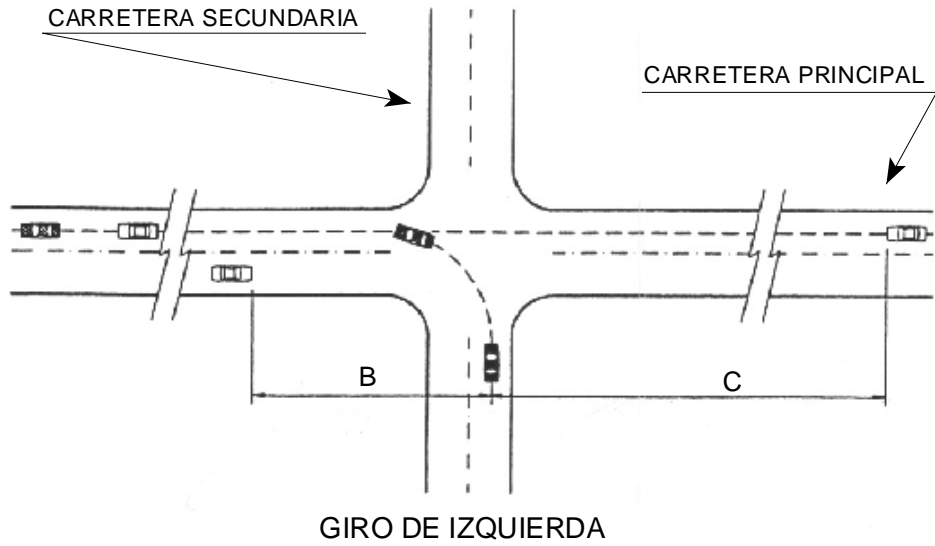
Velocidad de diseño (m)	Derecha		Izquierda			
	Auto	Camión	Auto		Camión	
	A	A	B	C	B	C
32	76	204	83	76	209	204
40	105	275	104	105	262	275
48	140	359	124	140	314	359
56	184	462	145	184	366	462
64	238	591	166	238	419	591
72	302	757	187	302	471	757
80	376	975	207	376	523	975
80	461	ND	228	461	576	ND
96	558	ND	249	558	628	ND
105	670	ND	269	670	680	ND
112	796	ND	290	796	733	ND

Fuente: ITE, Geometric Design and Operational Considerations for Trucks, Informational Report, 1992.I

Las distancias A, B y C están mostradas en la figura 5.16.

ND: No Disponible

FIG. 5.16 DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA GIROS DE IZQUIERDA Y DE DERECHA



5.11 Diseño de Intersecciones Giratorias o Rotondas⁷

5.11.1 Consideraciones Generales

Las soluciones de este tipo son usuales en diferentes partes del mundo para solucionar a nivel, problemas de congestión del tránsito con volúmenes intermedios, porque constituyen una forma económica y flexible para dar solución al movimiento de tránsito en medios urbanos, suburbanos y rurales.

Existen ventajas notorias que dan credibilidad a la decisión de construir este tipo de facilidad en intersecciones donde se puedan alcanzar las siguientes ventajas:

- Marcan la transición entre distintos tipos de flujos vehiculares urbanos e interurbanos, al conseguir la reducción de velocidad a la entrada y salida del tránsito en los diferentes accesos.
- En la rotonda, los vehículos deben transitar a una velocidad uniforme para incorporarse, entrecruzarse y salir de la corriente de tránsito, sin serios conflictos.
- Las rotondas son aplicables cuando los volúmenes de tránsito que llegan a la intersección alcanzan unos 60,000 vehículos por día ó 6,000 vehículos por hora en la hora punta⁸, tomando en cuenta siempre que la proporción de tránsito en las entradas sea equilibrada. El volumen total de las ramas no norma el diseño, su capacidad se rige más bien por el tránsito principal y por el que se entrecruza en el sitio crítico de confluencia de la rotonda.
- Las rotondas funcionan mejor en sitios con tránsito peatonal escaso.
- Desde el punto de vista de su localización, ofrece ventajas de visibilidad a los conductores, cuando éstas garantizan una visión segura en sus aproximaciones y dentro de la isleta central.

Este tipo de intersecciones a nivel se justifica en las siguientes circunstancias:

- Cuando la circulación vehicular no es de larga distancia.
- Cuando existe una sucesión de pasos a nivel preestablecidos.
- Para atender todo tipo de maniobras en las intersecciones, convirtiéndolas en un movimiento de tránsito ordenado y continuo, de un solo sentido.
- Para dar respuesta eficiente a los tiempos de espera fuera de la hora de punta.
- Para dar respuesta eficiente a las solicitudes de intersecciones de cuatro accesos o más.

⁷ Referencias principales: Ourston and Doctors, *"Roundabouts Design Guidelines"*, 1995, y The Dept. of Transport, UK, y otros, *"Geometric Design of Roundabouts"*, Report TD 16/93, 1993

⁸ A un volumen total de 3,000 vph se limita la capacidad de las rotondas de primer orden, según el *"Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras"*, de la Secretaría de Obras Públicas de México, 1976.

- Para ofrecer soluciones de bajo costo relativo en cuanto a construcción y mantenimiento, toda vez que se cuente con el derecho de vía apropiado.
- Para disminuir la tasa de accidentes en las intersecciones a nivel, en comparación con otras soluciones usuales en intersecciones corrientes.
- Cuando se desea aprovechar la isleta central para la ejecución de obras complementarias de monumentación y ornato.

En contraposición de los aspectos positivos, hay que mencionar las desventajas de las mismas:

- No se pueden coordinar en carreteras que tienen instalaciones con semáforos.
- No existen prioridades de las corrientes de tránsito en los accesos.
- No se concilian con las oleadas de tránsito provenientes de otras intersecciones vecinas dotadas de instalaciones con semáforos.
- Las rotondas requieren grandes dimensiones cuando los caminos que se intersectan son de alta velocidad, ya que las zonas de entrecruzamiento tienen que ser de mayor longitud, o bien cuando la intersección está formada por más de cuatro ramales.
- Los peatones no encuentran satisfacción de cruce similares a los acostumbrados en otros tipos de intersecciones.

Para tomar decisiones definitivas, el diseñador debe tomar además muy en cuenta los aspectos topográficos y ambientales.

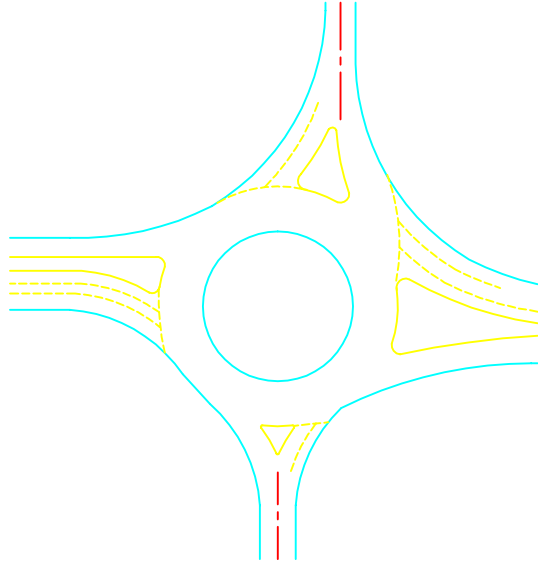
5.11.2 Tipos de Rotondas

Los elementos básicos de una rotonda son: una isleta central, cuyo radio debe corresponder a la velocidad de diseño, de modo que a una velocidad de proyecto de 60 kilómetros por hora se requiere un radio mínimo de 113 metros, que describe la orilla interior de la calzada; la calzada de la rotonda, que tiene un solo sentido de circulación alrededor de la glorieta central; las entradas y salidas de la rotonda, que para operar con eficiencia y seguridad deben alcanzar velocidades equiparables a las de la propia rotonda; y las islas canalizadoras, que dividen los accesos para formar las entradas y salidas a los mismos. Para sintetizar esta descripción, se ha preparado la figura 5.17 que contiene esquemáticamente tres tipos de rotondas:

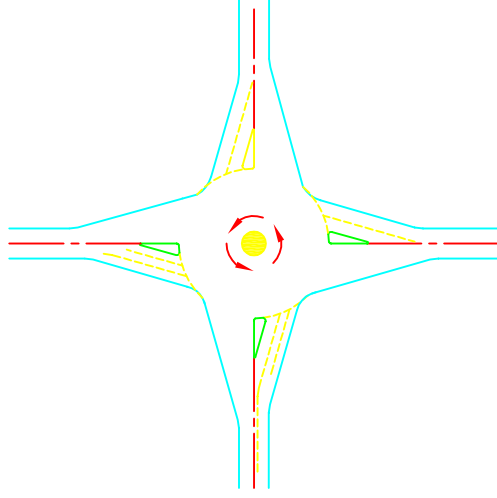
- La identificada como rotonda normal, que está compuesta de 4 accesos con entradas ensanchadas, para permitir que entren como máximo 3 vehículos al mismo tiempo, con una franja asfáltica de 12 metros alrededor de una isla central circular de diferente diámetro, en concordancia con los volúmenes de tránsito.

Figura 5.17: TIPOS DE ROTONDAS.

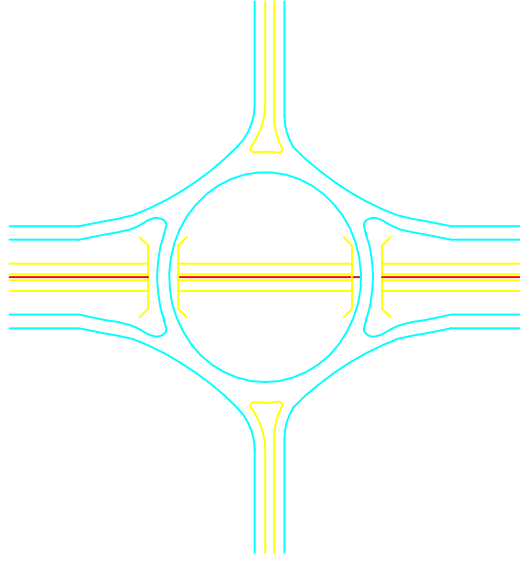
ROTONDA NORMAL



MINIROTONDA CON
ENSANCHAMIENTO
EN LOS ACCESOS.



ROTONDA A
DESNIVEL.



- La identificada como mini-rotonda, que dispone de ensanchamientos en los accesos y una pequeña isleta al centro, que en algunos países del mundo con alto nivel de educación vial ha dado buenos resultados, al permitir un volumen total de tránsito en la intersección de unos 7,000 vehículos por hora.
- La rotonda a desnivel, que más bien corresponde a la categoría de intercambios que son tratados en el subsiguiente capítulo de este manual, que se tipifica mediante la configuración indicada en el extremo derecho de la figura 5.17. Esta rotonda está integrada por dos puentes que permiten el tránsito ininterrumpido de los vehículos en maniobras de cruce de la corriente principal, mientras que en la parte superior se mueven también elevados volúmenes de tránsito correspondientes al balance del tránsito total, operando bajo el régimen de circulación en el sentido opuesto a las manecillas del reloj, típico de las rotondas.

Estas rotondas permiten también segregarse físicamente el tránsito que realiza maniobras de giro a la derecha en los accesos, para incrementar la capacidad de la solución propuesta.

5.11.3 Elementos de Diseño

Para interpretar con facilidad este tema hay que referirse a la figura 5.18, donde se aclaran algunos de los parámetros que son determinantes en la configuración geométrica de las glorietas, su tratamiento está relacionado con la capacidad, seguridad en el movimiento de los flujos vehiculares, economía y medio ambiente.

La longitud efectiva de ensanchamiento l' identificada en la figura 5.18. B, como CF se construye paralela a la línea BG empezando a una distancia $(e-v)/2$ en el punto C sobre la línea AB. La distancia BD es igual a $(e-v)$, la amplitud del ensanchamiento se define por la siguiente expresión:

$$S = 1.6 (e-v) / l'$$

El ángulo de entrada θ también se ilustra para varias condiciones geométricas en la figura 5.18.C; enfrenta conflictos entre el tránsito que entra y el que circula enfrente de los accesos. También en la misma figura 5.18.A se ilustra la longitud del diámetro del círculo inscrito (D).

El ángulo de entrada para diferentes configuraciones geométricas de glorietas se ofrece en la figura 5.18.

Los rangos de valores prácticos para los diferentes parámetros que han sido mencionados antes, son los siguientes:

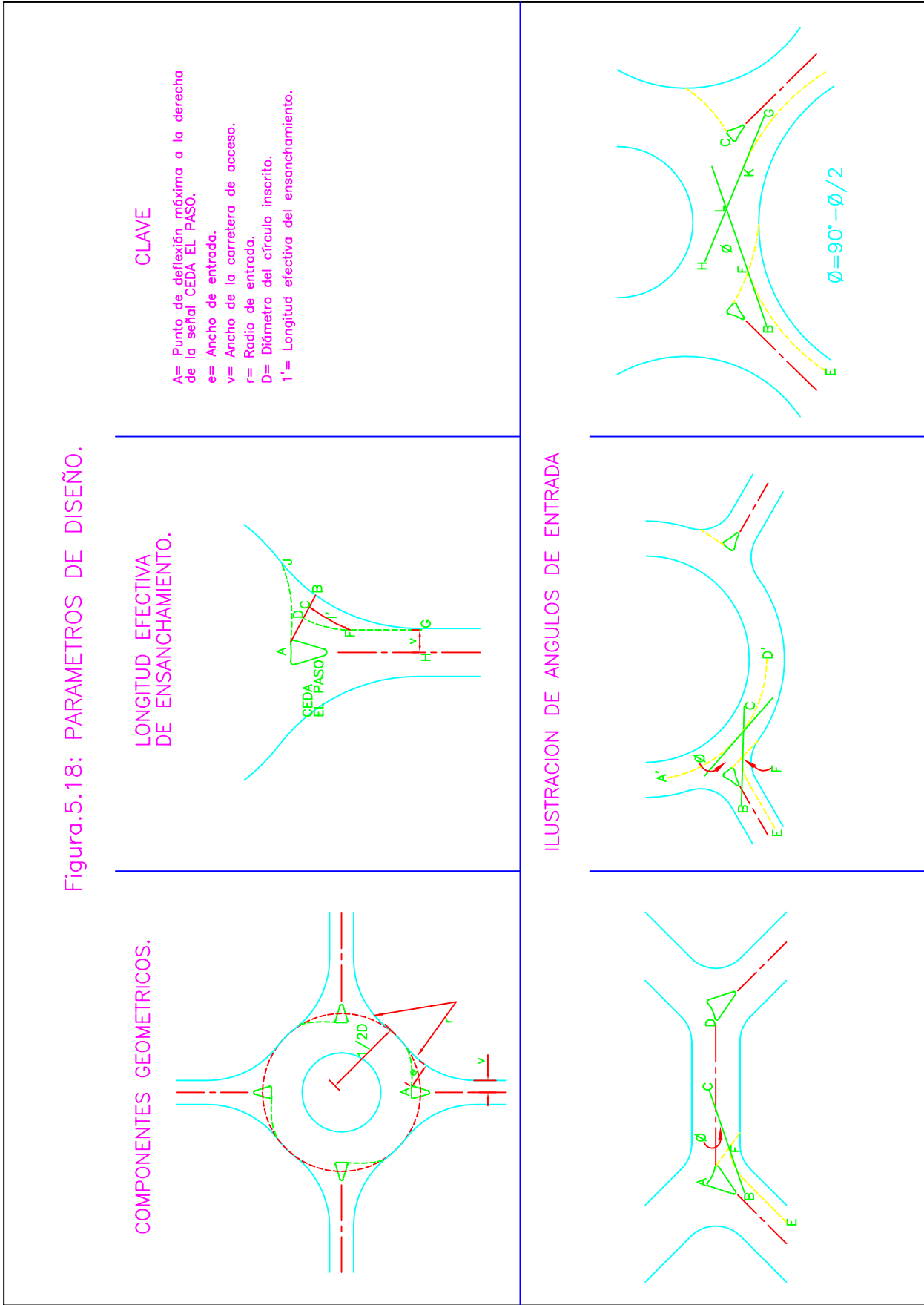


Figura.5.18: PARAMETROS DE DISEÑO.

Descripción	Valores prácticos
e Ancho de entrada	4 -15 m
v Mitad del ancho del acceso	2 - 7.3 m
I` Promedio de longitud efectiva del ensanchamiento	1 – 100 m
S Amplitud del ensanchamiento	0 – 2.9 m*
r Radio de entrada	6 – 100 m
∅ Angulo de entrada	10 – 60 ⁰
D Diámetro del circulo inscrito	15 – 100 m

* Rango medido

El ancho total de la entrada debe ser menor de 10.5 metros en carreteras de 2 carriles, uno por sentido de circulación y no debe ser mayor de 15 metros para carreteras de carriles dobles por sentido. El ancho de cada carril debe ser mayor de 3 metros.

El ancho de la entrada de los accesos y la longitud de ensanchamiento, I`, son elementos de diseño que tienen influencia relevante en la capacidad de la rotonda y en la seguridad de los movimientos vehiculares.

Se recomienda que el ancho de las entradas tengan como mínimo dos carriles y no ser mayor al equivalente de cuatro carriles.

5.11.4 Cálculo de Capacidades de Rotondas

El cálculo de capacidad de este tipo de facilidades viales se compone de dos partes:

- Capacidad práctica de las zonas de entrecruzamiento, Qp, en vehículos por hora.
 - La capacidad de las entradas, Qe
- El primer cálculo de capacidad de las zonas de entrecruzamiento utiliza la siguiente expresión:

$$Q_p = 282 * W * (1 + E/W) * (1 - P/3) / (1 + W/L)$$

Donde:

W= Ancho de la calzada circular de rodadura, en metros

E= Promedio de ancho del acceso de entrada y el ancho de la calzada circular, en metros.

P= Proporción de las corrientes de tránsito que se entrecruzan en relación al volumen del total que se mueve en esa sección

L= Longitud de la sección de entrecruzamiento, en metros.

La proporción de tránsito que se entrecruza se calcula haciendo uso de la figura 5.19, donde aparece la proporción de entrecruzamiento explicada utilizando letras en los accesos. Específicamente se muestra el método aplicado a las corrientes de tránsito del acceso Sur.

- La segunda utiliza la siguiente expresión:

$$Q_e = K (F - f_c \cdot Q_c), \text{ cuando } f_c \cdot Q_c \text{ es menor o igual que } F.$$

$$Q_e = 0, \text{ cuando } f_c \cdot Q_c \text{ es mayor que } F$$

Donde:

$$K = \left\{ (1 - 0.00347(\theta - 30)) - \left[0.978 \left[\frac{1}{r} - 0.05 \right] \right] \right\}$$

θ = Angulo de entrada.

r = Radio de entrada

$F = 303 X_2$

$f_c = 0.21 \cdot tp [1 + 0.2 X_2]$

Q_c = Volumen de tránsito que circula enfrente de la entrada

Donde los factores:

$$a) \quad X_2 = v + \left[\frac{e - v}{1 + 2 \cdot S} \right]$$

e = Ancho del acceso ensanchado, en metros

v = Ancho de la calzada de la carretera antes del acceso, en metros

Amplitud del ensanchamiento (S)

$$S = 1.6 \cdot \frac{(e - v)}{l}$$

Donde:

$$b) \quad tp = 1 + 0.5 / (1 + M)$$

$$M = e \left[\frac{D - 60}{10} \right]$$

e = Base de logaritmos neperianos

D = Diámetro inscrito de rotonda, en metros.

5.11.5 Visibilidad en Rotondas

- La distancia de visibilidad de parada en rotondas se presenta en el cuadro 5.12. Es la distancia de visibilidad en los accesos que se muestran para las consideraciones geométricas de la figura 5.20, presentada en dos páginas. La altura del ojo del observador y del objeto es de 1.05 metros y deberá verse claramente hasta una altura de 2 metros sobre la superficie de rodamiento.

Figura 5.19: DISTRIBUCION DEL TRANSITO EN ROTONDAS.

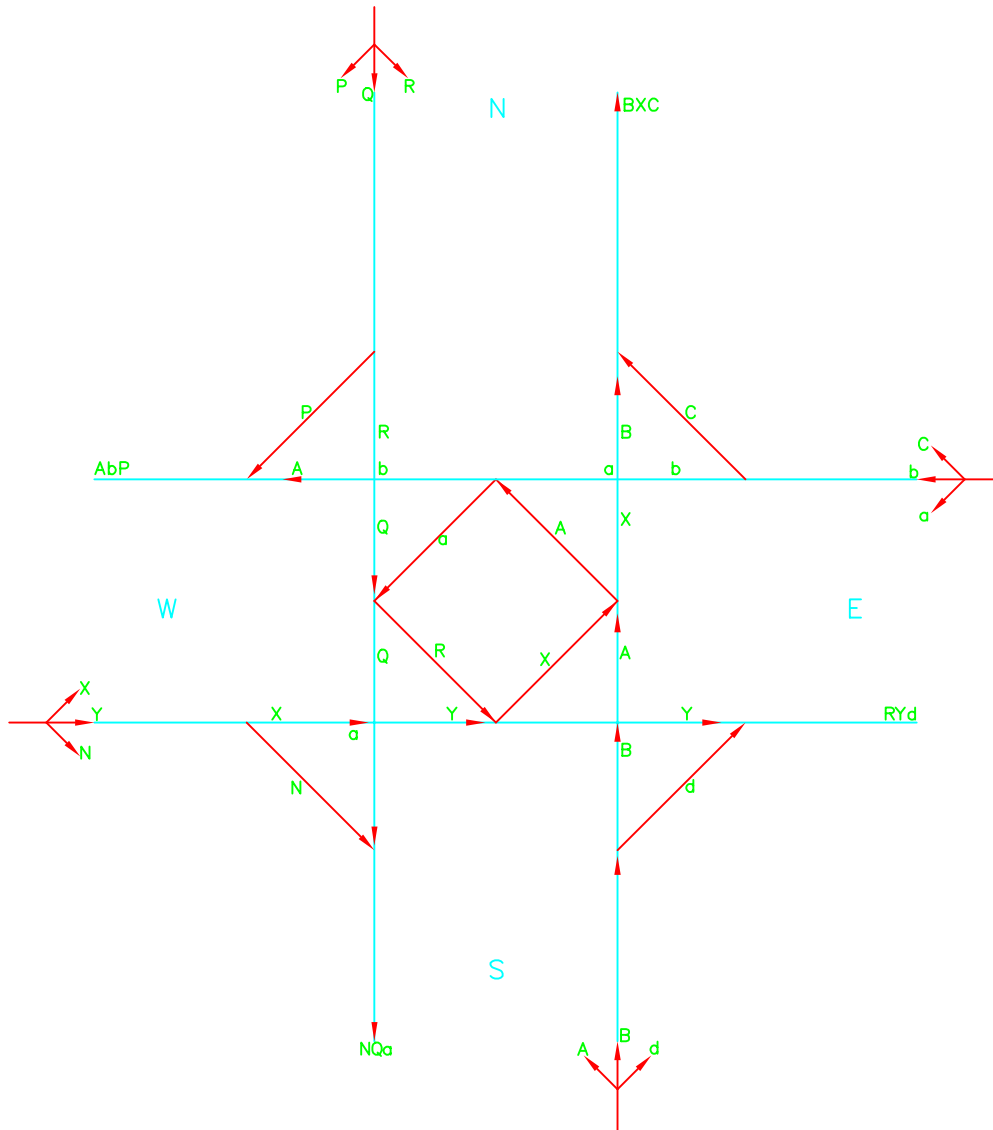
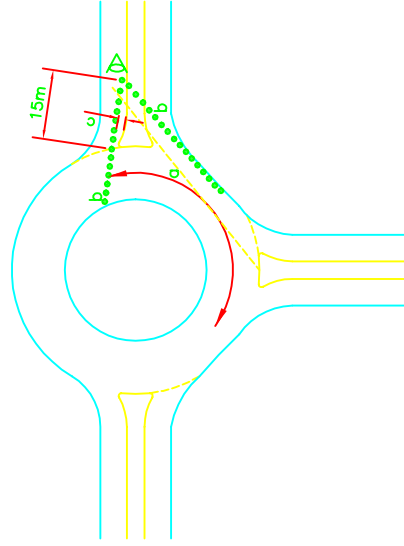


Figura No.5.20: VISIBILIDAD EN ROTONDAS

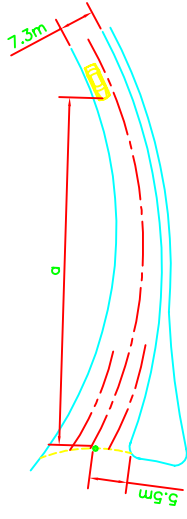
DISTANCIA DE VISIBILIDAD A LA IZQUIERDA DE LA ENTRADA.



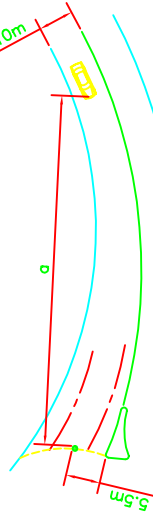
CLAVE

- a= Distancia de visibilidad a la velocidad circulatoria.
- b= Línea de visión.
- c= Mitad del ancho del carril.
- △ Punto de visión.

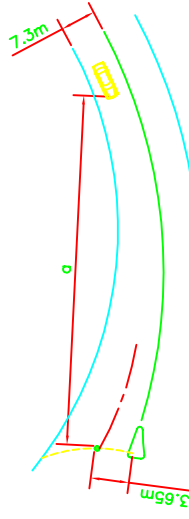
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.



ACCESO CON MEDIANA DE BARRERA.



CARRETERA SIN MEDIANA.

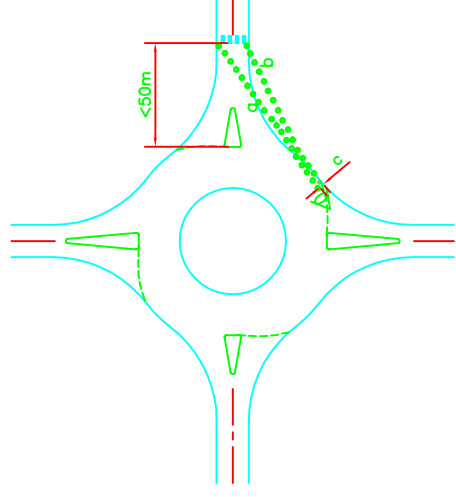


CARRETERA SIN MEDIANA.

CLAVE

- △ Posición del vehículo que entra.
- a= Distancia de visibilidad mínima deseable para distintas velocidades de diseño.

DISTANCIA PEATONAL PARA LOS VEHICULOS QUE ENTRAN.

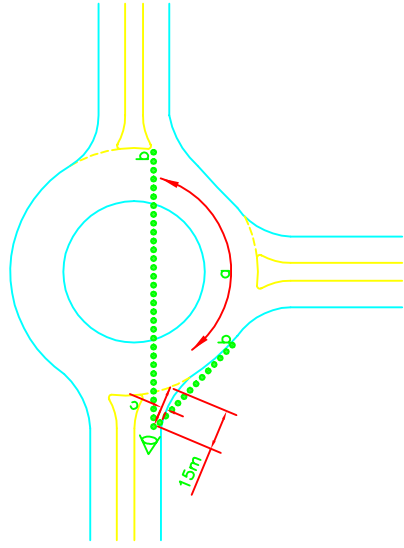


CLAVE

- a= Área mínima requerida para visibilidad del cruce peatonal desde el punto de visión.
- b= Línea de visión.
- c= Mitad del ancho del carril.

Figura No.5.20: VISIBILIDAD EN ROTONDAS (CONTINUACION)

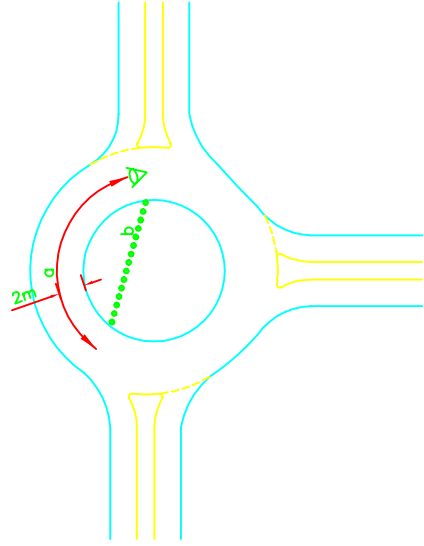
REQUERIMIENTOS FRONTALES DE VISIBILIDAD.



CLAVE

- a= Distancia de visibilidad.
- b= Línea de visión.
- c= Mitad del ancho del carril.
- △ Posición del observador.

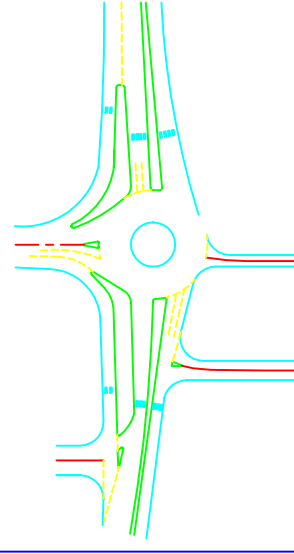
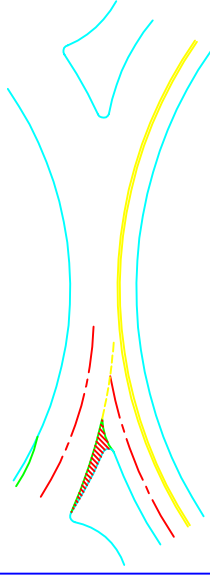
VISIBILIDAD CIRCULAR.



CLAVE

- a= Distancia de visibilidad, relacionada con la velocidad de diseño.
- b= Línea de visión.
- △ Posición del observador.

ELEMENTOS TÍPICOS DE SEGREGACION DE TRANSITO QUE GIRA A LA DERECHA EN ROTONDAS



Hasta 1.05 metros se cubre la visibilidad sobre la parte superior de plantas y muros bajos y hasta 2 metros se dispone de visibilidad de las señales verticales.

- La visibilidad vertical tiene 1.05 metros como altura del observador y 0.26 metros para altura del objeto; siempre debe alcanzarse una visión segura hasta 2 metros de alto bajo el mismo criterio mencionado antes.
- La distancia de visibilidad hacia la izquierda de la entrada también se muestra en la Figura No.5.20; en este caso, todos los conductores que se acercan a la línea de CEDA EL PASO deberán tener la facilidad de ver todo el ancho de la franja de rodada localizada a su izquierda. Esta distancia se mide desde el centro del carril izquierdo del acceso, 15 metros adelante hasta alcanzar la línea del CEDA EL PASO a la entrada desde el acceso. Estas distancias de visibilidad se relacionan con el diámetro del círculo inscrito (D) y se muestran en el cuadro 5.12 antes citado.

Cuadro 5.12 Distancia de Visibilidad en Rotondas

a) Distancia de visibilidad de parada		b) Distancia de visibilidad hacia la izquierda de la entrada	
Velocidad de Diseño(km/h)		Diámetro inscrito (m)	Distancia de visibilidad (m)
50	60 70 85 100		
Mínima Deseable (m)		<40	Toda la Intersección
70	95 125 165 225	40-60	40
Mínima Absoluta (m)		60-100	50
50	70 95 125 165	>100	60

La visibilidad requerida enfrente de la entrada se mide de la misma forma que la requerida para la izquierda y se utilizan las mismas distancias mostradas en la sección 5.10 de este capítulo. En la figura 5.20 ya señalada, se incluyen en forma gráfica los diferentes componentes de este requerimiento de visibilidad.

- La visibilidad de los vehículos que circulan sobre la faja circular deben tener una visión clara del ancho de la misma delante de ellos, a una distancia apropiada de acuerdo al tamaño de la glorieta, tomando como parámetros las distancias de visibilidad mostradas en el Cuadro No.5.10. Se debe evitar que elementos ornamentales sobre la isla central causen obstrucción visual a los conductores y por consiguiente induzcan situaciones de peligro. Cuando se siembren plantas ornamentales deben ser de tamaño pequeño y bajo crecimiento. En la figura 5.20 se incluyen los elementos de diseño para esta situación de visibilidad.
- La visibilidad de vehículos para cruces de peatones deben tener una distancia deseable de parada, incluida en el cuadro antes indicado, a la altura de la línea

de CEDA EL PASO. En la entrada del acceso los conductores deberán tener visión clara del ancho completo del cruce peatonal localizado en la salida próxima derecha de la rotonda. El cruce peatonal debe localizarse a 50m ó menos del punto de salida de los vehículos en circulación.

5.1.6 Ancho de Giro requerido para Vehículos Pesados

Para determinar el ancho de giro requerido para vehículos pesados en una rotonda normal, se utilizan dos vehículos tipo, la combinación de tractor con semirremolque identificada como California en los documentos de referencia, de 19.8 metros de largo total, que corresponde a un vehículo WB-18 según la clasificación de la AASHTO⁹, y el autobús, cuyas dimensiones y requerimientos para giros se muestran en la figura 5.21. Utilizando una isla central con bordillo de barrera y un claro mínimo de 1.0 metros, se pueden determinar del cuadro 5.13 el diámetro del círculo inscrito, f, y el ancho recomendable entre cunetas, g.

Cuadro 5.13

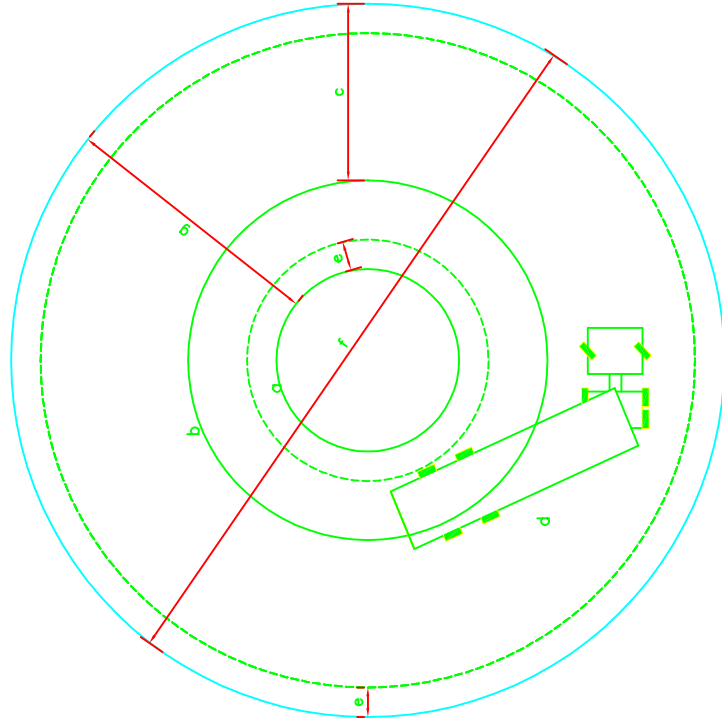
Ancho de Giro Recomendable para Rotondas entre Cunetas, g, para Vehículos Pesados, en Metros

Diámetro del círculo inscrito, f	Vehículos de diseño	
	California mínimo	Bus mínimo
91.4	6.6	5.2
85.3	6.6	5.2
79.2	6.9	5.2
73.2	7.0	5.3
67.1	7.3	5.3
61.0	7.6	5.5
57.9	7.8	5.5
54.9	8.1	5.6
51.8	8.4	5.8
48.8	8.7	5.8
45.7	9.1	5.9
42.7	9.6	6.1
39.6	10.2	6.2
36.6	11.1	6.4
33.5	12.3	6.7
30.5	*	7.0
29.0	*	7.2

Este vehículo de diseño requiere diámetros de círculo inscrito más grande

⁹ El vehículo WB-18 tiene el mismo radio mínimo de giro que el vehículo WB-19 adoptado para este manual, aunque requiere un radio interior de 6.8 metros, por lo tanto más exigente que el radio de 2.8 metros que exige el WB-19.

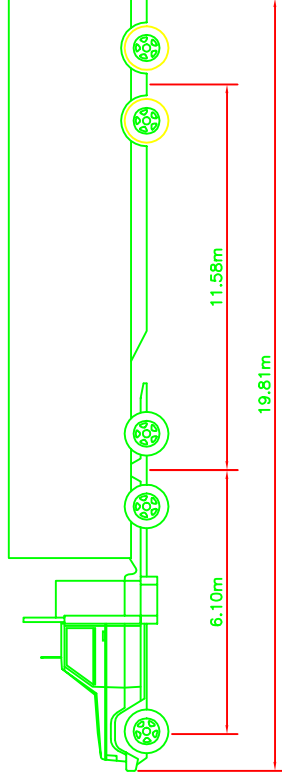
Figura No.5.21: ANCHO PARA GIRO DE VEHICULOS PESADOS EN ROTONDAS NORMALES.



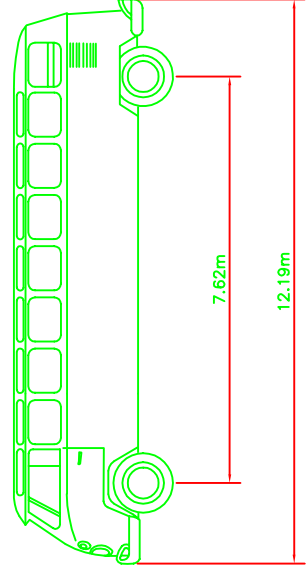
CLAVE.

- a. Isla central con borde de barrera.
- b. Extension montable.
- c. Faja circular de seguridad 1.0 a 1.2 veces el ancho máximo de entrada.
- d. Vehículo de diseño.
- e. Claro mínimo de 1.00 metro.
- f. Diámetro del círculo inscrito.
- g. Ancho entre cunetas.

CALIFORNIA



BUS



Capítulo 6

INTERCAMBIOS E INTERSECCIONES A DESNIVEL

6.1 Los Intercambios, una Categoría Superior de Intersecciones

De los tres tipos básicos de intersecciones usuales en carreteras - las intersecciones a nivel, los simples cruces a desnivel para separar corrientes de tránsito y los intercambios - cada uno está previsto para desempeñar su propio papel, determinado éste en función de los volúmenes de tránsito de diseño, de la distribución direccional de los diversos movimientos del tránsito, de los costos como un elemento de primordial consideración, la topografía y la disponibilidad de derechos de vía, ocupando la categoría superior como solución técnica de diseño los intercambios, también conocidos como distribuidores y entronques a desnivel. En los países en desarrollo hay un elemento adicional importante a tomar en consideración: la necesidad de desarrollar una cultura para el uso apropiado y el seguimiento de las normas de operación de los intercambios, que hagan relucir sus ventajas en cuanto a seguridad, fluidez y economía en la circulación. Instrucciones simples, diseños para maniobras naturales y señalización oportuna, son componentes complementarios del esfuerzo de educación de los usuarios para el mejor uso de estas instalaciones.

Donde el tránsito de una carretera es de baja intensidad y subordinado al tránsito en la carretera principal, éste no sufre inconvenientes por la existencia de una intersección a nivel, situación en la cual el tránsito secundario es sacrificado y obligado a soportar los tiempos de espera para realizar las maniobras permitidas. Los tiempos de espera y las incomodidades van creciendo a medida que la vía secundaria incrementa su movimiento vehicular. El caso extremo ocurre en el momento en que ambas corrientes de tránsito siendo aproximadamente iguales, experimentan retrasos significativos que sufre el 50 por ciento de todo el movimiento de los vehículos en la intersección.

La idea de la separación de niveles para liberar el flujo de ambas corrientes o, en una opción más elaborada, la separación de niveles con su dotación de rampas, surge entonces como una opción justificada y justificable. La separación de niveles operará sin dificultades para la corriente principal que tendrá obvia preferencia, excepto cuando en el perfil se introducen pendientes longitudinales largas y pronunciadas, complicándose la operación de camiones y otros vehículos pesados. En este sentido, los terrenos ondulados se prestan más al diseño de los intercambios en armonía con el medio, caso contrario al de los terrenos planos, donde hay que aplicar un poco de imaginación paisajista para procurar soluciones visualmente agradables y prácticamente funcionales. Las rampas en estos

intercambios no tienen efectos negativos en la corriente principal, excepto cuando la capacidad de dichas rampas es insuficiente, los carriles de aceleración y deceleración y los entrecruzamientos no son de la longitud apropiada o se carece de algún tramo de las rampas de giro.

Las rampas están dispuestas para facilitar las maniobras del tránsito en los intercambios. Una rampa de un solo cuadrante, puede ser suficiente cuando los volúmenes son bajos. Sin embargo, puede ser que las operaciones de giro a izquierda en ambos extremos de la rampa, tengan que ser sustituidas por una solución con dos cuadrantes, de forma que los giros a izquierda solamente se realicen en la vía secundaria o menor.

La solución óptima, desde luego, ocurrirá cuando el intercambio ocupe los cuatro cuadrantes para convertirse en la conocida solución en trébol. Ahí todos los movimientos del tránsito son directos y naturales. La complejidad operativa de los tréboles ocurre en los aros de cada cuadrante, donde se puede generar algún grado de confusión, además de que se requiere un área de entrecruzamiento que, para ser eficiente, debe contar con la longitud apropiada de diseño determinada por los volúmenes de tránsito que se entrecruzan. Pero el trébol es apenas una de las formas más conocidas de los intercambios utilizados en el medio vial.

6.2 Condiciones para la Construcción de Intercambios

6.2.1 Criterios Generales

Para dar respuesta a la pregunta de cuáles son las condiciones para la construcción de un intercambio, cabe recurrir al análisis de diversos factores que deben ser cuidadosamente examinados y ponderados con propiedad. En orden de prioridad, las condiciones más importantes para la construcción de intercambios tienen que ver con los volúmenes de tránsito para diseño, la eliminación de embotellamientos o congestionamientos del tránsito, los aportes a la seguridad vial, la clasificación de la arteria en lo relativo al control en los accesos, los resultados del análisis de beneficios y costos, la disponibilidad de recursos para inversión, incluyendo la construcción por etapas, y la topografía del sitio. Según sea la profundidad del análisis emprendido, la respuesta final debe indicar cuando, donde y cómo debe construirse el intercambio propuesto. Otros criterios más podrán complementar a los antes señalados, cuyo listado en ninguna manera puede considerarse como exhaustivo.

6.2.2 La Relación de Beneficios y Costos

Es fundamental soportar la recomendación de la construcción de un intercambio en una comparación de los beneficios y costos del mismo. De un lado se habrá de colocar un costo de inversión inicial que seguramente será bastante elevado,

resultado de la construcción de estructuras para la separación de niveles, carreteras de paso preferencial, rampas, trabajos de nivelación y de desarrollo paisajístico, instalación de servicios especiales, etc.; a este costo inicial se le habrán de sumar gastos anuales en concepto de mantenimiento, comparativamente más elevados que si se tratara de una intersección a nivel. Del lado de los beneficios, se podrá contar con volúmenes significativos de ahorros en costos de operación de los vehículos y tiempos de espera (expresados estos últimos en costos del tiempo de los conductores y los pasajeros), durante todo el ciclo del proyecto. Los resultados de la comparación de ordinario son favorables a la solución de intercambio, sobre todo cuando el movimiento de paso es predominante. Solamente por efecto de la operación de las rampas direccionales, por ejemplo, se pueden generar ahorros considerables en las distancias de recorrido y eliminar las reducciones en velocidades. La realidad es que en el análisis económico de un intercambio, no es sólo la comparación de este frente a una intersección a nivel, también es la comparación técnica y económica de un elenco de alternativas viables para seleccionar la mejor y más apropiada al medio.

6.2.3 Insuficiente Capacidad de la Intersección a Nivel

Los volúmenes de tránsito en exceso de la capacidad de una intersección a nivel, en la cual se han agotado las opciones operativas y de bajo costo relativo para incrementar la fluidez del movimiento, constituyen una clara invitación a considerar la construcción de intercambios. Al nivel de servicio F, que es prácticamente cuando la relación volumen/capacidad se aproxima a la unidad, el flujo del tránsito se vuelve forzado, las velocidades se restringen al máximo y los tiempos de espera se tornan insoportables, obligando a algunos conductores a sacrificar su propia seguridad, realizando maniobras riesgosas para superar el embotellamiento. Consecuentemente, se incrementa la tasa de accidentalidad del sitio de la intersección, que pasa a ser señalada como una zona de peligro.

6.2.4 El Control en los Accesos

Donde la clasificación funcional de una carretera determina que debe disponer de control total en los accesos, está implícita la necesidad de construir intercambios en las intersecciones principales con las otras carreteras de la red. Esto significa que en su conjunto y con una visión de sistema, la carretera obligará a readecuar todas las intersecciones en un proceso de redistribución de flujos, relocalizando unas intersecciones, clausurando otras para reorientar o concentrar el movimiento, construyendo cruces a desnivel donde no interesa que exista interferencia en el tránsito principal, y dejando por último los sitios en donde necesariamente habrá que proveer intercambios.

Un análisis similar habrá de hacerse en aquellas carreteras que están supuestas a contar con control parcial en los accesos, aunque las exigencias sean de menor nivel, pues en casos tales se admite la existencia de intersecciones a nivel sujetas

a determinados requisitos y exigencias, para favorecer la función de movilidad sobre la corriente principal del tránsito.

6.2.5 Las Necesidades en la Región Centroamericana

Donde se siente mayor presión en la región centroamericana para la construcción de más y mejores intercambios, es en las áreas urbanas de las capitales de los cinco países y en las zonas suburbanas, que normalmente forman parte de la región metropolitana que se conforma en torno a dichas capitales, donde ya se ha mencionado se producen las mayores concentraciones de tránsito en toda Centroamérica. Es ahí también donde se suma al elevado costo de la inversión inicial, el conocido problema del elevado valor de la tierra, que hace difícil en sumo grado brindar las soluciones requeridas, tanto por la usual limitación de recursos financieros como por el hecho de que las agencias internacionales de crédito, al financiar estas obras, no cubren gastos de adquisición de derechos de vía ni el pago de impuestos. No obstante lo anterior, se cuenta cerca de una treintena de intercambios que están prestando variados servicios en las capitales centroamericanas y cuya evaluación operativa, así como el análisis de sus bondades y deficiencias, se impone para derivar lecciones útiles de la escasa experiencia adquirida hasta ahora.

6.3 Tipos Usuales de Intercambios

La configuración de los intercambios es variada y en muy raras oportunidades es permisible hablar de soluciones únicas, más bien los intercambios deben diseñarse ad-hoc, teniendo a la vista todo el menú de requerimientos y todo el elenco de alternativas técnicamente posibles.

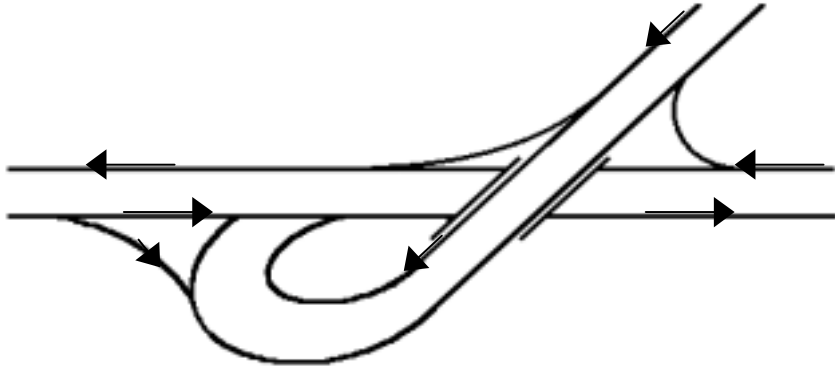
Sin embargo existen ciertas configuraciones básicas usuales en la práctica de la ingeniería vial, cuyo conocimiento es esencial, para determinar la medida en que cualquiera de ellas es aplicable a un caso dado o, en la mejor de las opciones, abrir la posibilidad para que el diseñador elabore su propia y original solución, al gusto del cliente y sus necesidades.

Por razones de conveniencia, la primera clasificación de los intercambios usuales es en función de los ramales, que pueden ser tres o cuatro.

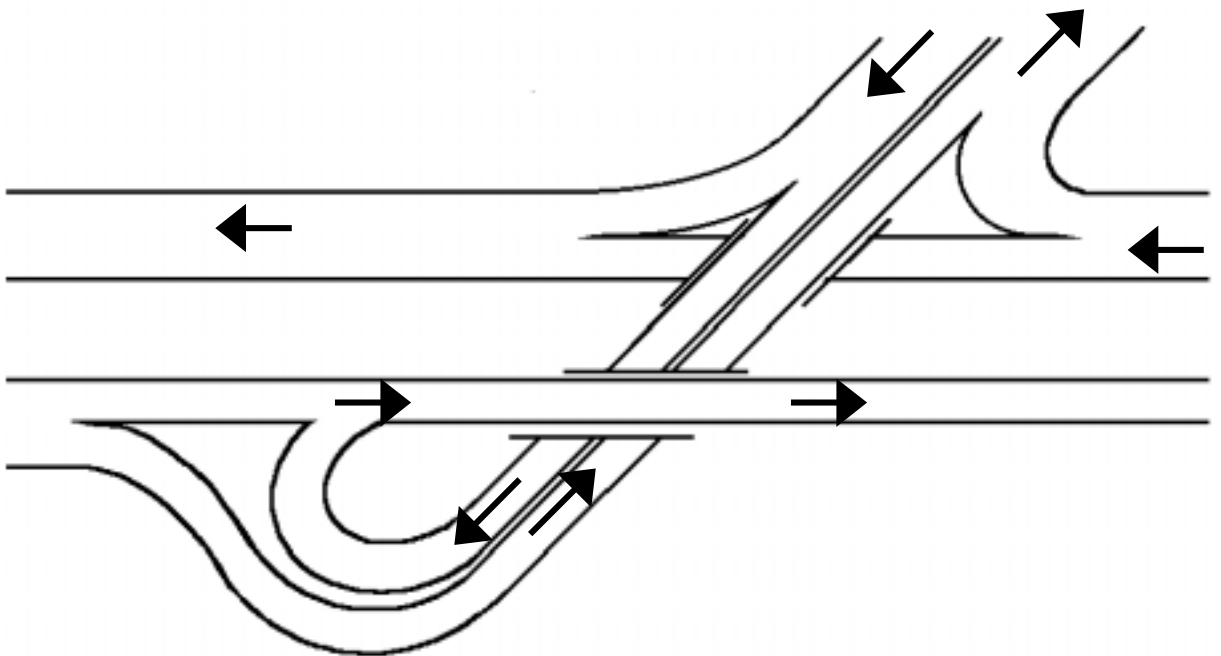
6.3.1 Intercambios de Tres Ramales

El intercambio en **trompeta**, en **T** o en **Y**, es el más común de los que entrelazan tres ramales importantes, ya que consiste de una o más estructuras de separación de niveles, en complemento a carreteras de un solo sentido de circulación para todos los movimientos del tránsito. El movimiento del tránsito de paso tiene preferencia en esta configuración. De los dos giros a izquierda, se favorecerá al de mayor volumen con el alineamiento directo, en tanto que el volumen menor se

FIG. 6.1 INTERCAMBIO DE TROMPETA



1. SOLUCIÓN NORMAL



2. SOLUCIÓN ESPECIAL, EMPALME CON AUTOPISTA

movilizará por el aro, donde experimentará mayores restricciones para su velocidad y comodidad. Curvas con espirales de transición son efectivas para el mejor alineamiento horizontal de las rampas en las trompetas.

En la intersección de una autopista con una carretera principal, se puede aplicar un diseño como el que muestra la figura adjunta (6.1), dibujo 2, donde la carretera local pasa por encima de la autopista en sus carriles de la derecha, pero pasa por debajo en los carriles de la izquierda, para luego incorporarse en el aro en ascenso para reducir su velocidad, que luego ganará en el correspondiente carril de aceleración, parcialmente desarrollado sobre la estructura.

6.3.2 Intercambios de Cuatro Ramales

Los intercambios de cuatro ramales se construyen donde se entrecruzan dos carreteras importantes, que necesitan redistribuir sus corrientes de tránsito en operaciones de cruce, separación, integración y entrecruzamiento, admitiéndose como soluciones las configuraciones en diamante, en trébol de cuatro hojas, con sus variantes de tres, dos y hasta una hoja, y los intercambios con conexiones directas y semidirectas, que adquieren formas caprichosas y son los más elaborados y costosos de los intercambios posibles. Por su mayor adaptación al medio, se hará referencia a los intercambios en diamante y en trébol.

a. Los Diamantes

Los intercambios del tipo diamante son los más apropiados donde existen severas limitaciones en derecho de vía, ya que sus exigencias de espacio para acomodar las rampas diagonales requeridas en cada cuadrante son mínimas, de ahí que sean extensamente utilizados en áreas urbanas y en zonas suburbanas, por causar las menores afectaciones a las propiedades colindantes.

Desde la pista principal, el flujo de salida o de entrada hacia o desde las rampas diagonales tiene que ser libre y puede realizarse a velocidades relativamente altas. En la vía secundaria y en tanto los volúmenes de tránsito no sean elevados, se podrán realizar de manera relativamente fácil las maniobras de giros a derecha o izquierda hacia o desde las rampas diagonales. Para incrementar la seguridad de estas operaciones, se recomienda algún tipo de canalización de las corrientes, recomendación que se vuelve obligada cuando los volúmenes de tránsito en estos puntos alcanzan magnitudes mayores. Estas canalizaciones, incluyendo la mediana central, pueden ser demarcadas en el pavimento o, preferiblemente, ser delimitadas mediante bordillos montables

La señalización en estas intersecciones es esencial. El crecimiento de los volúmenes de tránsito puede hacer necesario que una rampa diagonal que salga de la pista principal con un solo carril de circulación, tenga que ser ampliada hacia el extremo de entrada con dos o tres carriles, para permitir la acumulación del tránsito y su incorporación al flujo de la vía secundaria, sea con el auxilio de semáforos o sin ellos. Lo importante, en todo caso, es que la acumulación de

tránsito en la diagonal no llegue hasta ocasionar fricciones con el tránsito de la carretera principal.

Una diversidad de variantes admite la solución de los intercambios en diamante, el más frecuente de ellos ocurre cuando a lo largo de la carretera principal existen calles marginales de un solo sentido de circulación, a las cuales se integran las rampas diagonales unos 100 metros o más antes y después de la intersección, para dar lugar al entrecruzamiento y el acomodo de los vehículos en circulación antes de realizar su maniobra deseada.

La forma más elaborada y costosa de diamante es la que cuenta con una estructura de tres niveles y cuatro pares de rampas, para posibilitar el flujo ininterrumpido del tránsito en ambas carreteras que se intersectan. En esta solución, solamente los giros a izquierda se efectúan a nivel. No obstante lo sofisticada de esta solución, ocupa todavía menos espacio que otro tipo más complejo de los intercambios conocidos.

Las rampas diagonales son todas de 4.2 metros de ancho de carril, con pendientes menores del uno por ciento.

La figura 6.2 ilustra esquemáticamente la configuración de los tipos de diamante a que se ha hecho referencia.

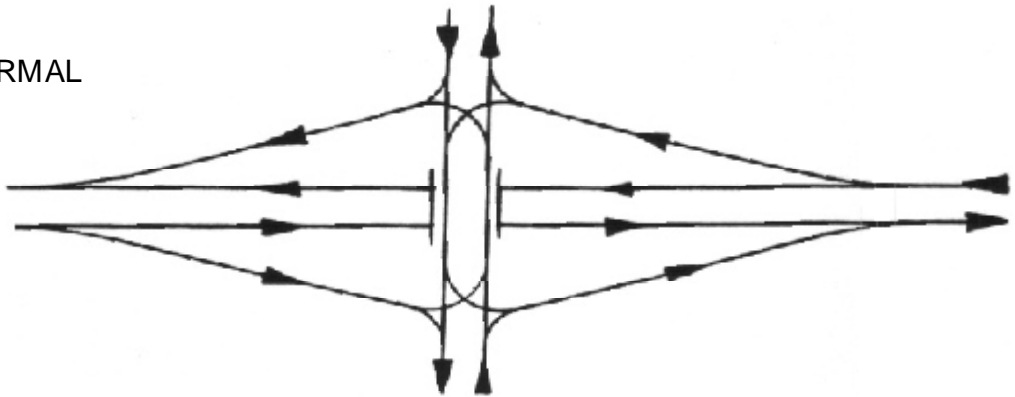
b. Los Tréboles

La figura del trébol es bastante conocida en el medio centroamericano, desde que hace cerca de cuarenta años se construyó en la ciudad de Guatemala el primer trébol de cuatro hojas, que ahora es un punto de referencia obligado de la capital. Con todo y sus deficiencias y modificaciones cuestionables, el trébol de la ciudad sigue prestando un invaluable servicio a la comunidad urbana y alivio al acelerado congestionamiento del tránsito ciudadano.

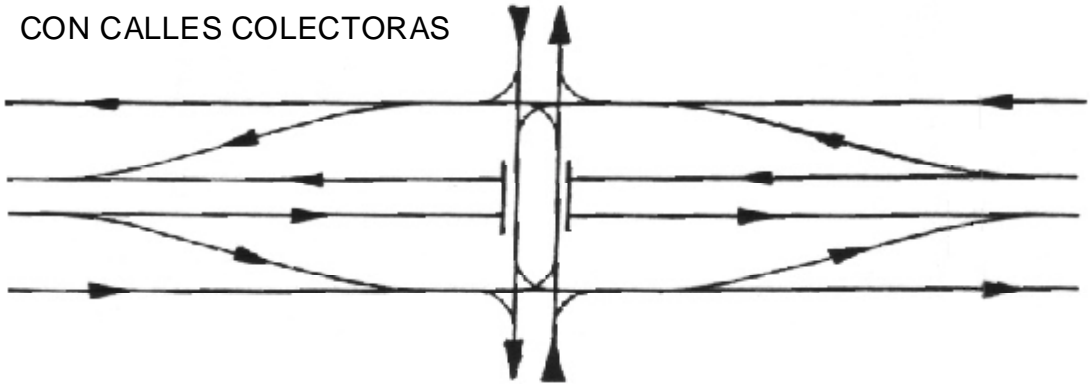
Un trébol completo elimina con aros que permiten giros de 270 grados, todos los movimientos a izquierda en un intercambio, integrándolos por la derecha en la corriente deseada. A cambio, esos aros incrementan considerablemente la longitud de recorrido de los vehículos, en mayor medida según sean mayores las velocidades de diseño – por cada 10 kilómetros por hora de aumento de la velocidad de diseño, se incrementa la distancia de recorrido del aro en un 50 por ciento y el tiempo en un 20 a 30 por ciento - requiriendo además extensas áreas de derecho de vía en terrenos que, usualmente, tienen costos elevados por metro cuadrado. En un aro diseñado para 30 kilómetros por hora con un radio de 27 metros, la distancia extra de recorrido es de 200 metros, mientras que para 50 kilómetros por hora de velocidad de diseño y radio de 80 metros, la distancia extra de recorrido se eleva a 500 metros. Considerando estos factores, se recomienda el uso de radios de 30 a 50 metros para aros en carreteras de menor movimiento y velocidades de diseño de 80 kilómetros por hora o menos y 50 a 75 metros de

FIG. 6.2 DIAMANTES Y ALGUNAS DE SUS VARIANTES

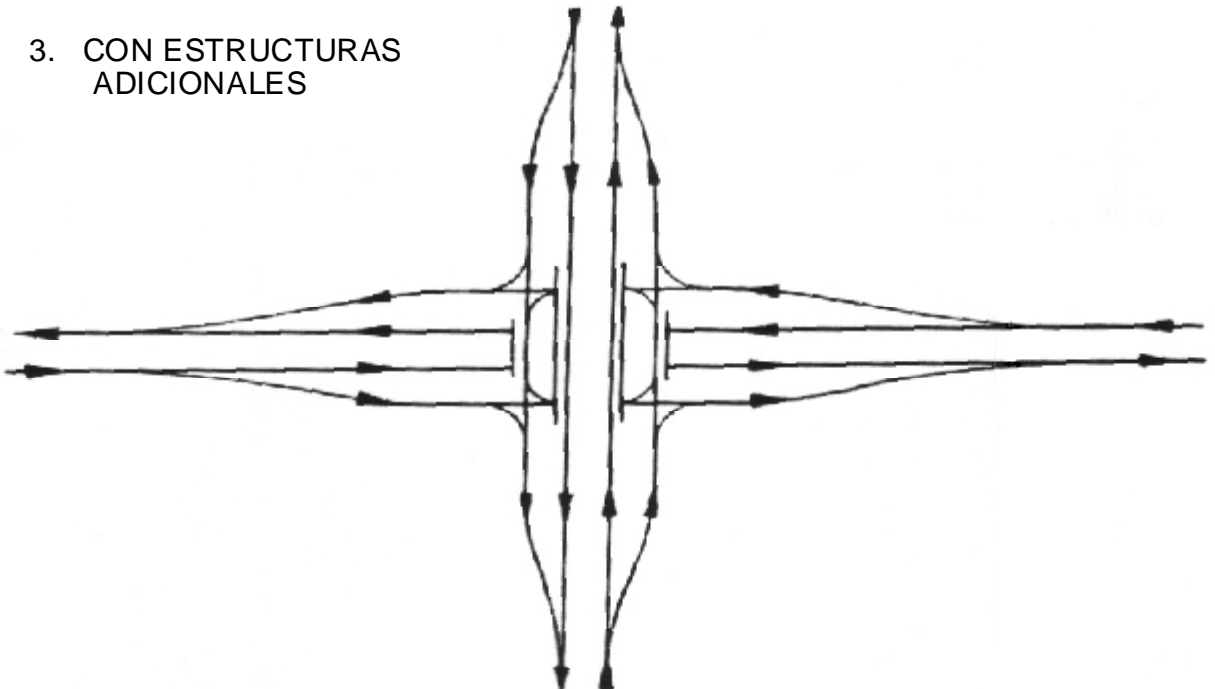
1. NORMAL



2. CON CALLES COLECTORAS



3. CON ESTRUCTURAS ADICIONALES



radio para el movimiento de camiones pesados en carreteras más importantes, que operan a mayores velocidades de diseño.

Otra desventaja de los tréboles son las cortas distancias disponibles para las peligrosas maniobras de entrecruzamiento, que en cierta forma alivia la construcción de carriles colectores-distribuidores, cuya carencia complica la operación del carril derecho de la pista principal, que además de atender su propio movimiento, debe dar lugar al entrecruzamiento desde y hacia los aros del intercambio. Se afirma que cuando la intensidad de tránsito horario en los dos aros contiguos se aproxima a los 1,000 vehículos por hora, la interferencia crece fuera de proporciones y se reduce la velocidad del tránsito principal. Cuando supera los 1,000 vph, hay necesidad de transferir a una pista colectora-distribuidora todo el movimiento de entrecruzamientos, para dejar libre la corriente principal de paso.

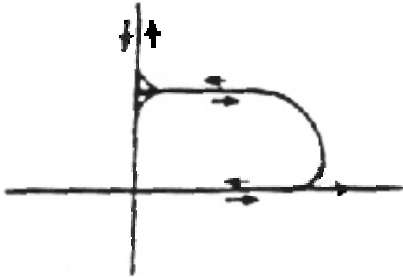
La figura adjunta (6.3) muestra variantes el trebol de cuatro hojas, con soluciones parciales de tres, dos y hasta un aro, que se acomodan a las condiciones del sitio y pueden brindar soluciones satisfactorias, siempre y cuando las rampas se acomoden de manera tal que los giros de entrada y salida no interfieran o lo hagan en grado mínimo, con las corrientes de tránsito sobre la pista principal. Un criterio fundamental es que los movimientos principales de giro se realicen con salidas y entradas por la derecha. Complementario a ese criterio, es que donde el tránsito principal de paso sea considerablemente mayor que en la otra arteria, siempre debe procurarse que la entrada o la salida desde la vía principal se haga por la derecha, no importando si en la vía secundaria la terminal de la rampa resulte en un giro por la izquierda.

6.4 Las Estructuras para la Separación de Niveles

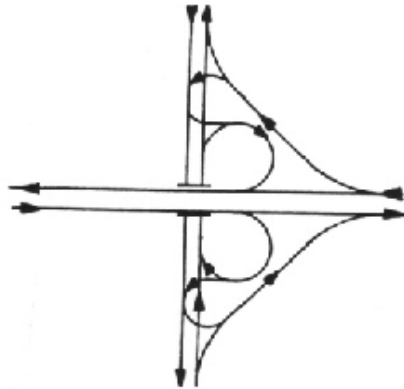
6.4.1 ¿Por Arriba o por Debajo?

La primera consideración para determinar si la carretera principal debe pasar por arriba o por debajo de la estructura de separación de niveles en un intercambio, está en función de la adaptación del diseño a la topografía del terreno, adaptación que será tanto más exitosa cuanto mejor reuna los atributos de ser una solución estéticamente agradable y funcional, además de fácil de construir y mantener. Si la topografía predomina, el diseño de la estructura y los demás componentes del intercambio deben ineludiblemente someterse a ella, sin desconocer la sensible ponderación que el costo tiene en la escogencia de la mejor alternativa. Un puente con un solo claro puede cubrir aproximadamente hasta 45 metros, con peraltes en las vigas de aproximadamente 1/15 a 1/30 del claro total. Puentes de longitudes mayores podrían requerir pilas intermedias soportadas en la mediana, mayores peraltes de las vigas o mayores rellenos en los accesos para hacer más corta la longitud total de la solución estructural del puente.

6.3 TRÉBOLES Y ALGUNAS DE SUS VARIANTES

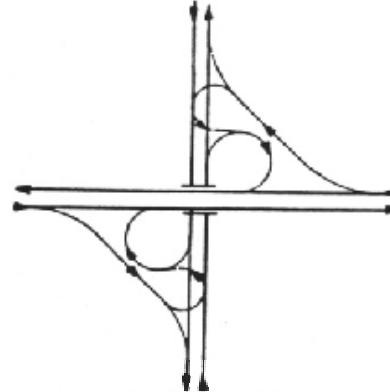


1. UN CUADRANTE

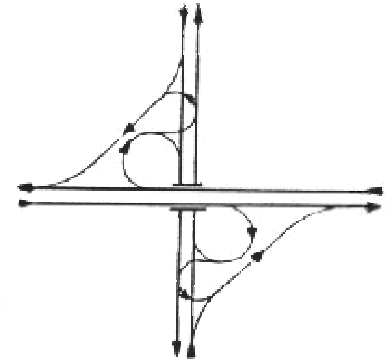


GIROS A IZQUIERDA:
-NINGUNO EN LA ARTERIA PRINCIPAL
-CUATRO EN LA ARTERIA SECUNDARIA

2. DOS CUADRANTES, A AMBOS
LADOS DE LA ARTERIA PRINCIPAL

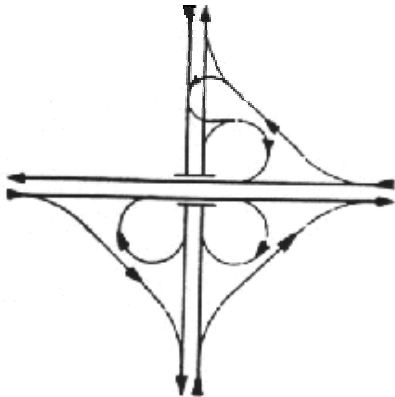


GIROS A IZQUIERDA:
-NINGUNO EN LA ARTERIA PRINCIPAL
-CUATRO EN LA ARTERIA SECUNDARIA



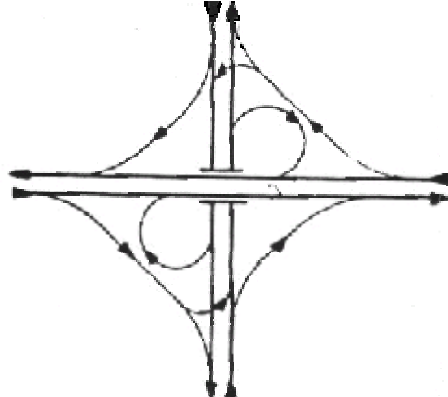
GIROS A IZQUIERDA:
-NINGUNO EN LA ARTERIA PRINCIPAL
-CUATRO EN LA ARTERIA SECUNDARIA

3. DOS CUADRANTES OPUESTOS DIAGONALMENTE



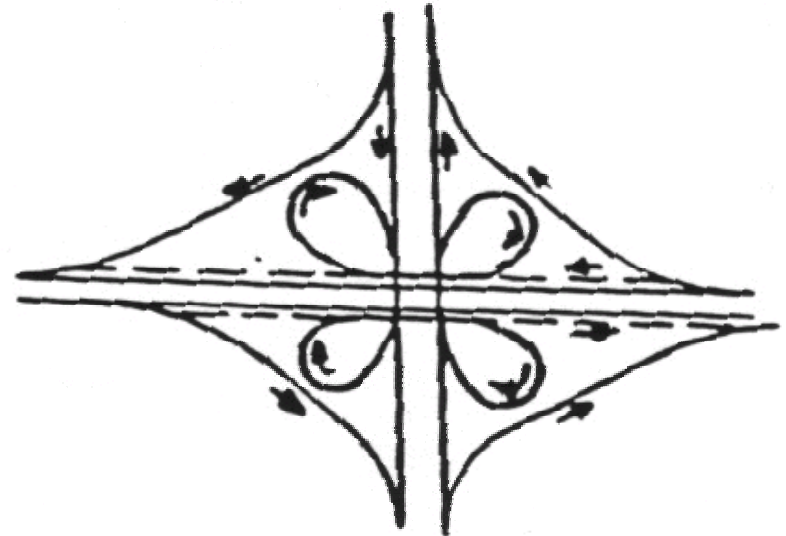
GIROS A IZQUIERDA:
-NINGUNO EN LA ARTERIA PRINCIPAL
-DOS EN LA ARTERIA SECUNDARIA

4. TRES CUADRANTES, CON DOS
SALIDAS DIRECTAS DE LA
ARTERIA PRINCIPAL



GIROS A IZQUIERDA:
-NINGUNO EN LA ARTERIA PRINCIPAL
-DOS EN LA ARTERIA SECUNDARIA

5. CUATRO CUADRANTES, CON
SALIDA DIRECTA DE LA
ARTERIA PRINCIPAL



6. TRÉBOL COMPLETO CON CARRIL COLECTOR-
DISTRIBUIDOR

Del anterior criterio pareciera ser indiferente la decisión de si el tránsito principal de paso es por arriba o por debajo de la estructura. Sin embargo hay pros y contras a las dos posibilidades extremas. Ver figura 6.4.

a. El Paso Inferior por las Estructuras de Separación de Niveles

Se afirma que el paso inferior del tránsito principal, presenta la ventaja de ofrecer al conductor la visión inmediata del puente del intercambio y de las entradas y salidas de las diferentes rampas que lo complementan. Esta ventaja se mantiene aún cuando la rasante del puente se identifica con el nivel del terreno donde la topografía es relativamente plana, y la carretera principal se deprime un tanto para acomodar el paso por debajo de la estructura. Otra ventaja adicional la ofrecen las rampas, que lucen más naturales cuando los vehículos que se separan de la corriente principal empiezan a perder velocidad en el ascenso de la rampa y, por el contrario, empiezan a ganar velocidad en el descenso de la rampa para incorporarse a la corriente principal, haciendo más eficiente el funcionamiento de los carriles de aceleración. Si se tiene el propósito de atenuar la contaminación por ruidos del tránsito, el paso inferior de la carretera principal tiene sus ventajas evidentes.

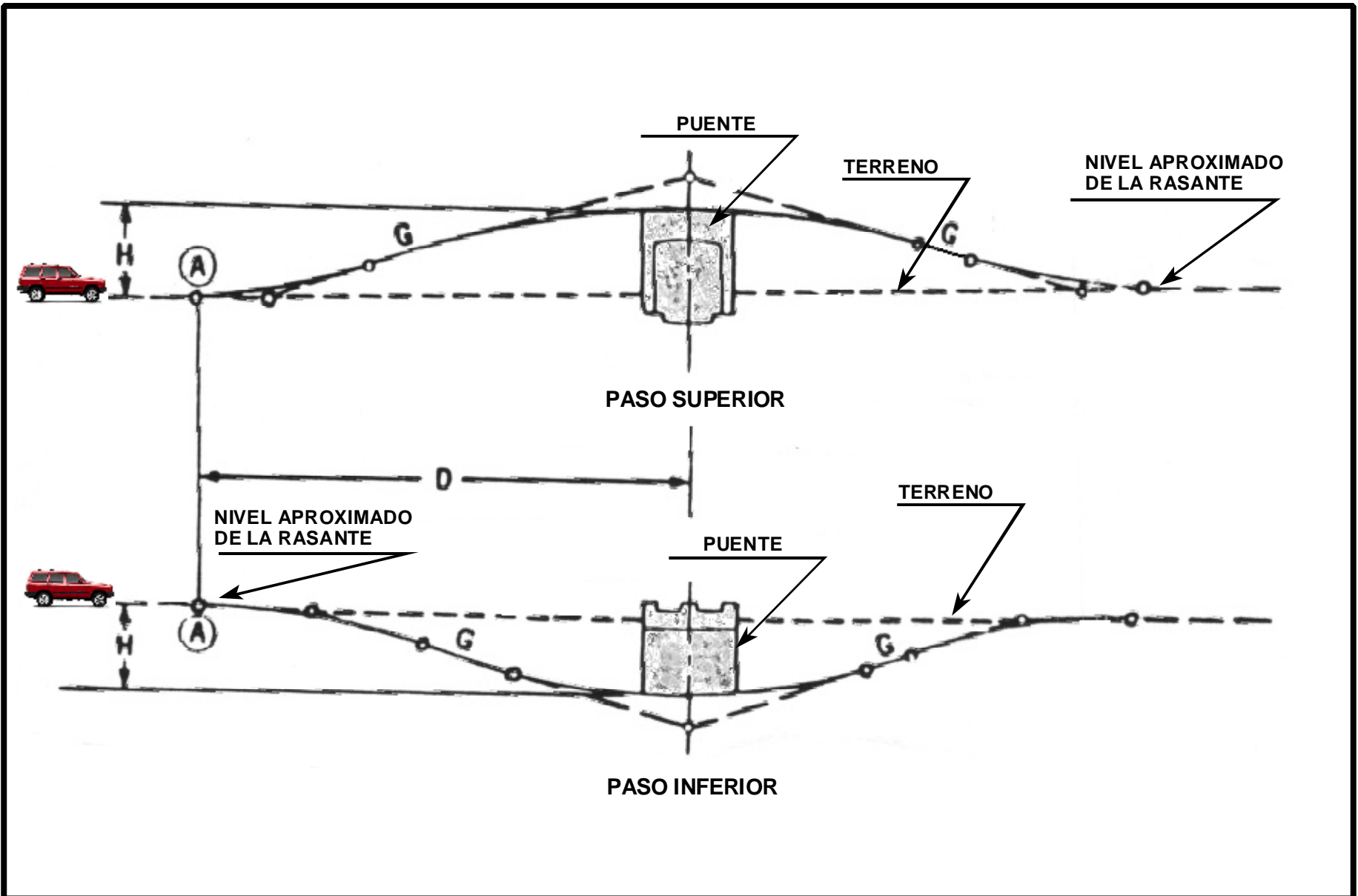
b. El Paso Superior por la Cubierta de las Estructuras

El paso superior ofrece, por su parte, las mejores facilidades para el desarrollo del proyecto por etapas, algo que puede ser sumamente atractivo para los países en desarrollo. La construcción de una parte del ancho del puente, en una primera etapa, para luego adicionarle los carriles y la franja divisoria central en los anchos preestablecidos, constituye un buen ejemplo de un desarrollo incremental o por etapas de la solución estructural, que no sacrifica nada de la primera parte de la inversión. Donde una nueva carretera cruza con considerables volúmenes de tránsito una ruta existente, la construcción de un paso superior ocasiona las menores alteraciones al tránsito existente, ya que no exige la construcción o habilitación de desvíos provisionales. Adicionalmente, el cruce de la carretera principal por arriba no tiene limitación alguna para el movimiento de camiones con cargas de dimensiones extraordinarias, a menos que la estructura del puente sea una armadura de acero de paso a través. Finalmente, cabe destacar que el paso superior del tránsito principal es más favorable para el tratamiento apropiado del drenaje superficial en el área del intercambio.

6.4.2 Ancho de las Estructuras de Separación de Niveles en los Intercambios

La recomendación más general en lo que se refiere al ancho de la sección transversal del puente o los puentes de un intercambio, es que esta sección debe ser igual al ancho de la corona de la carretera en sus accesos al puente o los puentes, particularmente si se trata de una autopista, para que transmita al conductor la confortable sensación de amplitud y seguridad que requiere en sus operaciones. En contraste, la sensación de estrechamiento que producen los

FIG. 6.4 ALtura Libre, H, REQUERIDA EN TERRENO PLANO PARA HABILITAR EL PASO SUPERIOR O INFERIOR DE LA ESTRUCTURA DE UN CRUCE A DESNIVEL



postes, los pasillos, las columnas de los puentes, los parapetos y los pasamanos de las estructuras, induce al conductor a separarse de esos obstáculos fijos e invadir los carriles contiguos, a riesgo de su seguridad y la de los demás.

Se admite, sin embargo, que en los puentes de mayores longitudes se pueda sacrificar un tanto del ancho deseable, en beneficio de la economía de la obra, aunque este no puede ser un criterio absoluto, sino que debe combinarse con el análisis de las características del tránsito, de las medidas de seguridad, de los imprevistos y de la factibilidad económica de la solución recomendable.

En autopistas, donde se supone que no deben circular peatones, se acostumbra que a 0.6 metros del borde del hombro se construya una base de concreto o parapeto, sobre la cual se colocan los postes de soporte de la defensa del puente o pasamanos. La mayoría de estas defensas o pasamanos son rígidas, aunque se están incorporando con mayor frecuencia dispositivos para la absorción de la energía de los impactos, a fin de reducir la severidad de los accidentes.

Tratándose de otro tipo de carreteras, diferentes de las autopistas, se debe dar debida consideración a la construcción de aceras para atender las necesidades del movimiento peatonal que, en el medio centroamericano, es intenso por calles y carreteras.

6.4.3 Las Restricciones Laterales

El ancho de la mediana gobierna el despeje de obstáculos del lado izquierdo en una carretera dividida, ya que un ancho mínimo de 3.0 metros, permite la eventual construcción de hombros de 1.2 metros de ancho a cada lado, junto con una barrera rígida del tipo previsto para redireccionar el tránsito. En carreteras de seis o más carriles, se recomienda que la mediana sea de 6.6 metros por lo menos, para dejar hombros de 3.0 metros y la barrera rígida del centro.

Las carreteras de alta velocidad deben ser diseñadas para llevar a lo largo del paso inferior todo el ancho del hombro derecho, con bordillos continuos solamente para el tratamiento del drenaje, ya sea a la derecha o a la izquierda. Donde sea necesario proporcionar aceras, estas deben construirse incrementando el ancho de la sección transversal del paso inferior en la porción correspondiente. Las paredes de los estribos verticales deben incorporar secciones de barreras, similares a las que se propone colocar al centro de la sección transversal.

Donde es imposible dejar una sección suficientemente despejada, se recomienda que todos los estribos, pilas y columnas sean protegidos con los dispositivos apropiados, a menos que estén situados fuera del alcance de los vehículos fuera de control. Las defensas instaladas en tales sitios deben tener una distancia libre apropiada a la deflexión dinámica lateral de dichas defensas.

6.4.4 Medianas

No se recomienda la construcción de una mediana con bordillos en puentes de 30 metros o menos, cuando la carretera de acceso consta de una calzada de cuatro o más carriles sin división central o se tiene una mediana a nivel de menos de 1.2 metros de ancho. Para puentes entre 30 y 120 metros de longitud, los volúmenes de tránsito, las velocidades, las distancias de visibilidad, la necesidad de postes para el alumbrado público, la sección transversal de los accesos, etc., determinarán si se requieren o no las medianas. En puentes de más de 120 metros, se justifica la construcción de medianas delimitadas por bordillos.

6.4.5 Altura Libre del Paso Inferior

Conviene recordar que la mayor altura del vehículo de diseño es de 4.1 metros, aunque algunos Estados norteamericanos admiten que los vehículos cargados alcancen alturas hasta de 4.4 metros. Si se toma en cuenta que debe haber una altura libre entre el vehículo cargado y la cara inferior de la estructura de soporte del puente de por lo menos 0.3 metros, al adicionar a los datos anteriores la pérdida de altura por los trabajos de revestimiento periódico de la carretera, se tiene que la altura libre deseable del nivel de la rasante a la cara inferior de la estructura es de 5.0 metros y de 4.4 metros el mínimo recomendable bajo ciertas condiciones.

6.4.6 Distancia Horizontal para efectuar la Separación de Niveles

La distancia mínima requerida, D , para efectuar la separación de niveles depende de la velocidad de diseño, de la pendiente longitudinal de la carretera y de la altura de subida o bajada, H , necesaria para la separación de niveles. La figura 6.4 muestra la distancia requerida en terreno plano, que puede utilizarse como guía para el diseño preliminar de soluciones con pendientes y rasantes diferentes, según la conformación del terreno.

La distancia requerida puede determinarse del cuadro 6.1 para pendientes comprendidas entre 2 y 7 por ciento y para velocidades de 80 a 110 kilómetros por hora, aplicables a autopistas, y velocidades hasta de 50 kilómetros por hora para carreteras menores. Los valores se han derivado para condiciones similares de pendientes de ambos lados de la estructura, pudiendo interpolarse o extrapolarse dichos valores. Los valores de D , expresados en metros, son válidos igualmente para situaciones de pendientes desiguales. La distancia D es la suma de la curva vertical de entrada, más la longitud de la tangente y la mitad de la curva vertical en la cresta o el columpio de la estructura, pero está basada en la mínima distancia de visibilidad de parada, siendo que lo recomendable es proporcionar curvas de mayor amplitud. Pendientes mayores de 3, 4, 5 y 6 por ciento, no deben usarse con velocidades de 110, 100, 80 y 60 kilómetros por hora respectivamente, cuando la separación de niveles sea de 7.5 metros o menos.

La diferencia típica en elevaciones es de 6.0 a 6.6 metros, para tomar en consideración tanto la altura libre vertical como el peralte de la estructura, incluida la losa.

Cuadro 6.1

Distancia Mínimas (D*, en metros) para realizar la Separación de Niveles en Estructuras de Paso por Arriba o por Debajo

Velocidad, km/h y Pendiente	Valores de H**, metros			
	4	6	8	10
50, 5%	130	170	210	250
50, 7%	-	160	180	210
60, 4%	160	210	260	310
60, 6%	-	190	220	250
80, 3%	220	290	350	420
80, 5%	-	-	300	340
100, 3%	-	350	410	480
100, 5%	-	-	-	-
110, 2%	330	400	460	530
110, 4%	-	-	-	-

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 834

*La distancia D es la suma de la curva vertical de entrada, más la longitud de la tangente y la mitad de la curva vertical en la cresta o el columpia al nivel de la estructura (Ver figura 6.4).

**Diferencia en metros del nivel del terreno y la cresta o el fondo del columpia en una estructura de separación de niveles (Ver figura 6.4).

6.5 Las Rampas, su Diseño

6.5.1 Definiciones

Todos los tipos de configuraciones, disposiciones y tamaños de segmentos de carreteras para salir de un ramal a otro dentro de un intercambio, se conocen bajo el nombre genérico de rampas, que en lo esencial están constituidas por una terminal en cada extremo, provista de giros en uno o en ambos sentidos, una sección de carretera con circulación en un solo sentido, algún grado de curvatura horizontal con su correspondiente transición y pendiente longitudinal.

Las rampas sirven como carreteras de transición, permitiendo la transferencia de un vehículo de una carretera a la otra, en movimientos sucesivos de separación y convergencia. La separación convierte una sola corriente de tránsito en dos, en

tanto que la convergencia opera en sentido contrario, integrando en una sola corriente dos corrientes separadas. Ambos alineamientos (el horizontal y el vertical) son, por lo general, contruidos por debajo de las normas de diseño de las carreteras que enlazan, aunque en raras ocasiones pueden ajustarse a normas similares. Las distancias de visibilidad a lo largo de una rampa deben ser por lo menos iguales a las de visibilidad de parada, aunque se recomienda incrementarlas en un 25 por ciento o más, antes de llegar a la nariz de la rampa de salida de una autopista¹. Los diferentes tipos de rampas se muestran en la figura adjunta 6.5.

6.5.2 Velocidades de Diseño

Las velocidades de diseño en las rampas no es posible equipararlas a las de las carreteras que intersecta, aunque no deben ser inferiores a las que muestra el cuadro 6.2 adjunto. Las rampas deben ser provistas de transiciones apropiadas y de carriles de cambio de velocidad, en un todo congruentes con el diseño de las carreteras involucradas.

Cuadro 6.2

Velocidades de Diseño de las Rampas en función de las Velocidades de Diseño de la Carretera, en kilómetros por hora

Vel. de Diseño Carretera	50	60	70	80	90	100	110
Vel. Diseño Rampa							
• Rango Superior	40	50	60	70	80	90	100
• Rango Medio	30	40	50	60	60	70	80
• Rango Inferior	20	30	40	40	50	50	60
Radios Mínimos*							

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 918

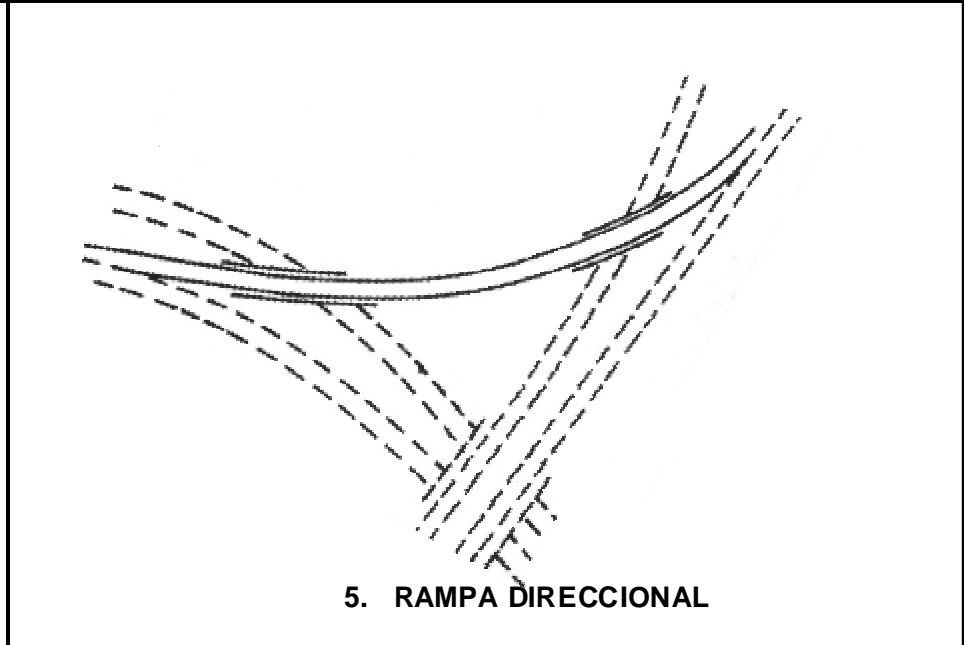
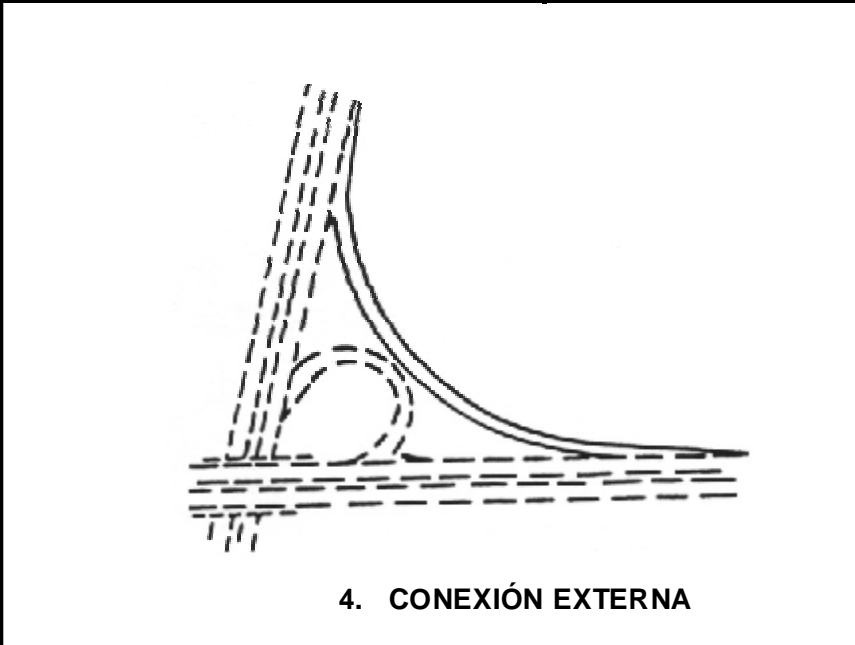
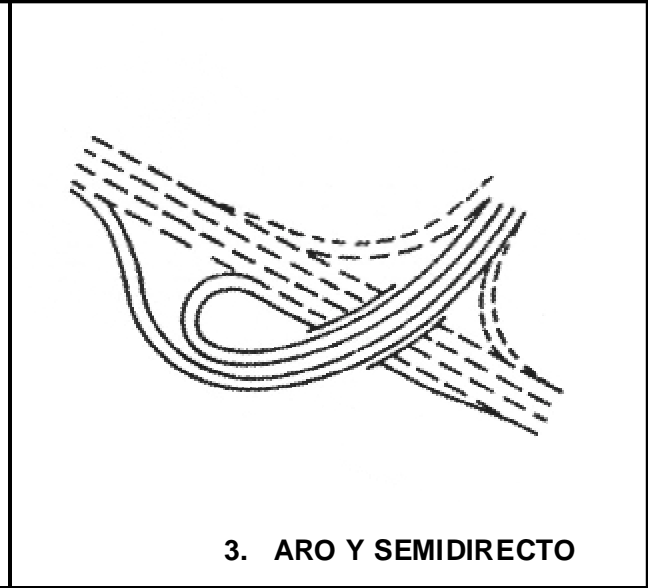
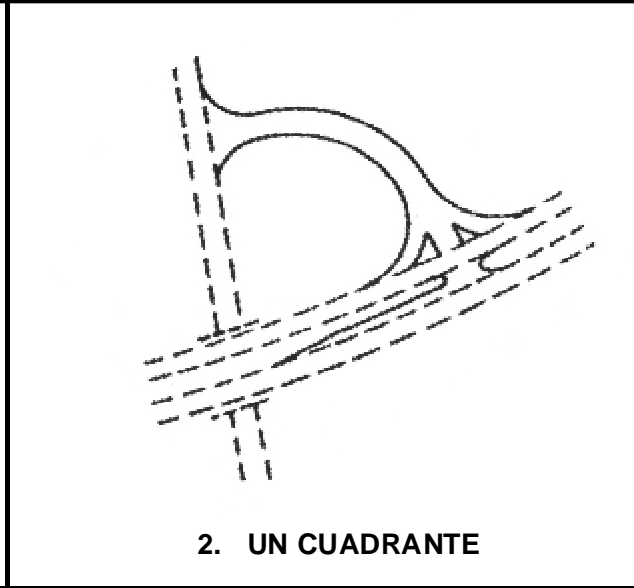
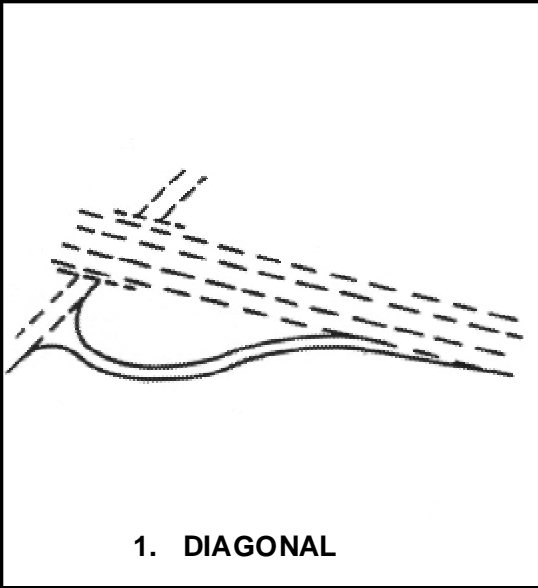
*Ver cuadro correspondiente del capítulo 4

Para las rampas de giros a derecha, la velocidad de diseño debe ser escogida entre el límite superior y el límite medio, con un uso más frecuente de este último.

Para los aros debe utilizarse el límite inferior de la tabla, aunque no debe bajar de 40 kilómetros por hora y radio de 45 metros, cuando la velocidad de la carretera principal sea de 80 kilómetros por hora o más.

¹ Se recomienda la lectura del Capítulo 14, Capacity Analysis of Ramps and Ramps Junction, del libro de McShane and Roess, *Traffic Engineering*, Prentice Hall, 1990

FIG. 6.5 TIPOS DE RAMPAS



Para conexiones directas la velocidad de diseño debe ubicarse en el límite superior o medio, con un mínimo preferible de 60 kilómetros por hora.

Donde una rampa se une con una carretera o calle principal formando una intersección a nivel, el diseño es guiado por el uso de señales de alto, de ceda el paso o de semáforos, según conveniencia técnica.

6.5.3 Ancho de Rampas

El ancho de diseño de las rampas, que incluye los hombros o su equivalente como área despejada fuera de la vía de circulación, varía según el tipo de operación de la rampa, la curvatura y los volúmenes de tránsito, pero sobre todo de la composición del tránsito que está dado, en el cuadro 6-3, para las siguientes condiciones:

Condición A: tránsito predominante de automóviles, con alguna participación de transporte de carga en camiones.

Condición B: suficientes camiones en el tránsito como para gobernar el diseño, pero con alguna participación de combinaciones de tractores con semirremolques. El volumen de camiones pesados es del orden de 5 a 10 por ciento del tránsito total.

Condición C: el diseño es controlado por cabezales con semirremolques y autobuses pesados.

En lo que se refiere a los hombros, cuando estos son pavimentados, deben tener un ancho uniforme a lo largo de toda la rampa, con 0.6 a 1.2 metros en el lado izquierdo y 2.4 a 3.0 metros en el lado derecho. En las rampas direccionales con velocidades de diseño de 60 o más kilómetros por hora, el hombro izquierdo pavimentado debe ser de 0.3 a 1.8 metros, y de 2.4 a 3.0 metros el hombro derecho. Los hombros están previstos para proveer refugio fuera de la vía de circulación para los vehículos dañados o para auxiliar a los conductores extraviados, por eso se recomienda que se diseñen con el espesor total del pavimento de la pista de rodamiento.

El ancho del área despejada de las rampas debe tener a la derecha, fuera del borde de la pista de rodamiento, por lo menos 1.8 metros, preferiblemente 2.4 a 3.0 metros. El área despejada a la izquierda debe ser una franja de 1.2 metros por lo menos, fuera de la pista de rodamiento.

Las rampas están previstas para no contar con bordillos, excepto cuando resultan necesarios para atender problemas de drenaje superficial por limitaciones en los derechos de vía.

Cuadro 6-3

Anchos de Diseño para Rampas de Giro en Intercambios, dimensiones en metros

Radio interior Del pavimento	CASO I			CASO II			CASO III		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	5.4	5.4	6.9	6.9	7.5	8.7	9.3	10.5	12.6
25	4.8	5.1	5.7	6.3	6.9	8.1	8.7	9.9	11.1
30	4.5	4.8	5.4	6.0	6.6	7.5	8.4	9.3	10.5
50	4.2	4.8	5.1	5.7	6.3	7.2	8.1	9.0	9.9
75	3.9	4.8	4.8	5.7	6.3	6.9	8.1	8.7	9.3
100	3.9	4.5	4.8	5.4	6.0	6.6	7.8	8.4	9.0
125	3.9	4.5	4.8	5.4	6.0	6.6	7.8	8.4	8.7
150	3.6	4.5	4.5	5.4	6.0	6.6	7.8	8.4	8.7
Tangente	3.6	4.5	4.5	5.1	5.7	6.3	7.5	8.1	8.1

Fuente: AASHTO, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, 1994, p. 935

Caso I: un carril, circulación en un sentido, con limitada disponibilidad para adelantar a un vehículo varado.

Caso II: un carril, circulación en un sentido y disponibilidad para adelantar a un vehículo varado.

Caso III: dos carriles para circulación en uno o en ambos sentidos.

Las condiciones A, B y C son descritas en el texto.

6.5.4 Perfil Longitudinal y Pendientes Recomendables

Con terminales apropiadas, pendientes cortas de ascenso de 7 y 8 por ciento, permiten las operaciones de los vehículos livianos sin afectar su velocidad ni su seguridad. Por otra parte, las pendiente de 5 por ciento, en tanto sean aplicadas en cortas distancias de ascenso, no interfieren con las operaciones de los camiones y otros vehículos pesados. En las rampas de descenso, las pendientes hasta de 8 por ciento no afectan las operaciones de los vehículos livianos, sin embargo para no afectar a los camiones y otros vehículos pesados usuales en la corriente del tránsito, se recomienda que las rampas de descenso sean limitadas a 3 y 4 por ciento de pendiente.

Puesto que la pendiente longitudinal está relacionada con la velocidad de diseño y que velocidades mayores exigen pendientes más suaves, se ha establecido como criterio general que las rampas de ascenso con una velocidad de diseño de 70 a 80 kilómetros por hora sean limitadas a pendientes comprendidas entre 3 y 5 por ciento; que para velocidades de 60 kilómetros por hora la pendiente se ubique entre 4 y 6 por ciento; que para velocidades dentro del rango de 40 a 50 kilómetros por hora, la pendiente pueda ser de 5 a 7 por ciento y de 6 a 8 por ciento para la velocidades menores de 40 kilómetros por hora. Para rampas con circulación en un solo sentido se admite que los valores anteriores puedan ser incrementados, por lo que se refiere a pendientes, en un dos por ciento más.

El perfil típico de una rampa asume la forma de la letra S, con una curva vertical en columpio en la parte inferior, una curva en cresta en la parte superior y una tangente intermedia, aunque dependiendo del diseño y de la longitud de dicha rampa, se pueden incorporar otras curvas verticales según sea necesario para mejorar la solución.

6.5.5 Sobreelevación y Pendiente Transversal

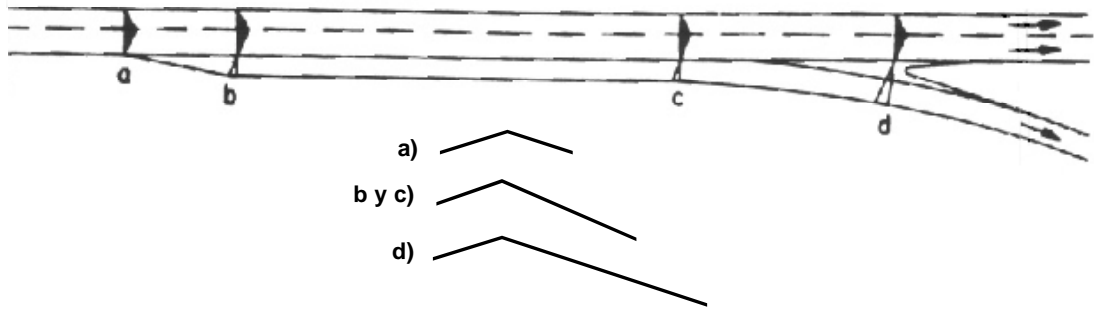
La figura 6.6 ejemplifica los métodos más corrientes para el desarrollo de la pendiente transversal y de la sobreelevación en las rampas de flujo libre en los intercambios más usuales, que en lo sustantivo siguen las normas aplicables a las intersecciones a nivel, recomendándose la aplicación de las tasas de sobreelevación ubicadas en el tercio superior para las velocidades de 60 kilómetros por hora o menos. La pendiente transversal en las rampas en tangente, se establece normalmente en una sola dirección, a una tasa de 1.5 a 2.0 por ciento para pavimentos de alta calidad. El desarrollo de la sobreelevación comienza o termina en el carril auxiliar o en la transición. Líneas alternas de perfil para ambos bordes del pavimento deben estudiarse, para asegurar que todos los perfiles coincidan en los puntos de control y que no se presenten elevaciones o depresiones de incómoda o desagradable presentación y funcionamiento.

Los tres segmentos de las rampas que deben analizarse para determinar las tasas de sobreelevación y su compatibilidad con la velocidad de diseño y de la configuración de dichas rampas, son la terminal de salida, la rampa propiamente dicha y la terminal de entrada a la pista principal.

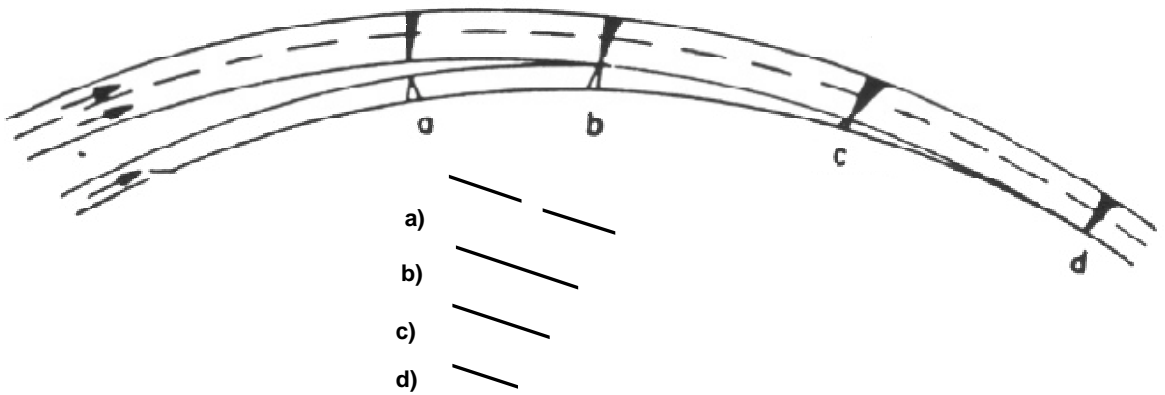
6.5.6 Cuchilla de Salida de una Rampa

En la intersección del hombro de una carretera con la rampa de salida de un intercambio se forma una sección denominada cuchilla, que tiene las características generales mostradas en la figura 6-7. La nariz física es un punto, que en su sección transversal separa las carreteras de la cuchilla. La nariz delineada en el pavimento es un punto que marca el lugar de separación de las carreteras. El área neutral se refiere a la sección triangular que, en su extremo, delimita el el diseño de la terminal de la rampa de salida, por lo tanto debe estar claramente señalada conforme los manuales correspondientes, para orientar al conductor en sus maniobras. Pueden utilizarse franjas delineadoras resaltadas para advertir al conductor mediante el ruido de la presencia de la cuchilla, aunque no deben colocarse muy cerca de la nariz de la cuchilla, debido a que pierden efectividad. A lo largo de una autopista, las cuchillas de los intercambios deben ser uniformes en diseño, para mayor facilidad en su reconocimiento por los usuarios de estas instalaciones.

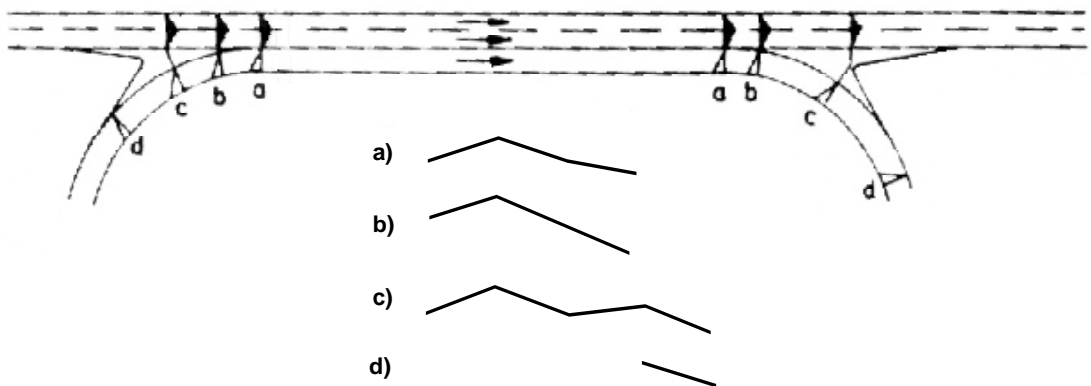
FIG. 6.6 DESARROLLO DE LA SOBREELEVACIÓN EN TERMINALES DE RAMPA CON FLUJO LIBRE



1. SECCIÓN EN TANGENTE, SALIDA CON CARRIL PARALELO

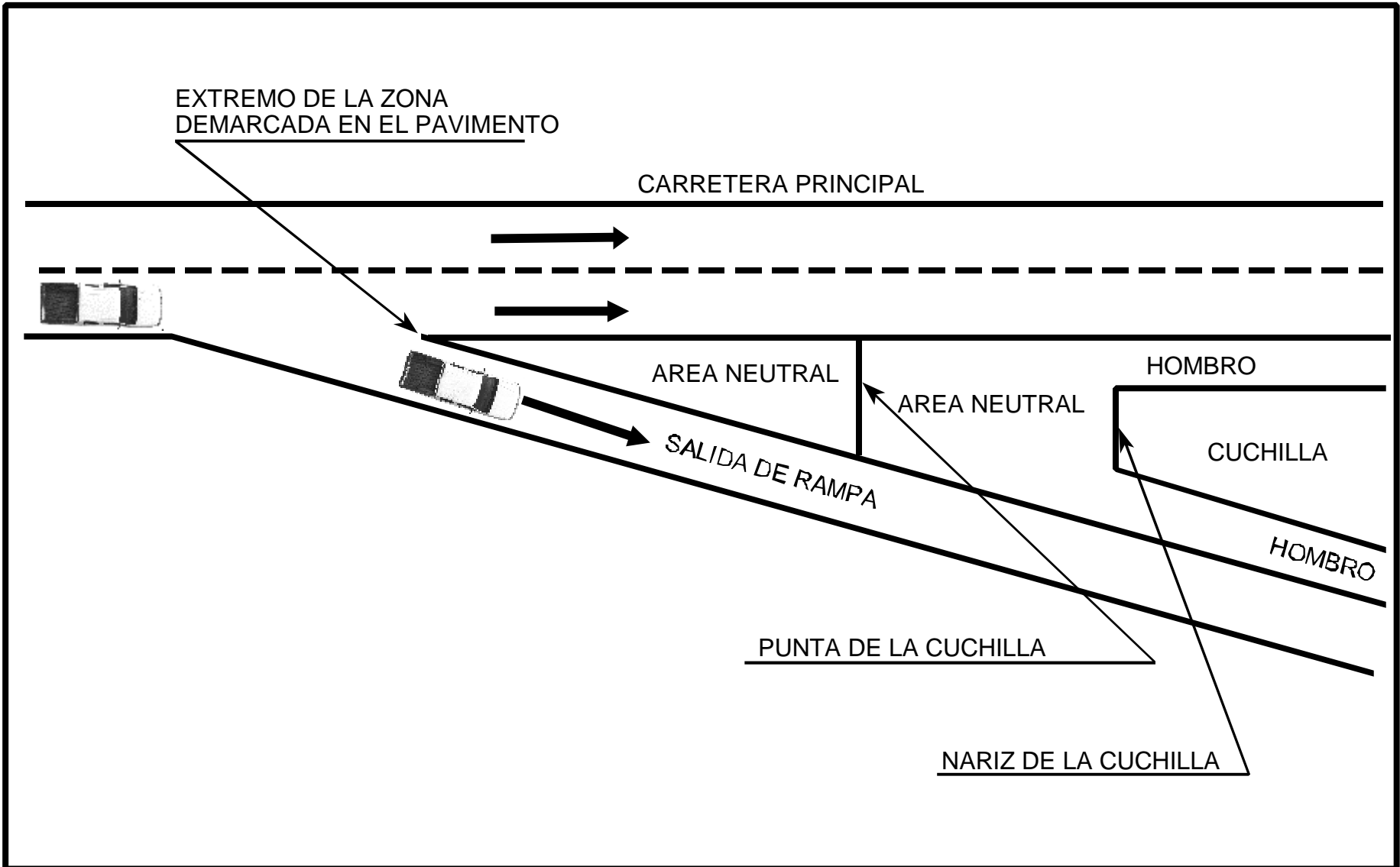


2. SECCIÓN EN CURVA, ENTRADA CON TRANSICIÓN



3. SECCIÓN EN TANGENTE, ENTRADA Y SALIDA DE UN TRÉBOL

FIG. 6.7 CARACTERÍSTICAS DE UNA CUCHILLA DE SALIDA A UNA RAMPA



Como una regla general, el ancho de la nariz de la cuchilla varía entre 6.0 y 9.0 metros, medido entre el borde de la pista de rodaje de la carretera principal y el pavimento de la rampa. Esta dimensión puede ser mayor a mayores velocidades de diseño y cuando la curva de la rampa se separa con rapidez de la pista principal.

Diversos diseños de cuchillas de salida se muestran en la figura 6.9, donde se hace referencia a una distancia de transición, Z, para compensar el desplazamiento de la nariz de la cuchilla, que puede variar entre 1,2 y 2.4 metros, con base en los datos del cuadro 6-4 adjunto.

Cuadro 6-4

Longitud Mínima de Transición, más allá de la Nariz de la Cuchilla

Vel de Diseño de la carretera de acceso, en km/h	Long. de Transición,Z, en metros por metro de desv. de la Nariz, conforme fig. 6.9
50	15.0
60	20.0
70	22.5
80	25.0
90	27.7
100	30.0
110	35.0

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 931

6.6 Las Rampas, sus Terminales

6.6.1 Tipos de Terminales de Rampas

La terminal de la rampa de un intercambio puede ser ubicada a la entrada o a la salida de la rampa, puede ser de carril sencillo o múltiple² y, según la configuración del carril de cambio de velocidad, puede ser de carril paralelo a la vía principal o de carril de transición a un ángulo agudo a dicha vía. Hay una marcada preferencia por el uso de carriles de transición, aunque otras autoridades en la materia persisten en su preferencia por los carriles paralelos para los cambios de velocidad.

² Por la similitud en su tratamiento, en este manual se hará referencia solamente a los carriles sencillos.

A esos elementos del diseño del diseño de una rampa, se deben añadir las islas o canalizaciones, que el diseño imponga como necesarias para conducir con mejor facilidad las corrientes en su trayectoria escogida. Conviene recordar que las salidas de las rampas diagonales de un intercambio en diamante, participan más bien de las características de una intersección a nivel, que según las necesidades puede ser sencilla, canalizada y en ocasiones semaforizada.

Hay dos criterios generales que es necesario tener presentes en el diseño de las terminales de las rampas. En primer lugar, debe evitarse a toda costa la construcción de entradas o salidas de las rampas por la izquierda en los intercambios, porque esa solución rompe con las expectativas de maniobra de los conductores, sobre todo cuando otros componentes del intercambio y otros intercambios de la carretera siguen el concepto de separación e integración del tránsito por la derecha. En los casos extremos cuando haya que utilizar las salidas o entradas por la izquierda, estas maniobras deben estar precedidas por toda la información necesaria y suficiente para que el conductor acierte en la escogencia de la rampa o en su integración a la corriente principal.

El otro criterio destaca la importancia de que la terminal de una rampa no debe estar muy cerca de la estructura de separación de niveles. Los conductores esperan y prefieren entrar a las rampas antes de la estructura. Si no es posible colocarla antes, la entrada debe hacerse más allá de la estructura, a fin de que el conductor disponga de suficiente distancia para ver la conformación de la rampa y estar seguro de operar en la rampa de entrada correcta. Aquí la distancia de visibilidad debe operar con eficiencia, por lo que el perfil de las terminales de las rampas deben diseñarse en perfecta combinación con el alineamiento horizontal, para evitar condiciones adversas a la circulación. La distancia entre la estructura y la nariz de acceso a la terminal de la rampa debe ser suficiente para que el conductor que ingrese a la rampa, lo haga sin poner en peligro el tránsito por los carriles de paso.

6.6.2 Los Carriles de Cambio de Velocidad

Pero el éxito para el buen funcionamiento de un intercambio consiste en la provisión de los apropiados carriles para el cambio de velocidad, para que los vehículos al entrar a la rampa y reducir la velocidad, lo hagan sin interferir inconvenientemente con el movimiento en la pista principal y que, igualmente, al integrarse dichos vehículos a la corriente principal, justo al salir de la rampa, lo hagan a velocidades compatibles con las de la corriente mayor, para que el flujo vehicular conserve su régimen de operación libre.

Estos carriles de cambio de velocidad, incluyendo las áreas de transición, son concebidos para que la aceleración y deceleración de los vehículos que salen de o entran a las rampas, se desarrolle en unas extensiones virtuales de las rampas, que siguen un recorrido paralelo a las pistas que se cruzan en el intercambio.

FIG. 6.8 CARACTERÍSTICA DE UNA CUCHILLA DE ENTRADA DE UNA RAMPA

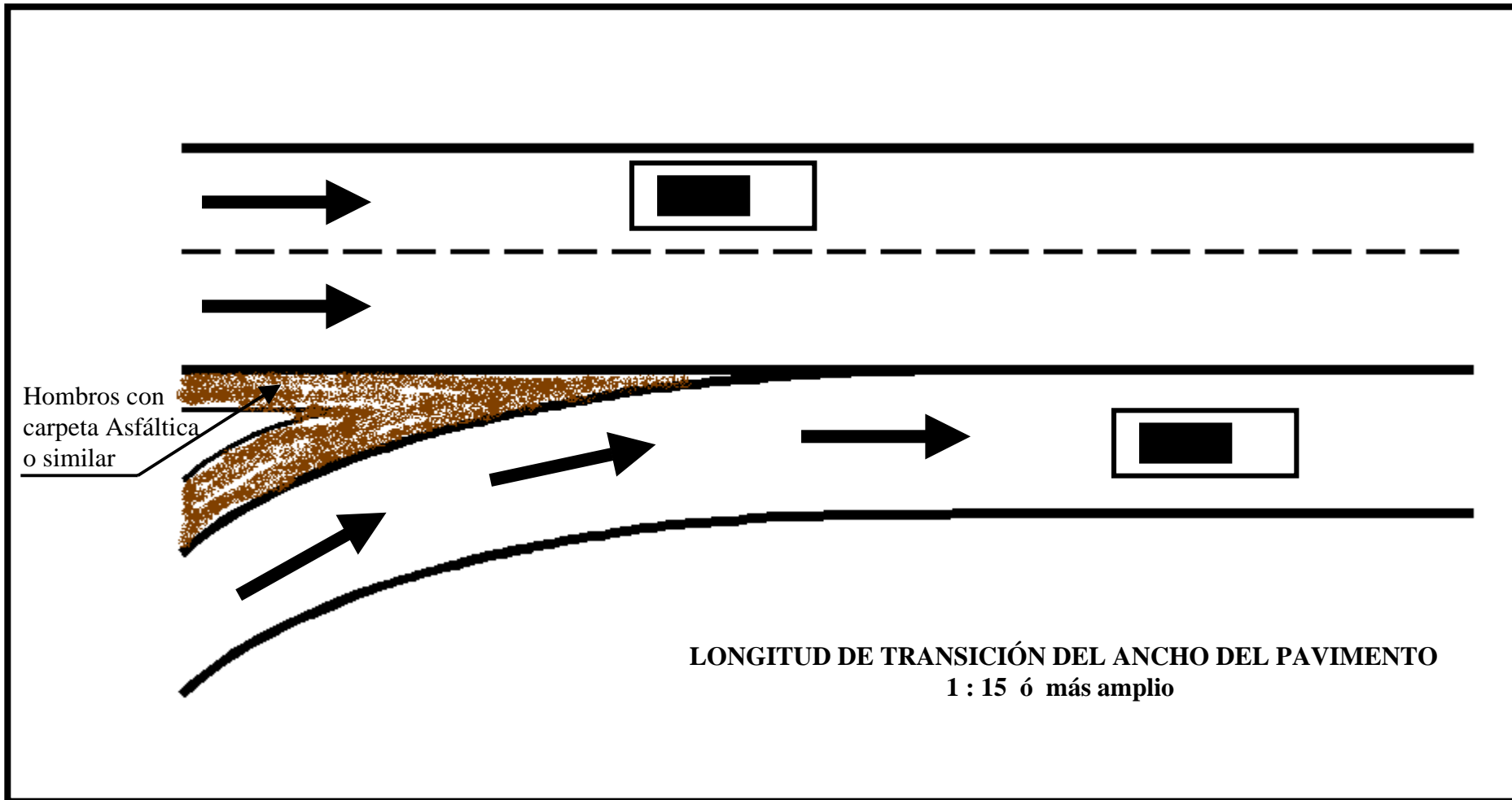
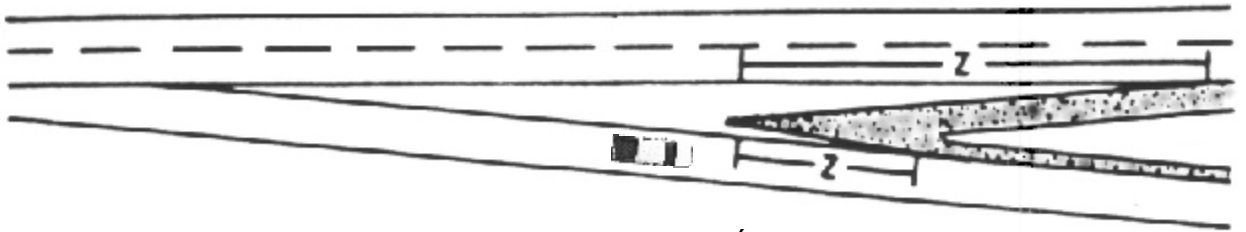
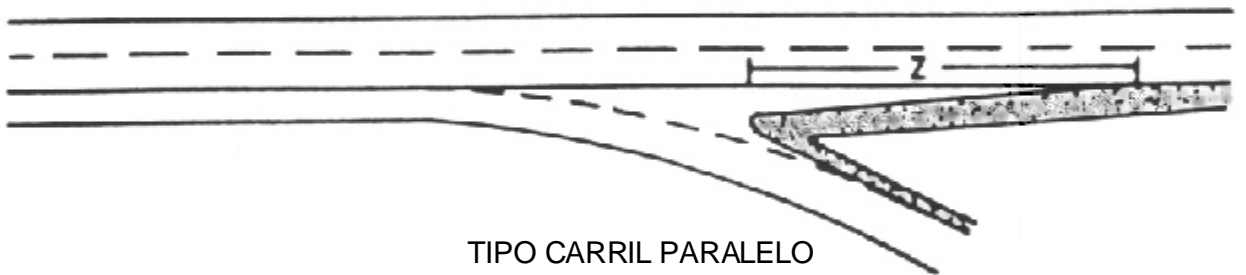


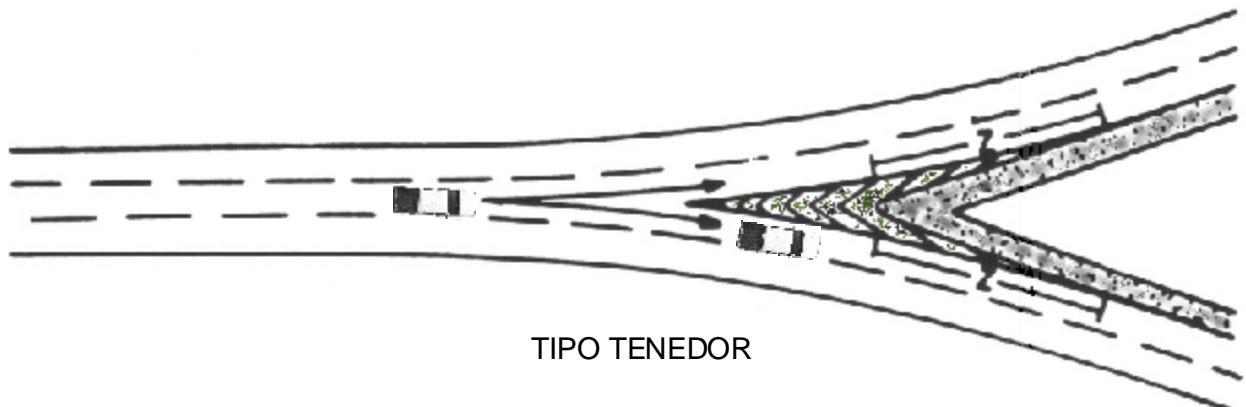
FIG. 6.9 DETALLES TÍPICOS DE CUCHILLAS DE SALIDA



TIPO TRANSICIÓN



TIPO CARRIL PARALELO



TIPO TENEDOR

Cuadro 6.5

Longitudes Minimas de Aceleración para las Terminales de Entrada de Rampas con Pendientes de 2 por ciento o menos

Longitud de Aceleración, La, en metros Para la Velocidad de Diseño (km/h) de la Curva de Entrada									
Velocidad de Diseño de la Carretera, en km/h	Velocidad de Ruedo, de la Carretera, en km/h	0	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidad Inicial de Entrada, en km/h							
		0	20	28	35	42	51	63	70
50	37	60	-	-	-	-	-	-	-
60	45	100	85	70	-	-	-	-	-
70	53	145	125	110	85	50	-	-	-
80	60	195	180	165	135	100	55	-	-
90	67	275	260	240	210	175	130	50	-
100	75	370	345	330	300	265	220	145	55
110	81	430	405	390	360	330	285	210	120

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 949

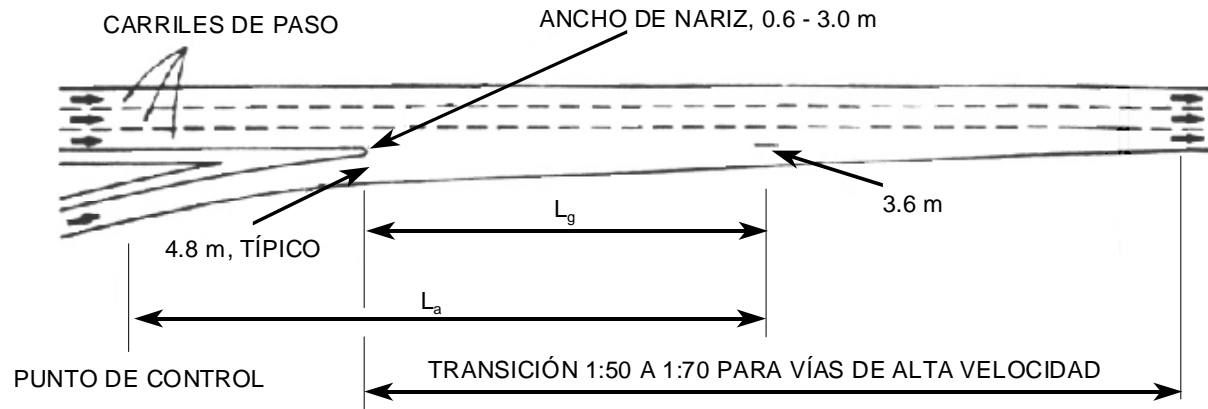
Construir intercambios sin la dotación de carriles de aceleración, es una invitación clara al fracaso funcional de la solución en el corto o en el mediano plazo.

6.6.3 Las Entradas Típicas de las Rampas en un Intercambio

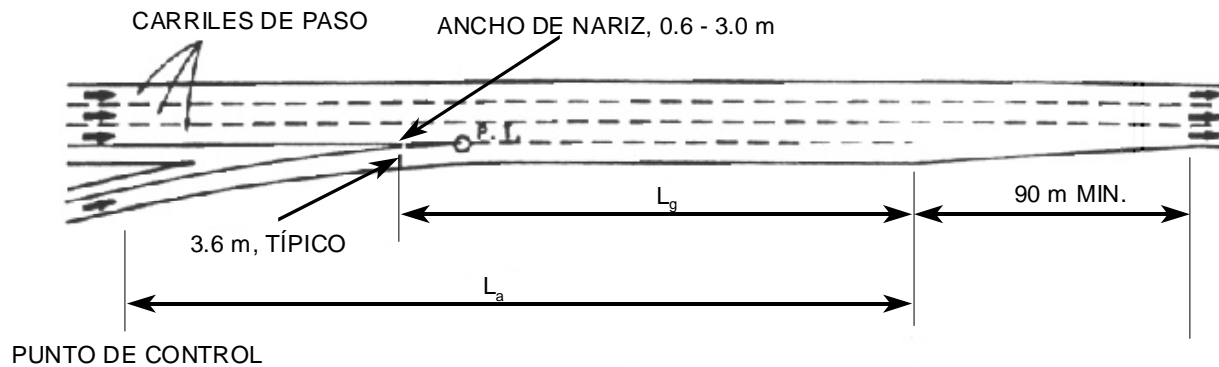
Las entradas típicas de rampas para carril sencillo se ilustran en la figura 6.10 para la condición de diseño con transición y para el diseño con carril paralelo. El cuadro 6.5 establece la longitud de aceleración mínima, para ser ajustadas en función de las pendientes longitudinales mediante el cuadro 6.6.

Las entradas de rampas del tipo de transición operan muy bien bajo todas las condiciones de demanda, cuando se diseñan con las dimensiones recomendadas. Con menores ajustes en la velocidad, de mas o menos 10 kilómetros por hora por debajo de la velocidad de marcha, los conductores pueden aprovechar la brecha necesaria para integrarse a la pista en el punto de convergencia, que se encuentra donde el borde derecho del carril de aceleración está a 3.6 metros del borde derecho del carril de paso.

FIG. 6.10 ENTRADAS TÍPICAS DE RAMPAS PARA CARRIL SENCILLO



1. DISEÑO CON TRANSICIÓN



2. DISEÑO CON CARRIL PARALELO

- L_a es la longitud de aceleración requerida.
- El **punto de control** es la velocidad de seguridad en la rampa, a condición que el radio de curvatura sea igual o mayor de 300 m
- L_g debe tener un mínimo de 90 a 150 m, dependiendo del ancho de la nariz. L_g es la longitud requerida como brecha de aceptación.
- Se propone utilizar la distancia L_a o L_g , dependiendo de la que sea mayor, a partir del punto donde el ancho de la nariz sea igual a 0.6 metros.

Cuadro 6.6

Ajustes de la Longitud del Carril de Aceleración, en función de la Pendiente Longitudinal

Velocidad de Diseño de la Carretera, Km/hora	Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud para la Vel. de Diseño de la Curva de Entrada, en km/h (Cuadro 6.5)					
	40	50	60	70	80	Todas las Vels.

+3 a +4 % pendiente

-3 a -4 %

60	1.3	1.4	1.4	-	-	0.7
70	1.3	1.4	1.4	1.5	-	0.65
80	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	0.65
90	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	0.6
100	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	0.6
110	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	0.6

+5 a +6 % pendiente

-5 a -6 %

60	1.5	1.5	-	-	-	0.6
70	1.5	1.6	1.7	-	-	0.6
80	1.5	1.7	1.9	1.8	-	0.55
90	1.6	1.8	2.0	2.1	2.2	0.55
100	1.7	1.9	2.2	2.4	2.5	0.5
110	2.0	2.2	2.6	2.8	3.0	0.5

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 947
 Los factores de este cuadro se multiplican por las distancias del cuadro 6.5, para obtener la longitud horizontal del carril de aceleración.

Las entradas por el carril paralelo disponen de un carril de suficiente longitud para que la maniobra de convergencia se realice casi a la misma velocidad de operación de los vehículos en la pista principal. Donde el radio de la curva final de la rampa es menor de 300 metros, se evidencia la peligrosa tendencia de los conductores de ingresar directamente a la pista principal, lo cual debe evitarse.

Un carril de aceleración de 360 metros o más debe construirse con su correspondiente transición, cuando tanto la carretera principal como la rampa acarrean volúmenes elevados de tránsito, cercanos a la capacidad de diseño de la zona de convergencia.

6.6.4 Las Salidas Típicas de las Rampas en un Intercambio

Las salidas típicas de rampas para las dos alternativas usuales de diseño, con transición y con carril paralelo, se muestran en la figura 6.11. Las distancias mínimas de deceleración se obtienen directamente del uso de los cuadros 6.7 y 6.8.

Los estudios sobre este tipo de salidas de rampas mediante transición, revelan que los vehículos se separan de la corriente principal a velocidades relativamente altas y ajustan su velocidad a medida que se desplazan sobre la rampa misma.

Cuadro 6.7

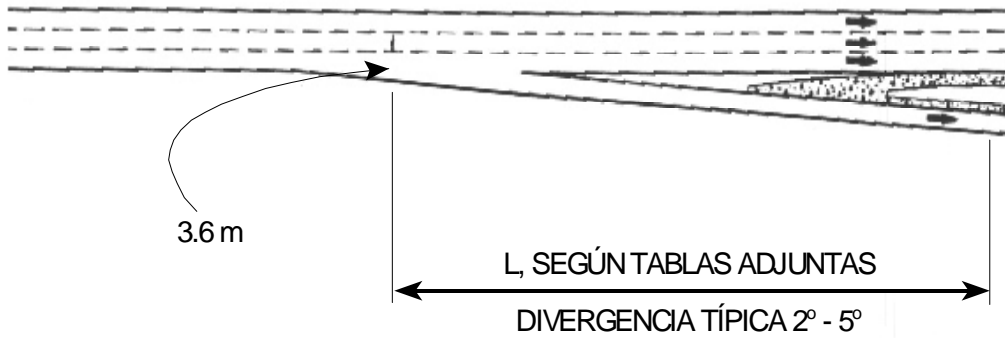
Longitudes Mínimas de Deceleración para las Terminales de Salida de Rampa, con Pendientes de 2 por ciento o menos

Longitud de Deceleración, L, en metros, para la Velocidad de Diseño de la Curva de Salida, km/h									
Velocidad de Diseño de la Carretera, en km/h	Velocidad de Ruedo de la Carretera, en km/h	0	20	30	40	50	60	70	80
		Velocidad de Ruedo, en km/h							
		0	20	28	35	42	51	63	70
50	47	75	70	60	45	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	63	110	105	95	85	70	55	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	55	-
90	77	145	140	135	120	110	100	75	60
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	91	180	180	170	160	150	140	120	105

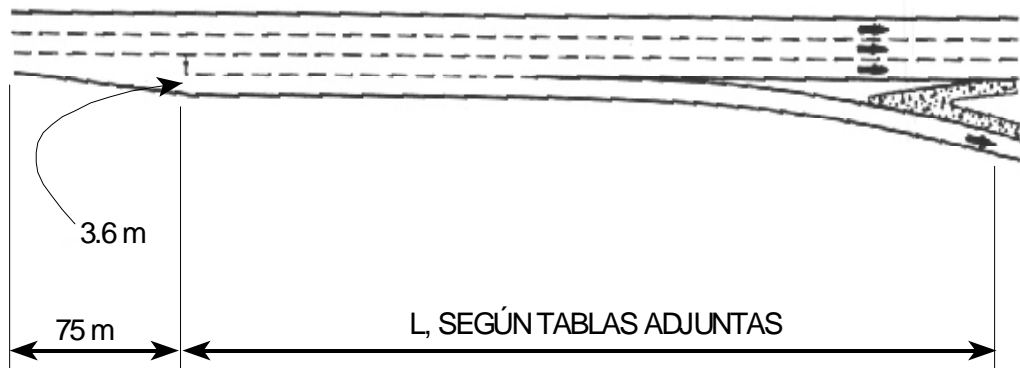
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1004, p. 949

Por su conformación, es el diseño preferido por los conductores. El ancho del área de recuperación, o sea la distancia entre los bordes del pavimento en la nariz de la rampa, es usualmente de 6.0 a 9.0 metros. Esta sección debe ser pavimentada para mayor seguridad del tránsito.

FIG. 6.11 SALIDAS TÍPICAS DE RAMPAS PARA CARRIL SENCILLO



1. DISEÑO CON TRANSICIÓN



2. DISEÑO CON CARRIL PARALELO

Cuadro 6.8

Ajustes de la Longitud del Carril de Deceleración, en función de la Pendiente Longitudinal

Velocidad de Diseño de la Carretera, kms. Por hora	Relación de la Longitud en Pendiente a la Longitud de la Velocidad de Diseño de la Curva de Entrada, en kilómetros por hora	
Todas	+3 a +4 % 0.9	-3 a -4 % 1.2
Todas	+5 a +6 % 0.8	-5 a -6 % 1.35

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 947
Factor a aplicar a los datos del cuadro 6.7, para obtener la longitud horizontal de deceleración.

El carril de cambio de velocidad de entrada está precedido por una sección de transición, bajo el supuesto de que los vehículos empezarán a cambiar de carril desde el inicio, para hacer los ajustes de velocidad en dicho carril de deceleración, realizando una maniobra de cambio de dirección que no resulta natural. Esto no sucede a bajos volúmenes de tránsito, pues los vehículos tienden a hacer su salida cerca del final de la rampa, resultando en una deceleración forzada o en conflictos en el carril de cambio de velocidad.

Se recomienda el uso de carriles de deceleración de 240 metros mínimo en las rampas de salida.

6.7 Otras Consideraciones Generales de Diseño

6.7.1 Secciones de Entrecruzamiento

Las secciones de entrecruzamiento pueden presentarse en los intercambios, en las secciones de carreteras comprendidas entre una rampa de salida y otra inmediata de entrada, en las rotondas y en segmentos de carreteras que se traslapan. En general, las secciones de entrecruzamiento ocurren donde la trayectoria de los vehículos que entran y salen de determinadas secciones de carreteras, desarrollan trayectorias vehiculares que se cruzan una con otra, generando interferencias que, deseablemente, deben ser evitadas en el diseño de los intercambios. La opción para evitar los entrecruzamientos consiste en la construcción de estructuras adicionales y la adición de algunas conexiones

directas, con la consiguiente elevación en los costos, razón por la cual se debe ponderar bien la opción más recomendable y factible. La capacidad de una sección de entrecruzamiento puede ser muy restrictiva, a menos que se le provea de la longitud recomendada y del número de carriles necesarios conforme el Manual de Capacidades de Carreteras del Transportation Research Board, en su versión de 1994.

6.7.2 Control en las Rampas

El propósito del control en las rampas es evitar el congestionamiento o mejorar la operación de integración o convergencia del tránsito con la autopista principal.

Consiste este control en la colocación de semáforos en la entrada de las rampas, antes del final de la entrada, para controlar el número de vehículos que ingresan a la autopista. Los semáforos pueden ser de tiempo fijo o actuados por el tránsito, para dejar entrar en la rampa a los vehículos individualmente o en grupos. Los semáforos de tiempo fijo deben ser activados con base en estudios de tránsito, mientras que los semáforos que son actuados por el tránsito deben contar con sensores ubicados en la autopista, antes de la entrada de la terminal, para determinar la carga del tránsito y el posible efecto de alteración de la corriente aportada por el ramal de acceso.

Capítulo 7

EL DISEÑO DE LAS AUTOPISTAS REGIONALES

7.1 Introducción

Las autopistas son carreteras cuya función principal es de movilidad, no de acceso. En un sistema vial desarrollado, las autopistas junto con las carreteras principales constituyen entre 2 y 4 por ciento de la longitud total de las vías rurales, aunque pueden movilizar alrededor del 50 por ciento del tránsito diario. Las autopistas urbanas pueden disponer en ciertos tramos de 4 hasta 16 carriles de circulación, aunque solamente en casos especiales se exceden de seis carriles por sentido.

De lo antes expresado se deriva que las autopistas son construidas con calzadas separadas y provistas de dos o más carriles de circulación por sentido; disponen además de control total en los accesos, por lo que se puede afirmar que son las carreteras con mayor nivel de calidad y costo dentro del entramado vial de una zona, un país o una región, como la centroamericana. Las principales ventajas del control de los accesos son la preservación de la capacidad de la carretera, la operación de la corriente vehicular a velocidades relativamente altas y la mejoría sustantiva de la seguridad para todos los usuarios de la vía.

La autopista es el único tipo de carreteras que proporciona un flujo completamente continuo o ininterrumpido. No existen intersecciones a nivel y el acceso directo, desde y hacia las propiedades adyacentes, está limitado físicamente, prohibido y además controlado por la autoridad pública. Componentes esenciales de una autopista son las medianas o franjas separadoras centrales, la separación de niveles en las intersecciones, las rampas y las conexiones de las rampas en entradas y salidas de las mismas y, en algunos casos, la disponibilidad de carreteras marginales o frontales.

No existen en las autopistas intersecciones a nivel, semaforizadas o controladas por señales de ALTO, y el acceso y salida desde la pista principal está limitado a los lugares donde existen ramales. Los ramales están proyectados en general para permitir las maniobras de convergencia y divergencia a altas velocidades, minimizando por tanto las perturbaciones al tránsito en la vía principal. La circulación de los dos sentidos opuestos está separada por una mediana o división continua de anchos variables, en función de las disponibilidades de terreno y de las expectativas de desarrollo a largo plazo.

Las condiciones de la circulación en una autopista son el resultado, en primer lugar, de las interacciones entre los vehículos y los conductores de la corriente circulatoria y, por otra parte, entre los vehículos con sus conductores y las particularidades geométricas de las autopistas. Las operaciones también se ven afectadas por las características ambientales, tales como las condiciones climatológicas, el alumbrado público en la vía, las condiciones físicas del pavimento y su superficie de rodamiento, y por la existencia de incidencias y perturbaciones en el tránsito.

En las autopistas por lo general es posible distinguir tres tipos de subtramos:

- **Secciones Básicas de Autopistas:** Son segmentos de la autopista cuya operación no se ve afectada por movimientos de convergencia o separación de los ramales cercanos o por movimientos de entrecruzamiento.
- **Áreas de Entrecruzamiento:** Son segmentos de las autopistas en donde dos o más flujos vehiculares deben entrecruzarse entre ellos mismos a lo largo de un tramo de la carretera. Las áreas de trenzado, como también se denomina al entrecruzamiento, se forman normalmente cuando las zonas de confluencia van seguidas a corta distancia por zonas de separación. También se forman cuando un ramal de entrada a una autopista va seguido a continuación de un ramal de salida, quedando ambos ramales conectados por un carril auxiliar continuo.
- **Intercambios:** Son soluciones de diseño provistas de uno o varios puentes para separar en uno o varios niveles las corrientes de tránsito, en los cuales los ramales de entrada o de salida se unen con la autopista, formando en dichos puntos un área de turbulencia, debido a las concentraciones de vehículos que fluyen, convergen y divergen.

Las autopistas son componentes claves, seleccionadas dentro de un plan maestro de desarrollo del sistema de transporte rural o urbano, para complementar la función de la red vial y, en particular, para servir a las arterias principales de los corredores. Son construidas con altos niveles de seguridad y eficiencia, para el movimiento de grandes volúmenes de tránsito a altas velocidades.

Las autopistas regionales según su ubicación se dividen en dos grupos:

Autopistas Urbanas y Suburbanas

Las autopistas urbanas y suburbanas son capaces de soportar elevados volúmenes de tránsito. Estas autopistas pueden llegar a contar con un sinnúmero de carriles de circulación, aunque la solución más frecuente consta de dos y tres carriles en una sola dirección. Una autopista, ya sea urbana o suburbanas, puede ser diseñada y construida tanto en trinchera, como elevada mediante terraplenes o viaductos, o proyectada a nivel del terreno existente. Puede también compartir

combinaciones de éstas variantes a lo largo de su trazo de extremo a extremo, según sea lo apropiado para las condiciones topográficas, de la demanda del tránsito proyectado para el año de diseño y de la forma como dichas obras están comprendidas dentro de los planes de desarrollo urbano existentes.

Autopistas Rurales

Las autopistas rurales son similares en concepto a las autopistas urbanas a nivel, pero el alineamiento y los elementos de cruces a desnivel e intercambios son más libres en diseño, es decir, que las opciones son menos restringidas, lo cual está en correlación con las altas velocidades permisibles y, generalmente, con las usualmente altas disponibilidades relativas de derechos de vía.

7.2 Elementos Generales del Diseño Geométrico

7.2.1 Velocidad Directriz o de Diseño

Siendo catalogada una autopista como la categoría superior en la tipología de las carreteras, debe proyectarse para altas velocidades de diseño, con un máximo razonable de 110 kilómetros por hora. Una velocidad de diseño de 110 kilómetros por hora debe usarse en las autopistas regionales de características rurales o suburbanas. En terreno ondulado puede restringirse la velocidad de diseño a 90 kilómetros por hora y en terreno montañoso puede admitirse una velocidad de diseño menor, en el límite mínimo de los 70 kilómetros por hora, todo ello en función de las expectativas del conductor y los costos de la obra. Cabe mencionar que el manual de la AASHTO recomienda no bajar de 80 kilómetros por hora la velocidad de diseño de una autopista.

La velocidad de diseño en autopistas debe reflejar el deseo de brindar seguridad de operación fuera de las horas de punta, por lo que dicha velocidad no debe ser tan alta que exceda los límites prudentes de construcción, de adquisición de derechos de vía y de costos socioeconómicos del proyecto, dado que una gran proporción del tránsito circula durante el período del flujo de hora pico, o sea cuando la velocidad alcanza sus valores más conservadores.

La velocidad de diseño de una autopista no debe ser inferior a los 70 kilómetros por hora en terreno montañoso o con muchos accidentes topográficos. Cuando se utilice este diseño mínimo de velocidad, se debe tener en cuenta una señalización que informe al usuario y asegure la vigencia del límite de velocidad durante las horas picos. En muchas autopistas urbanas de regular longitud, particularmente en áreas en desarrollo, donde el costo del suelo es bajo, puede ser evaluada la adopción de un diseño de velocidad de 100 kilómetros por hora o ligeramente mayor, pero sin exceder el máximo permisible, quizá con una elevación marginal y aceptable en los costos de inversión.

7.2.2 Volúmenes de Tránsito para Diseño

Ya se ha señalado que las autopistas regionales, tanto urbanas como rurales, al igual que las demás carreteras, se diseñan normalmente para acomodar los volúmenes de tránsito proyectados para un período de diseño de alrededor de 20 años, aunque en los casos de reconstrucción de algunos elementos de las autopistas, los volúmenes de diseño pueden proyectarse para un horizonte de servicio de menos de 20 años, quizá de hasta 10 años. Los requerimientos específicos de capacidad, deben determinarse de los volúmenes direccionales de tránsito horario para el año de diseño, dedicando especial atención a la previsión de las maniobras críticas en los intercambios.

En todo caso, las autopistas, como ejes fundamentales del sistema vial, deben proyectarse para ser parte de tal sistema, desempeñando el papel que les tienen asignado dentro de los planes maestros de desarrollo de los sistemas viales.

7.2.3 Capacidades y Niveles de Servicio en Autopistas

Según el conocido Manual de Capacidades de Carreteras de 1994, la capacidad en autopistas con condiciones ideales de circulación y de condiciones físicas de la vía, es de 2,000 vehículos livianos/automóviles por hora y por carril (vl/h/c). La nueva edición revisada del capítulo 7 de dicho Manual, referido a las carreteras rurales y suburbanas de carriles múltiples, con base en observaciones de campo, establece como capacidad ideal para este tipo de carreteras la cifra de 2,200 vl/h/c¹.

El Manual antes referido establece las técnicas y los procedimientos de cálculo para determinar los volúmenes de servicio que se proponen para las autopistas en la clasificación de las carreteras regionales de Centroamérica, por lo que su utilización es indispensable para los análisis de diseño. **Se ha seleccionado el nivel de servicio C para las autopistas regionales.** En áreas rurales puede ser conveniente, en ciertas situaciones particulares que deben ser sometidas a evaluación, mejorar las opciones y diseñar para el nivel de servicio B, en tanto que en áreas urbanas muy desarrolladas y con altos niveles de tránsito, puede ser necesario rebajarse al nivel de servicio D² en casos muy excepcionales.

Conforme estas referencias, las autopistas regionales deben reconocer la ocurrencia de aceptables grados de congestionamiento en la propia autopista, cuya medida de eficiencia estará dada por la densidad, que se expresa en vehículos livianos o automóviles por kilómetro por carril, así como en sus instalaciones auxiliares, tales como las rampas (medida de eficiencia, las tasas de

¹ Citado por Rafael Cal y Mayor y James Cardenas, "Ingeniería de Tránsito", Séptima Edición, 1995.

² Al nivel de servicio D se alcanza el límite inferior de velocidad con flujo estable. Los flujos de tránsito no alcanzan a exceder los 1,850 vl/c/h

flujo expresadas en vehículos livianos por hora) y los tramos de entrecruzamiento (medida de eficiencia, la velocidad media de recorrido, en kilómetros por hora).

Las relaciones características de velocidad-flujo en una autopista muestra dos regiones características: la primera, es aquella en la que la velocidad es insensible a la intensidad creciente (esta región se extiende hasta 1.300vl/h/c para autopistas de 110 kilómetros por hora y hasta 1.750 vl/h/c para autopistas de 90 kilómetros por hora); la segunda, es una región en la que ante un incremento de intensidad del tránsito, se comienza a afectar sensiblemente la velocidad, reduciéndola. Las curvas típicas no trazan la porción de curva que ocurre dentro de una cola producida en un embotellamiento del tránsito, porque no se han realizado las suficientes investigaciones para definir claramente esta región del flujo. Algunas investigaciones han mostrado que también puede existir una zona de transición cercana a la capacidad.

A continuación y con propósito enteramente ilustrativo, se indican las densidades en vehículos livianos por kilómetro por carril (vl/km/c) utilizadas para definir los niveles de servicio desde A hasta D en tramos básicos de autopista:

Nivel de Servicio	Densidad máxima (vl/km/c)
A	6.2
B	10.0
C	15.0
D	20.0

Las densidades utilizadas para el Nivel de Servicio E son las siguientes:

Velocidad Kilómetros por hora	Densidad máxima, vl/km/c	
	Autopistas de cuatro carriles	Autopistas de seis o más carriles
110	22.8	24,7
105	24.8	27.0
95	25.8	28.6
90	27.3	29.8

Para el Nivel de Servicio F, la densidad máxima excede de los límites correspondientes del Nivel de Servicio E. La densidad máxima permitida, para cualquier nivel de servicio, es ligeramente inferior a la correspondiente al mismo nivel de servicio en carreteras de carriles múltiples. Esto refleja la mayor calidad

de servicio que los conductores esperan cuando utilizan las autopistas en comparación con carreteras de carriles múltiples.

7.2.4 Anchos de Carriles y Hombros o Espaldones

Ya se ha dicho que las autopistas deben tener un mínimo de dos carriles de circulación por sentido, con un ancho exigible de 3.6 metros por carril. El pavimento debe ser de alta calidad, disponer de una superficie de rodaje resistente al deslizamiento y capacidad estructural adecuada.

Los carriles deben tener una sección transversal con pendientes de 1.5 a 2.0 por ciento en los tramos en tangente, los cuales están constituidos en dos líneas en cada dirección con una corona en el centro de la línea del pavimento. En áreas de constantes o intensas lluvias, se recomienda incrementar a 2.5 por ciento la pendiente transversal del pavimento, para garantizar un adecuado drenaje.

Se debe de asegurar que la autopista cuente con hombros pavimentados en ambos lados, tanto a la izquierda como a la derecha. Para las autopistas regionales se recomienda que el ancho del pavimento del hombro de la derecha sea al menos de 2.5 metros, pero donde el movimiento de camiones exceda los 250 vehículos por hora de diseño, se recomienda que este hombro sea incrementado hasta un ancho de 3.6 metros. En autopistas regionales de cuatro carriles, se propone que el hombro de la mediana o el hombro interior sea por lo menos de 1.5 metros de ancho, pudiendo reducirse a un mínimo de 1.0 metro. Del hombro interior, no menos de 1.0 metro de la superficie de rodamiento debe ser asfaltada y con espesores suficientes de pavimento, el resto de la superficie puede ser revestida hasta cierta extensión. Se recomienda que el color o la textura del hombro sea diferente que el de los carriles. La diferencia entre las vías y los hombros es a menudo acentuada por franjas y marcas en el pavimento o introduciendo irregularidades en la textura de la superficie de rodamiento.

La pendiente transversal en tangente de los hombros debe variar entre 2 y 6 por ciento, con un mínimo de uno por ciento más que la pendiente de la calzada en su extremo exterior, para facilitar el drenaje.

7.2.5 Bordillos

Los bordillos de barrera no deben ser usados en las autopistas, pero si resultan necesarios en casos especiales, dichos bordillos no deben estar más cerca que los bordes exteriores de los hombros. Los bordillos montables, si se usan, deben ser ubicados igualmente en los bordes exteriores de los hombros.

7.2.6 Sobreelevación

Las tasas máximas de sobreelevación utilizadas en las autopistas en trinchera, a nivel o en terraplenes, no son aplicadas a las autopistas elevadas en los

viaductos. La apariencia y desarrollo adyacentes limitan un poco la diferencia de la elevación entre los exteriores de los pavimentos con carriles múltiples. Tasas de sobreelevación de 6 a 8 por ciento son generalmente el máximo en los viaductos. Deben evitarse las combinaciones de velocidad de diseño y curvatura que obliguen a utilizar sobreelevaciones mayores. En las áreas en proceso de desarrollo urbanos y rurales, las autopistas pueden utilizar sobreelevaciones máximas comprendidas entre 8 y 10 por ciento.

7.2.7 Pendientes o Gradientes Longitudinales

Las pendientes o gradientes longitudinales en autopistas urbanas deben ser equiparables a las pendientes en todas las autopistas rurales que tengan la misma velocidad de diseño. La inclinación de la rasante estará determinada en función de la configuración del terreno y del volumen de tránsito previsto en el tramo a estudiar. La pendiente máxima será la mayor inclinación de rasante que se permita en el proyecto. Se pueden utilizar pendientes más pronunciadas, pero el menor espaciamiento entre los intercambios y la necesidad de frecuentes cambios de velocidad, hace aconsejable el uso de pendiente menores y restringidas a sus rangos más bajos. Los niveles máximos de las pendientes longitudinales, concebidos como una función de la velocidad de diseño y el tipo de terreno, son dados en el cuadro 7.1, aceptándose que las pendientes puedan ser uno por ciento más altas en casos extremos en áreas urbanas y para bajadas en un solo sentido, excepto en zonas montañosas.

Cuadro 7.1

Pendientes Máximas para Autopistas Urbanas y Rurales

Tipo de terreno	Velocidades de diseño, km/h			
	80	90	100	110
	Pendientes en Porcentajes			
Plano	4	4	3	3
Ondulado	5	5	4	4
Montañoso	6	6	6	5

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 559

7.2.8 Estructuras

El diseño de puentes, alcantarillas, túneles y otras estructuras de drenaje mayor y de paso, debe guardar una estrecha correspondencia con las normas de la ASSHTO, *Standard Specification for Highway Bridges* (16ª. Edición) y con las

revisiones interinas a dichas especificaciones, disponible en 1997, 1998 y 1999, esta última publicada en diciembre de dicho año³.

El ancho de la sección transversal del puente debe ser igual a la carretera que le sirve de acceso. Las estructuras que sirven a las rampas, deben disponer de un ancho igual al de la propia rampa y sus hombros. El ancho de la estructura y su despeje lateral para el caso de las carreteras y arterias que cruzan la autopista, deben diseñarse de acuerdo a su clasificación funcional.

Los anchos en las estructuras guardan estrecha relación con el tipo de vía y la velocidad del proyecto, lo mismo que con los valores de los volúmenes de diseño. En autopistas y vías especiales, los anchos mínimos de carril, hombros exteriores e interiores, aceras y resguardos en las estructuras y pasos superiores e inferiores de autopistas y vías especiales, se determinan en el cuadro 7.2.

Cuadro 7.2

Sección Transversal Mínima en Estructuras de Autopistas y Vías Especiales, en Función de los Volúmenes de Tránsito, en Metros

TPDA	> 20,000	> 10,000
Anchos de carril (P.S. y P.B)	3.60	3.60
Ancho del hombro exterior (P.S. y P.B)	2.50	1.50
Ancho de hombro interior (P.S. y P.B)	1.50	1.00
Ancho de acera exterior con paso de peatones (P.S.)	1.25	1.25
Ancho de acera exterior sin paso de peatones. (P.S.)	1.00	1.00
Ancho de acera interior (P.S.)	1.00	1.00
Resguardo mínimo frente a pilas y obstáculos (P.B)	0.50	0.50

Siendo:

P.S., Paso superior o sobre nivel del terreno.

P.B., Paso inferior o bajo nivel del terreno.

7.2.9 Altura Libre en Estructuras

La altura libre para estructuras de paso sobre una autopista debe ser al menos 4.9 metros sobre el ancho total de la carretera, incluyendo carriles auxiliares y ancho usable de los hombros o espaldones. A esto puede añadirse una tolerancia de 15 centímetros, para tomar en consideración la pérdida de altura libre como efecto de los revestimientos o recapeos del pavimento.

³ Es extensa la lista de publicaciones de la AASHTO en materia de puentes, que puede consultarse en el sitio www.aashto.org

Por su menor resistencia al impacto, se recomienda incrementar a 5.1 metros la altura libre de las estructuras de soporte de señales y pasos peatonales. Desde el nivel del tablero hasta las abrazaderas de la estructura de paso a través, también un mínimo de 5.1 metros de altura libre es recomendable.

7.2.10 Despeje Lateral de las Obstrucciones

Las autopistas urbanas en terrenos a nivel y las autopistas rurales deben tener anchas zonas de despeje que sean consistentes con su velocidad de operación y con sus taludes laterales. El término **zona despejada** se usa para designar la franja de área libre de obstrucciones y relativamente plana, habilitada para la recuperación de vehículos fuera de control. El ancho de las zonas de despeje está relacionado con la velocidad, el volumen de tránsito y el diseño las laderas de los terraplenes. Los pilares de los puentes y otros obstáculos fijos deben colocarse en el borde o más allá de las zonas de despeje, a como sea práctico.

Las autopistas en trinchera tienen limitaciones en el derecho de vía, por lo que a veces requieren la colocación de muros de retención o pilares, que deben estar ubicados a no menos de 0.6 metros de los hombros, preferiblemente más alejados a fin de dotarlos de barreras de protección para absorber los impactos de los vehículos.

Las autopistas elevadas en terraplén pueden requerir barreras laterales de protección, cuando los taludes son de 3 a 1 o más inclinados.

7.2.11 Separaciones Exteriores, Fronteras y Calles Marginales

La separación exterior es el área entre la pista de rodaje de una carretera y la carretera o calle marginal o frontal. La frontera es el área entre la pista de rodaje adyacente y el desarrollo privado a lo largo de la carretera. Donde no existen carreteras frontales o calles locales que funcionen como una carretera frontal o marginal, el área entre la pista de rodaje y el límite del derecho de vía debe ser referido como la frontera. Debido al denso desarrollo a lo largo de las autopistas urbanas, las carreteras frontales son a menudo necesarias para mantener los servicios locales y para recolectar y distribuir el tránsito de entrada y salida de las rampas en las autopistas. Donde la autopista ocupa un bloque entero, las calles adyacentes paralelas son usualmente operadas como carreteras frontales.

La separación exterior o frontera proporciona espacio para los hombros, el drenaje, los taludes laterales y las barreras para el control de los accesos. La separación exterior o frontera también puede proporcionar espacio para la instalación de dispositivos para la disminución del ruido, en áreas sensitivas.

Usualmente la separación exterior es el elemento más flexible en la sección de una autopista urbana, pudiendo operar como una zona de atenuación del ruido o para separar la autopista de las áreas adyacentes. El rango típico en anchura de

la separación exterior es de 25 a 45 metros, pero se pueden utilizar anchos más reducidos en áreas urbanas, si se diseñan muros de contención.

La frontera debe extenderse mas allá de los límites de construcción, donde sea posible para facilitar las operaciones de mantenimiento y seguridad. Anchas separaciones exteriores también permiten un estándar alto del diseño de las rampas entre la autopista y la carretera frontal.

7.2.12 Medianas

En las autopistas urbanas las medianas deben de ser anchas y planas para proporcionar una amplia separación que permita seguridad y comodidad a los motoristas. A mayor amplitud de la mediana, menor deslumbramiento de los vehículos en sentido contrario durante la conducción nocturna.

El ancho de la mediana también puede ser usado para el tránsito público masivo o para proveer carriles adicionales, si en el futuro se requiere de una mayor capacidad que por el momento resulta difícil de cuantificar, sin embargo, en áreas densamente desarrolladas con derechos de vías costosos, el ancho disponible para una mediana es por lo general restringido.

El ancho mínimo de la mediana para una autopista urbana de cuatro carriles es de 3.0 metros, tras cuya utilización posterior puede disponerse de 1.2 m para los hombros interiores y 0.6 metros para la construcción de una barrera medianera. Para autopistas con seis o mas carriles, el ancho mínimo es de 6.6 metros y preferiblemente de 7.8 metros según la AASHTO, cuando los camiones exceden los 250 unidades en la hora de diseño. En las autopistas rurales se recomienda que la mediana tenga dimensiones correlativas con los anchos de carril, en previsión de que futuras ampliaciones deban echar mano de esa disponibilidad para aumentar la capacidad. Consecuentemente, para las autopistas regionales se propone utilizar entre 4 y 12 metros, dimensión esta última posible de lograr en áreas suburbanas y rurales, que permite adicionar eventualmente dos carriles de 7.2 metros de ancho y dejar todavía un ancho suficiente de 4.8 metros, con capacidad para acomodar un carril para retornos. Para los anchos mínimos de mediana, es aconsejable utilizar siempre una barrera separadora, que impida las colisiones frontales de los vehículos en la corriente del tránsito.

7.3 Autopistas en Trinchera

7.3.1 Consideraciones sobre el Diseño

El diseño y la construcción de autopistas en trinchera es característica en las áreas urbanas y suburbanas, donde puede ocupar un bloque (o manzana) completo de ancho, siendo por consiguiente su trazo paralelo a las calles en la mayoría de su longitud. A menudo estas autopistas son flanqueadas en uno o

ambos lados por las calles o carreteras frontales o marginales al nivel del terreno colindante.

Todas las calles importantes pasan sobre la autopista. Otras calles son interceptadas por las carreteras frontales o interrumpidas con "cul de sacs" en los límites del derecho de vía. Los intercambios con las calles de la red vial se efectúan por rampas, que se conectan directamente con las carreteras frontales o por intercambios en diamante donde no hay carreteras frontales. Los grandes tipos de intercambios son igualmente diseñados en las intersecciones con ciertas arterias principales.

Las autopistas en trinchera son convenientes para reducir su impacto en las áreas adyacentes. Estas alteran menos el paisaje urbano, son menos llamativas que las autopistas elevadas o a nivel, permiten además que la superficie de las calles crucen en su nivel normal y reducen el ruido de las autopistas. Sin embargo, las ventajas tienen que balancearse contra el costo adicional de atender los problemas del drenaje.

Las estructuras que pasan sobre las autopistas a desnivel y los muros de retención, ubicados con una cercana aproximación a las líneas de tránsito, deben de ser amuralladas tanto por razones de seguridad como para prevenir que se lancen objetos encima de los carros que circulan por las pistas principales.

7.3.2 A Propósito de las Secciones Típicas de Cruce y los Derechos de Vía

Las secciones de cruce de autopistas en trinchera varían considerablemente a través de las áreas urbanas y suburbanas. Estas son influenciadas primordialmente por la necesidad de acomodar el requerido número de carriles de circulación, pero un factor importante adicional es la disponibilidad del derecho de vía, lo cual depende de factores tales como el tipo y el valor del suelo urbano o suburbano, la topografía, las condiciones del suelo y el drenaje, y la frecuencia y el tipo de intercambios requeridos. El diseño de las secciones de cruces debe ser libre, pero a veces es necesario ajustar la solución en ciertos elementos por las limitaciones físicas y económicas, para adecuar la sección de cruce con un derecho de vía angosto y restrictivo. Las ilustraciones adjuntas ilustran algunas condiciones típicas de los desarrollos de las autopistas en trinchera.

En las áreas urbanas no es práctico ni es necesario mantener un ancho uniforme del derecho de vía en las autopistas en trinchera. Los cambios en los patrones de las calles, los costos de construcción y las curvaturas en las alineaciones horizontales de las autopistas, son factores para causar variaciones en el ancho del derecho de vía. En algunas instancias, los cambios en el ancho del derecho de vía se necesitan para hacer ajustes apropiados en las intersecciones con otras vías. En tales casos un balance en el ancho debe mantenerse entre los varios elementos de cruces seleccionados. En la construcción de nuevas instalaciones en las autopistas, los anchos de carriles y hombros no están sujetos a ajustes, los ajustes suelen ser posibles en el ancho de las medianas y bordes, aunque la

mayoría de los ajustes se logran en el ancho de las separaciones de los exteriores de la pista principal.

En las áreas periféricas, donde los cruces de caminos son espaciosamente separados, es posible y económicamente viable ajustar al perfil longitudinal a fin de disminuir la profundidad de corte entre las estructuras. Un acercamiento resulta en una combinación de autopistas en trinchera y a nivel.

Al proyectar el diseño de las rampas de entrada y salida de la pista principal, la solución se simplifica dado que las cantidades de excavación son reducidas, las laderas pueden ser planas y las amplias áreas marginales en las calles pueden ser facilitadas dentro del derecho de vía. Generalmente el resultado es una autopista de diseño agradable y balanceado.

El ancho mínimo de la mediana, de 3.0 a 6.0 metros, supone que para las autopistas en trinchera se construye de una sola vez todo el ancho requerido de carriles y hombros. Sin embargo, donde el ancho adicional está previsto en la mediana para la construcción por etapas, la mediana debe ser ensanchada en múltiplos de 3.6 metros (ancho del carril recomendable). En los sitios donde las rampas no son necesarias, el ancho uniforme de la sección debe de ser provisto de laderas tan planas a como sea posible dentro el derecho de vía disponible.

Las muros verticales pueden ser construidos en varios puntos en el cruce de sección, tal como la adyacente al hombro de la autopista, la adyacente al hombro de la rampa o en las puntas de las laderas, o en varias combinaciones de estas ubicaciones.

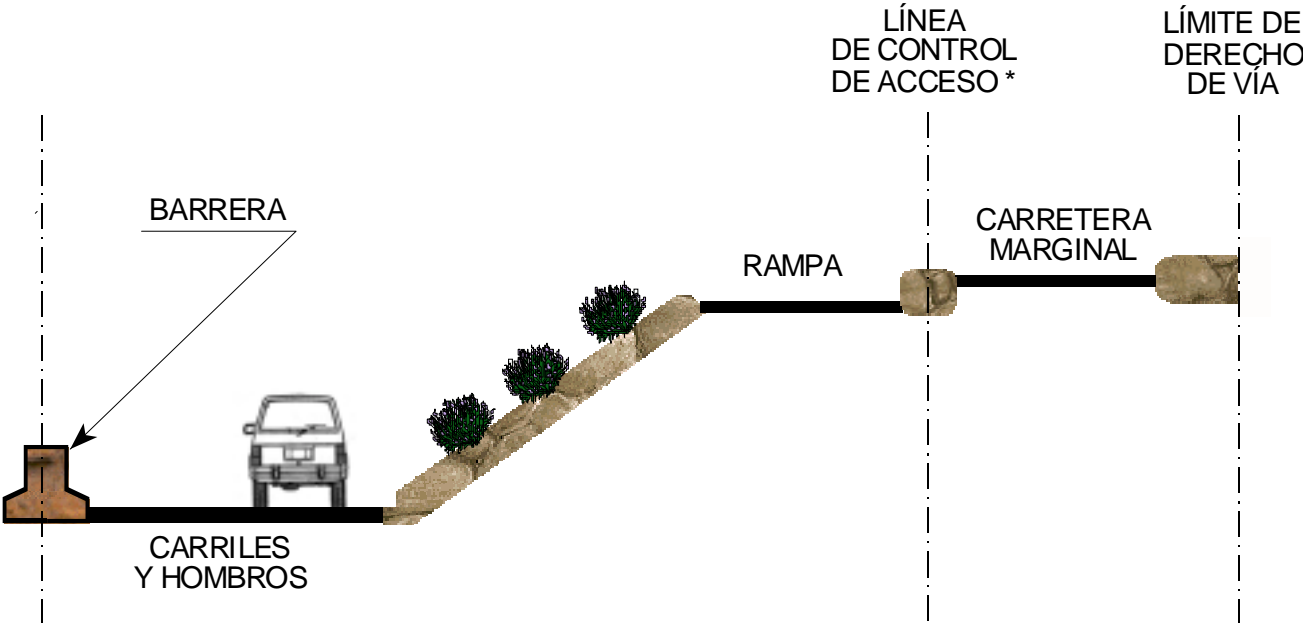
7.3.3 Secciones de Autopistas en Trinchera, incluyendo el Uso de Muros

La figura 7.1 muestra el ancho de la sección de cruce que permite a las secciones de autopistas en trinchera ser construidas con laderas de tierra en ciertas ubicaciones con rampas, que requieren muros de retención. El cruce de sección en la figura mencionada incluye 12 metros de carretera marginal, 3.6 m de los carriles de tránsito, y de 1.8 a 6.6 de mediana. La figura muestra también una sección lateral de 7 a 10 metros de ancho, con rampas de salida y de entrada a la pista principal, desarrollada con el uso de taludes y cortas secciones con muros de retención.

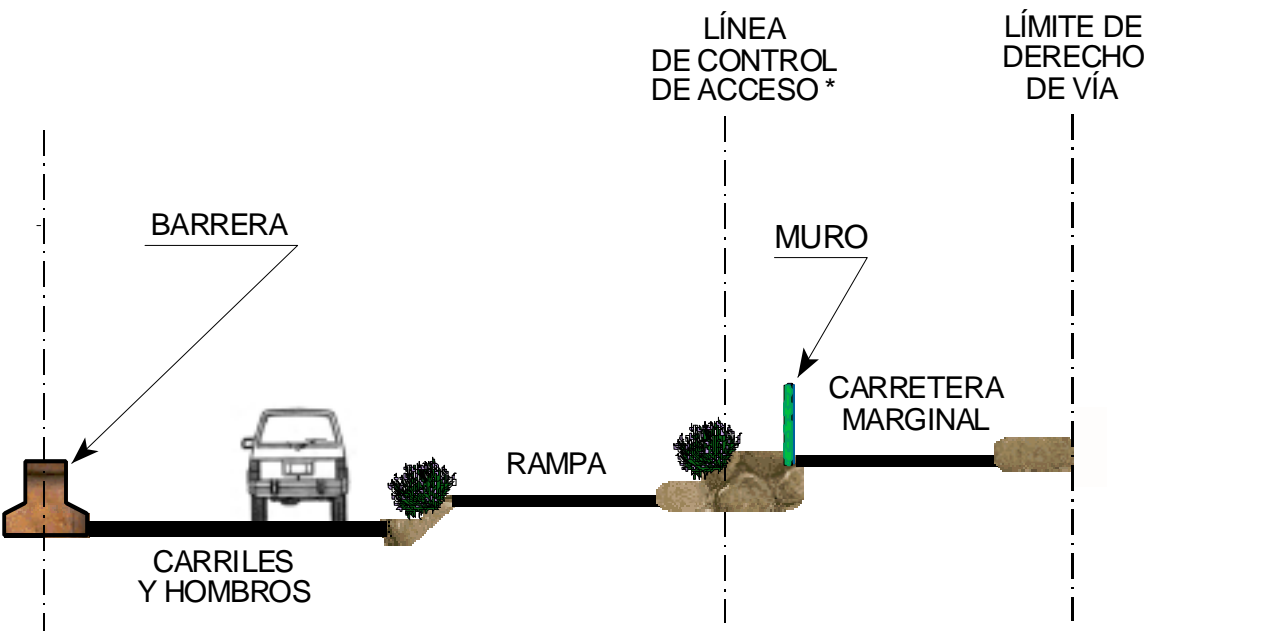
La figura 7.2 muestra secciones de cruces restringido que son factibles para las autopistas en trinchera. La autopista es continuamente amurallada, y las rampas son omitidas, sin colgantes como se muestra en la imagen superior. El ancho del derecho de vía requerido es aproximadamente de 48 m para cuatro carriles, 58.5 metros para seis, ó 66 metros para ocho carriles.

Estos anchos se basan en las siguientes dimensiones: el ancho de las carreteras frontales más el borde y parapeto de 12 metros, la separación exterior de 3.6

FIG. 7.1 AUTOPISTAS EN TRINCHERA



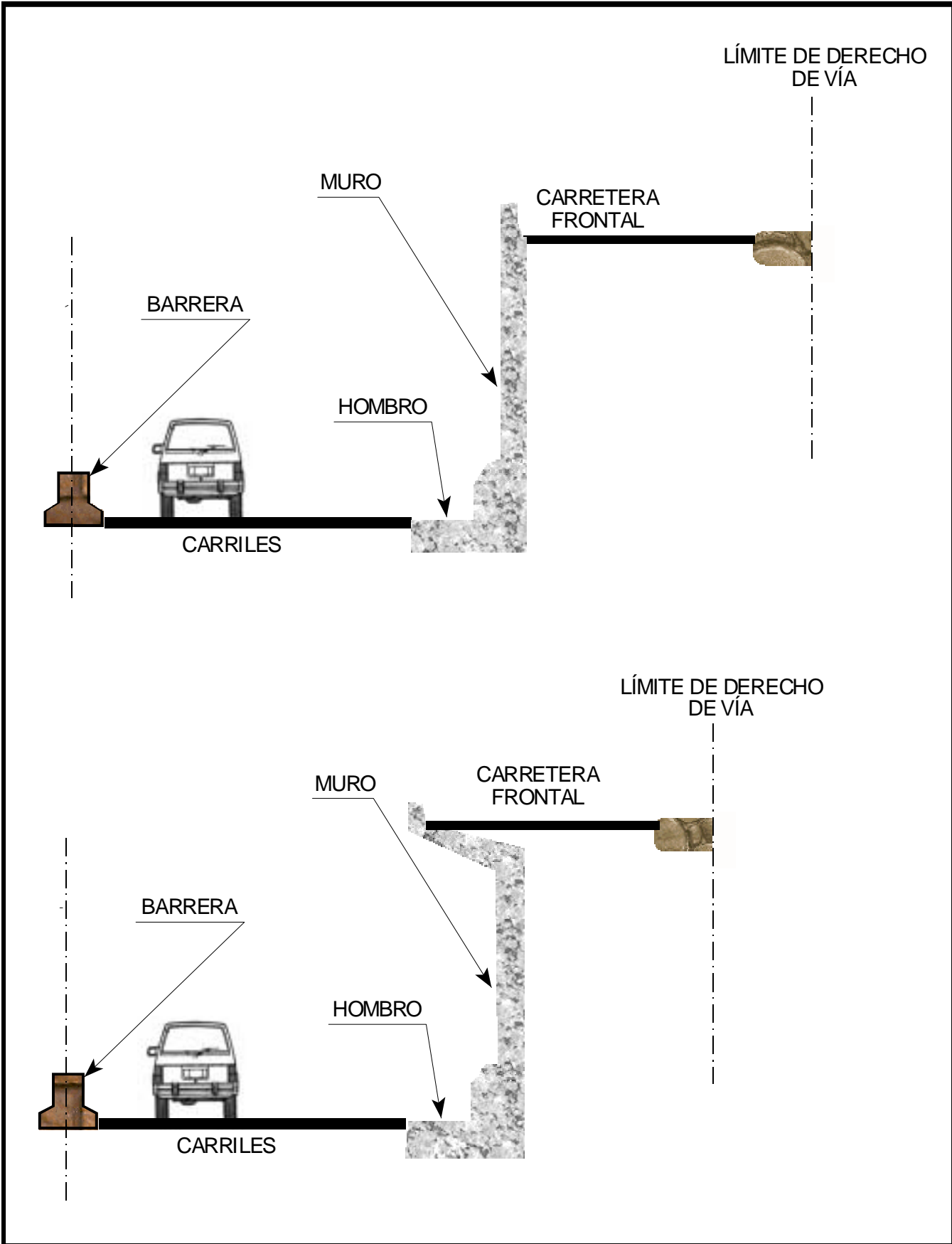
SECCIÓN DE CRUCE TÍPICO EN AUTOPISTA EN TRINCHERA



SECCIÓN DE CRUCE RESTRINGIDO EN AUTOPISTA EN TRINCHERA

* = LÍNEA DE CONTROL DE ACCESO - EL LUGAR PUEDE VARIAR

FIG. 7.2 AUTOPISTAS EN TRINCHERA



metros, los carriles de tránsito de 3.6 metros cada uno y la mediana de 3.0 a 6.6 metros.

En casos especiales en donde se presentan mayores limitaciones al derecho de vía deseable, el diseño se puede completar con una parte de la carretera frontal en voladizo sobre el ancho del hombro de la autopista, como se muestra en la ilustración inferior de la figura 7.2. Al usar de 3.0 a 4.2 metros de saliente y las mismas dimensiones que en el caso anterior, la solución requiere un ancho del derecho de vía de alrededor de 42 metros para cuatro, 52.5 metros para seis y 60 metros para ocho carriles en la pista principal.

Aunque las secciones de cruces restringidas mostradas son aceptadas, estas deben ser usadas únicamente donde la adquisición adicional del derecho de vía sea extremadamente costoso, o donde este tipo de sección de cruce se necesite para proteger el medio ambiente.

7.4 Autopistas Elevadas

7.4.1 Consideraciones sobre el Diseño

Una autopista elevada puede ser construida tanto en un viaducto como en un terraplén. La elevación continua de la autopista puede ser recomendada en un terreno plano donde el derecho de vía es restringido, donde las diversas instalaciones y servicios se encuentran bajo tierra, las construcciones cercanas de las calles deben ser conservadas y existen además algunas otras restricciones, que hacen indeseables y quizá no económicas las construcciones en trinchera.

Una gran diversidad de estructuras son utilizadas en los viaductos que se conectan con autopistas elevadas. La elección para el diseño de estos viaductos es función de los requerimientos del tránsito, de las limitaciones del derecho de vía, de las condiciones topográficas, de las características de soporte del suelo para los cimientos, del carácter del desarrollo urbano, de las necesidades de los intercambios, de la disponibilidad de los materiales y, desde luego, de consideraciones estrictamente económicas. En todo caso, es de reconocer que los viaductos son quizá los tipos de autopistas que más difícilmente armonizan con el medio ambiente.

Las columnas de apoyo y los estribos de los viaductos son ubicados de manera de dejar un margen libre en cada lado, quedando la mayor parte del terreno nivelado y libre para otros usos. Este diseño tiene ventajas porque (1) prácticamente todos los cruces de calles pueden ser conservados, con o sin gastos agregados, (2) se mantienen en su condición original los servicios públicos existentes, que cruzan el derecho de vía de las autopistas y (3) la superficie para los cruces de calles usualmente pueden ser mantenidas en operación durante la construcción, con poca o sin desviación alguna. Los espacios bajo la superestructura pueden ser

utilizados para el rodaje del tránsito en las calles, para la construcción de parques o para una línea de tránsito, según se requiera.

Si no se necesita para los propósitos anteriores, el área bajo el viaducto tiene un alto valor potencial para la comunidad, para algunas obras en común de interés social. Este uso puede ser uno de una amplia variedad de tipos, alcanzando desde zonas de juegos hasta grandes edificios.

Por el contrario, las desventajas del diseño son los altos costos de mantener la estructura y su sistema de drenaje, la dificultad de obtener una apariencia agradable y su posible destino como un espacio subdesarrollado cerca de las estructuras.

Una autopista elevada sobre un terraplén de tierra debe ser suficiente alta para permitir a las carreteras contar con superficie para la construcción de intercambios y poder pasar bajo esta. Las autopistas sobre terraplenes son factibles en áreas suburbanas donde los cruces de calles son especialmente anchos y donde el ancho del derecho de vía está disponible.

Usualmente, una sección en terraplén se construye cuando se da una combinación de tipo de autopistas en terrenos ondulados y donde el material de excavación es usado en los terraplenes, en tanto cuente con las características físicas apropiadas. Los taludes del terraplén en tanto deban ser mayores de 3 a 1, señalan la conveniencia de utilizar muros de retención.

7.4.2 Medianas

Cuando la autopista está sobre un viaducto continuo, el ancho de la mediana generalmente tendrá el mínimo necesario para acomodar los hombros de la mediana y una barrera.

Cuando una autopista está sobre un terraplén, el ancho de la mediana debe aproximarse a los 9 metros o menos, para prevenir que los vehículos que entran a la mediana puedan caer en un arroyo o a una carretera ubicada en el nivel inferior.

7.4.3 Carreteras Marginales o Frontales

Las nuevas carreteras marginales adyacentes a los viaductos de las autopistas generalmente no son necesarias, porque las redes locales de las calles no son alteradas. Las vías paralelas existentes y los cruces de calles son adecuadas para facilitar la circulación local y de acceso. Sin embargo, habrá casos en que las carreteras frontales puedan ser requeridas para el uso en los terraplenes y para proveer una adecuada circulación y acceso/egreso de la pista principal.

7.4.4 Separación de las Líneas de Construcción

La mínima separación lateral entre el viaducto de una autopista y las construcciones adyacentes, pueden ser un elemento significativo de la sección transversal a considerar en el diseño. Los principales factores para que los edificios estén próximos a la autopista son:

- 1- El espacio de trabajo mínimo o indispensable para el mantenimiento y reparación de los estructuras o construcciones.
- 2- El espacio necesario para prevenir que las salpicaduras de lodo y agua ensucien y causen daños a los edificios colindantes.
- 3- El espacio protector contra posibles daños por fuego y la caída de objetos durante los incendios.
- 4- El espacio necesario para que las escaleras y otros equipos de incendios alcancen los pisos más altos de las construcciones.

Todos estos requerimientos de espacio son razonables y quedan satisfechos con una separación lateral de 4.5 a 6.0 metros. Dicha separación provee un espacio razonable pero mínimo para el mantenimiento, reparación, construcción o reconstrucción en las edificaciones y viaductos; evita daño a las estructuras causados por el fuego en los edificios o por el incendio de algún vehículo; permite a las escaleras y otros equipos contra incendios ser usados. Sin dicha separación, el uso de algunos equipos contra incendios, tales como las escaleras mecánicas que se elevan, sería entorpecido; Algunas de estas unidades tendrían que ser operadas desde las autopistas elevadas.

7.4.5 Sección Transversal Típica y Derechos de Vía.

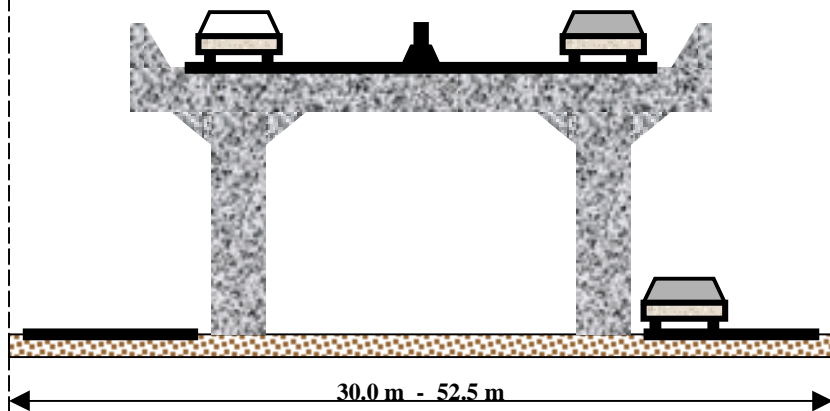
El ancho de las secciones de las autopistas elevadas varía considerablemente, a como sucede en el ancho del derecho de vía, según se trate de viaductos o de construcciones en terraplén, según ilustran las figuras 7.3 y 7.4. Las autopistas elevadas pueden proyectarse como estructuras en voladizo sobre las carreteras o aceras, así como ya se mencionó que las carreteras marginales también pueden proyectarse en voladizo sobre las autopistas en trincheras.

Una ventaja de las autopistas elevadas en los viaductos es que el espacio bajo la estructura puede utilizarse como calles, parques u otros propósitos. La diferencia de elevaciones deseable entre las calles locales y las autopistas elevadas es de aproximadamente 6.0 metros, sin embargo la altura libre debe ser de 5.0 metros. Para simple referencia, conviene señalar que la altura libre para el paso sobre una línea ferroviaria debe ser de 6.6 metros, lo cual hace necesario que la diferencia de niveles entre la plataforma del viaducto y la de la vía del tren sea de 8.4 metros.

FIG. 7.3 AUTOPISTAS ELEVADAS, EN ESTRUCTURAS

LÍMITE DE DERECHO DE VÍA

LÍMITE DE DERECHO DE VÍA

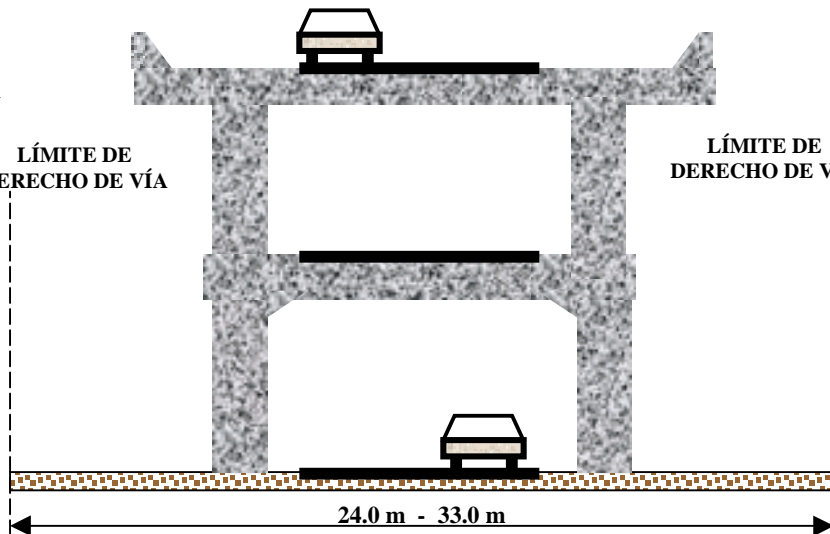


A

ESTRUCTURAS DE DOS VÍAS

LÍMITE DE DERECHO DE VÍA

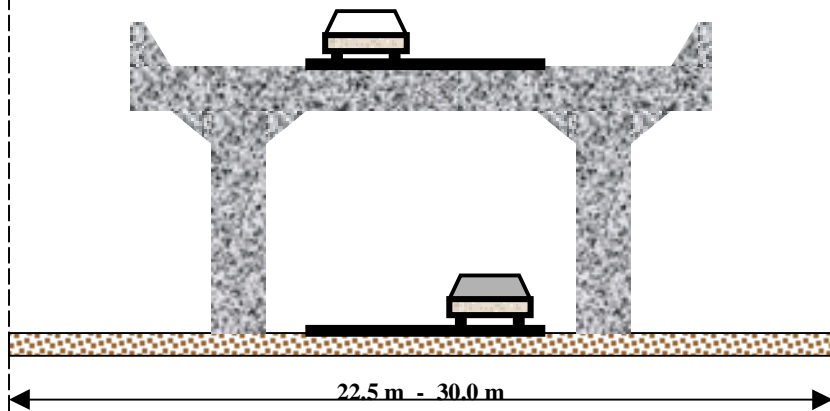
LÍMITE DE DERECHO DE VÍA



A

LÍMITE DE DERECHO DE VÍA

LÍMITE DE DERECHO DE VÍA

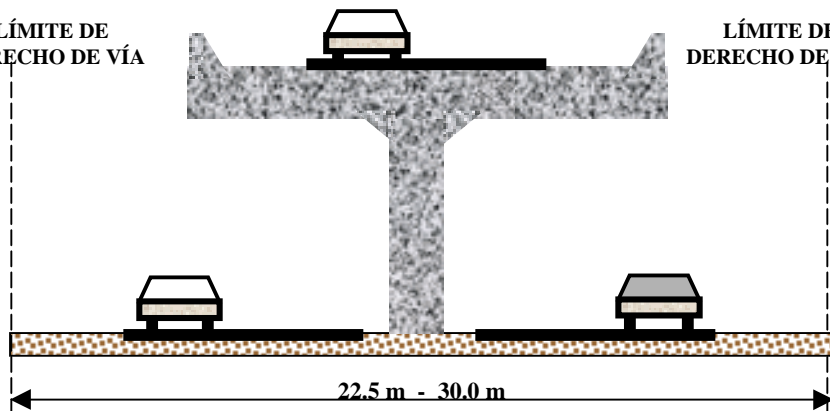


C

ESTRUCTURAS DE UNA VÍA

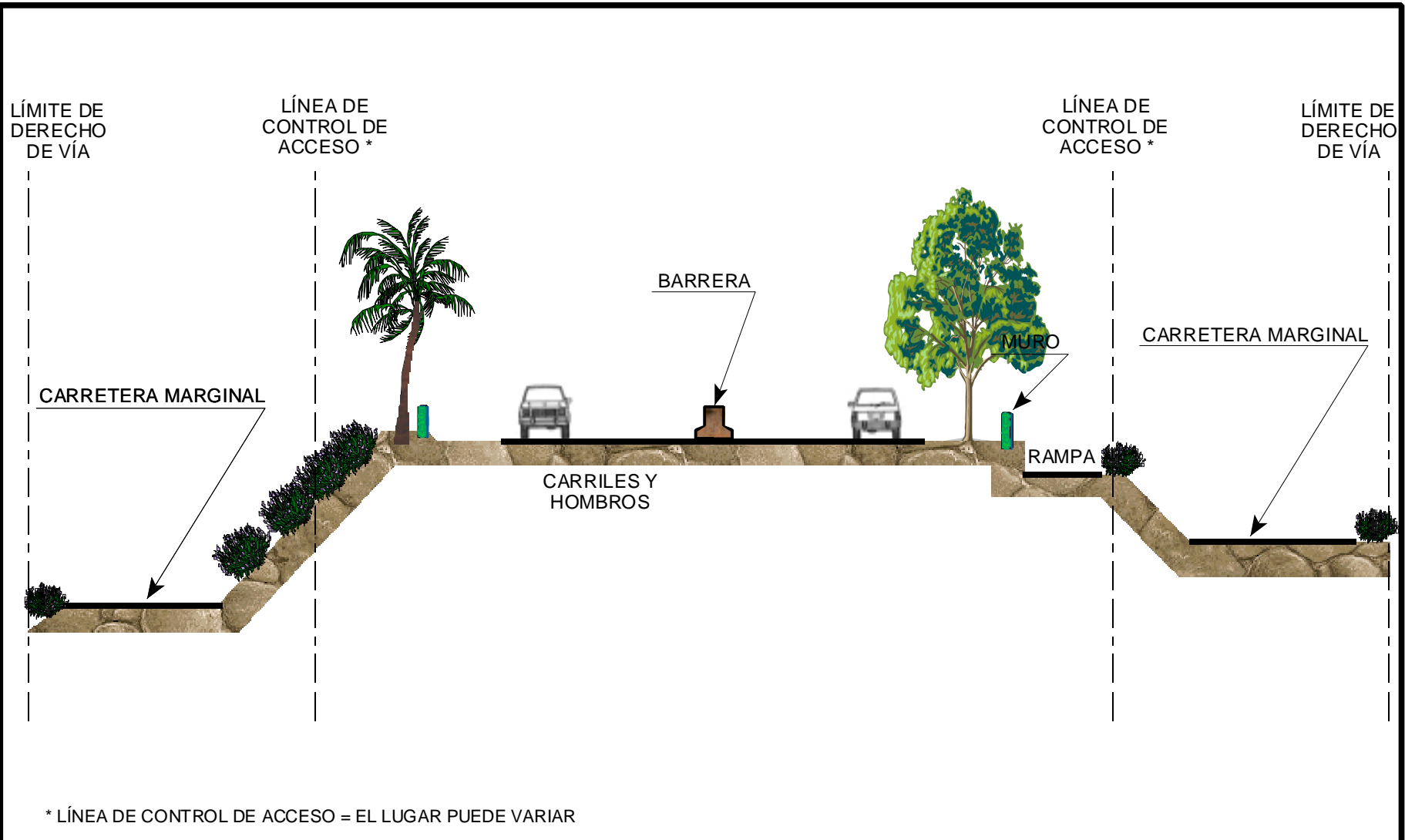
LÍMITE DE DERECHO DE VÍA

LÍMITE DE DERECHO DE VÍA



C

FIG. 7.4 AUTOPISTAS ELEVADAS, EN TERRAPLENES



7.4.6 Autopistas de Viaductos sin Rampas

Las secciones de los cruces típicos de las autopistas elevadas sin rampas en las estructuras se ajustan a los siguientes criterios recomendables:

- 1- Todo espacio bajo la estructura esta disponible para calles o para cualquier otro uso comunitario.
- 2- El ancho del carril es de 3.6 metros.
- 3- El ancho del parapeto es de 60 centímetros como mínimo.
- 4- El ancho del hombro para cuatro carriles es de 2.5 metros a la derecha y 1.2 metros a la izquierda, en tanto que para seis y ocho carriles, el ancho de hombro es de 3.0 metros a la derecha y 1.5 metros a la izquierda.
- 5- El ancho de la mediana es de 3.0 m para 4 carriles y 6.6 m para seis y ocho carriles.
- 6- La separación lateral entre la estructura y la línea de construcción es de 4.5 a 6.0 metros.

Donde no es práctico obtener el ancho necesario del derecho de vía, se puede proyectar una estructura de dos niveles, aunque tienen la desventaja de la considerable longitud de las rampas para bajar del nivel superior a la calle local o arteria de conexión.

7.4.7 Viaductos de Autopistas de dos Vías con Rampas

Los viaducto son generalmente desarrollados a un solo nivel con circulación en ambos sentidos, teniendo las siguientes dimensiones típicas:

Ancho de mediana	3.0 a 6.6 metros
Ancho de carril	3.6 metros
Ancho del hombro derecho 4-8 carriles	2.5 metros
Ancho del hombro izquierdo 4 carriles	1-1.5 metros
Ancho del hombro izquierdo 6-8 carriles	1.5 metros ⁴
Ancho del parapeto	0.6 metros.
Separación horizontal entre edificios	4.5-6.0 metros

⁴ Como una mayor diferencia de criterio, la AASHTO recomienda en este caso hombros de 3.0 metros, en previsión de que puedan ser necesarios para refugio de un vehículo descompuesto o con problemas mecánicos. En este manual se prevé que el hombro interno sirva para alejar los obstáculos laterales y aumentar la seguridad de la circulación en el carril interno, que es el de mayor velocidad relativa en la corriente del tránsito.

7.4.8 Autopistas sobre Terraplenes de Tierra

Las autopistas elevadas sobre terraplenes, que deben contar con suficiente altura para permitir el paso a las vías a nivel del terreno, son apropiadas donde el terreno es ondulado y el derecho de vía es suficientemente ancho para que los taludes puedan ser ornamentadas.

7.5 Autopistas a Nivel del Terreno

7.5.1 Algunos Criterios de Diseño

Muchas autopistas tienen longitudes sustanciales y son diseñadas y construidas en terrenos planos y a lo largo de las líneas ferroviarias y cursos de ríos o canales navegables. Las autopistas a nivel son también apropiadas en áreas suburbanas donde los cruces de calles están bastante espaciados. Una característica especial es que cambian en cada cruce de calle, ya que esta pasa en ocasiones por arriba o a veces por debajo de la autopista según la configuración del terreno. Estas autopistas tienen muchas de las características de las autopistas rurales. No pueden construirse en áreas ampliamente abiertas, porque los cruces de las calles no pueden ser alterados sin ningún impacto en la comunidad. El perfil cambia en los cruces de calles.

Cuando las autopistas a nivel siguen el trazado de la ciudad, es deseable proveer el continuo servicio de carreteras de una vía a ambos lados, como significado de conexión para las calles que no se conectan entre si, sin embargo, habrá situaciones donde las carreteras de dos vías serán el único medio para mantener servicios locales, aún siendo estos menos deseados que las carreteras de una vía. Las autopistas a nivel son empleadas en las secciones periféricas de las áreas metropolitanas (anillos periféricos), donde el derecho de vía no es tan caro como en las áreas de la ciudad. Como resultado, los elementos variables de la mediana, separaciones exteriores y los bordes, son ampliados para aumentar la seguridad y apariencia de las autopistas.

7.5.2 Secciones Típicas de Cruces y Derechos de Vía

La figura 7.5 muestra secciones típicas de autopistas a nivel, con y sin carreteras frontales. Donde únicamente cuatro o seis carriles se provean inicialmente, puede ser deseable disponer del mismo ancho de derecho de vía, que se propone para las de 6 y 8 carriles de circulación. En estas situaciones, la mediana debe de ampliarse por múltiplos de 3.6 metros, en anticipación de una necesidad para carriles adicionales. El costo será nominal, y habrá una mínima interrupción del tránsito.

Los requerimientos de ancho del derecho de vía son de alrededor de 80 a 90 metros. Donde el derecho de vía adicional esté disponible y ello no implique impactos severos en la comunidad, las separaciones exteriores y bordes deben de ser ampliados para proveer estéticas y llamativas áreas verdes y aislar la autopista de las áreas que la rodean. En áreas donde las conexiones de rampa son hechas hasta las carreteras frontales, la anchura de las separaciones exteriores deben aumentarse generosamente y, de preferencia, permitir espacios para diseños libres de las rampas y terminaciones de las rampas.

Donde haya disponibilidad de material selecto se recomienda construir bermas en las medianas, la separación exterior o el borde del derecho de vía. La berma de tierra protege la vista de la autopista, disminuye los ruidos en las áreas adyacentes y disminuye el resplandor de las luces frontales. Una adecuada provisión debe hacerse para el drenaje, para asegurarse que el agua no se acumule en las áreas de los hombros.

7.5.3 Restricciones de Secciones de Cruce y de Derecho de Vía

Con secciones de cruces restringidos, tanto la mediana como la separación exterior deben ser pavimentadas, agregando además una barrera para la mediana. En carreteras frontales de dos vías, también es deseable proveerlas con una barrera en la separación exterior en lugar de una defensa de control de acceso. Preferiblemente, la barrera debe ser colocada cerca de la carretera marginal, para lograr una recuperación extra entre espacios de los hombros de la autopista. Donde no se pueda poner una fuente de luz, una señal reflectiva es deseable para definir la separación exterior. La figura 7.5 muestra una sección de cruce restringido sin una carretera frontal.

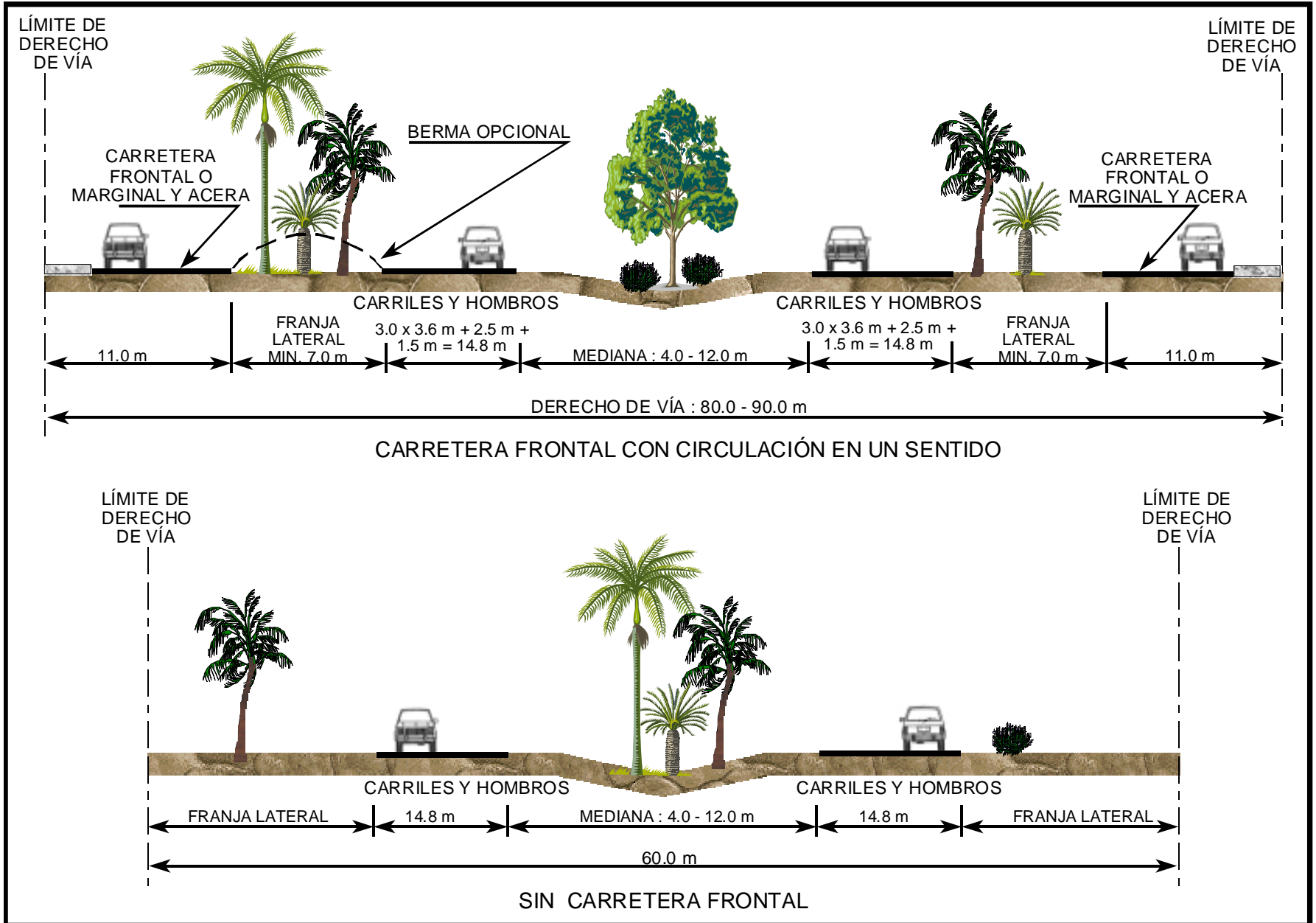
7.6 El Derecho de Vía en las Autopistas

La discusión de la sección 4.9 del capítulo 4 de este manual, sobre conceptos y criterios aplicables al derecho de vía, son igualmente válidos para las autopistas regionales, aunque sus requisitos en cuanto a dimensiones de la franja a adquirir son muy particulares y, desde luego, de mayores exigencias por los mayores volúmenes de tránsito que deben atender en su función predominante de movilidad.

En una autopista regional construida a nivel del terreno existente, con características de plano a ligeramente ondulado, la franja del derecho de vía puede variar desde 80-90 metros hasta 60-70 metros, según que se contemple o no la construcción de calles marginales para llenar las funciones de acceso a las propiedades y desarrollos urbanos colindantes. Ver figura 7.5

Donde se propone la construcción de tres carriles por sentido, como corresponde al caso examinado, debe dimensionarse la mediana central de forma que provea

FIG. 7.5 AUTOPISTAS A NIVEL



capacidad para la construcción de dos carriles adicionales, en caso sea necesario incrementar la capacidad y disponer de cuatro carriles por sentido, dejando todavía ancho suficiente para los carriles de giro a izquierda y los retornos. En tal caso resulta conveniente diseñar la mediana para un ancho inicial de 12.0 metros, que se reduciría a 4.8 metros al construir en una segunda etapa los dos carriles adicionales.

La franja lateral, que separa la calle marginal de la pista central, puede ser engramada, jardinizada o arborizada con plantas que desarrollen poco diámetro, o ser provista de una berma o camellón de suficiente altura para aminorar las molestias del ruido de la pista principal, ocultar la autopista de la vista de las urbanizaciones vecinas y minimizar el resplandor de los vehículos circulando en sentidos opuestos. Puede igualmente servir para la instalación en su cresta de las pantallas recomendadas para la reducción del ruido. Con un ancho recomendable de 7.0 metros, puede esta franja lateral utilizarse para la construcción de carriles de deceleración y de aceleración, para los vehículos que salgan o se incorporen a la corriente principal hacia o desde las pistas marginales.

Un ancho mínimo de 7.0 metros para las pistas marginales, con dos carriles de circulación en un solo sentido o un carril y estacionamiento a la orilla del bordillo, a conveniencia del proyectista, se podría combinar con aceras de 2.0 metros de ancho, separadas del bordillo por una franja verde de 1.0 metro mínimo, dejando otro metro más desde la acera al límite del derecho de vía. Es normal que en las nuevas urbanizaciones, el frente de la construcción de una vivienda o de un edificio, sea retirado unos cuantos metros del límite del derecho de vía, para dar lugar a la construcción de estacionamientos fuera de la vía, jardines o, más estratégicamente, como reserva para futuras necesidades de la circulación vehicular.

Para una autopista en trinchera o una autopista elevada, las exigencias en materia de derecho de vía deben estudiarse caso por caso, aunque es fácil adelantar que la franja a adquirir tendrá menores dimensiones que para la solución de la autopista a nivel. Ver figuras de la 7.1 a la 7.4 arriba citadas.

7.7 El Transporte Colectivo en las Autopistas

7.7.1 Consideraciones Generales

Al combinar el transporte masivo de pasajeros en autobuses o en trenes rápidos (tipo LRT) con la alta intensidad del movimiento vehicular, dentro de las instalaciones de las autopistas, se pueden lograr óptimos resultados para el desarrollo del transporte en las grandes ciudades.

Esta situación se puede lograr si el uso del derecho de vía incluye el tránsito colectivo en los carriles y la separación de facilidades para el movimiento rápido

de autobuses y otros tipos de ocupación vehicular, tales como flotillas de automóviles en carriles preferentes. En algunos casos, el tránsito masivo rápido puede ser incorporado al sistema de autopistas existentes. En las carreteras de flujo reversible en la mediana y los carriles reservados trabajarán bien exclusivamente para los autobuses y para los vehículos privados de alta ocupación durante las horas picos.

Cuando el tránsito de autobuses o trenes rápidos ocurre dentro de la mediana de una autopista, el acceso del tránsito de vehículos es generalmente efectuado desde los cruces de los caminos en las intersecciones o intercambios. Las transferencias entre los autobuses y los autos privados agregarán un elemento más a la congestión vehicular en el área de intercambio, por la necesidad de proveer amplias áreas para estacionamiento de vehículos próximas a la estación. Los autobuses operando en una mediana, restringen las operaciones, porque las rampas que permitirán la colección y distribución desde las áreas de la mediana, son operacionalmente caras e indeseables. Cuando las autopistas experimentan grandes reparaciones o reconstrucciones, es frecuentemente necesario construir cruces temporales, cambiar todo el tránsito en una carretera. Cuando el tránsito es ubicado dentro de la mediana, esto provoca alteraciones en la operación del transporte colectivo de pasajeros.

En los casos de que las instalaciones para el transporte colectivo son paralelas a la autopista y ubicadas a un lado, no dentro del área de la mediana, las complicaciones del tránsito son aminoradas y superados en buena medida los problemas señalados.

En realidad, el servicio corriente de autobuses no es propicio para su incorporación en la corriente de la autopista o dentro de su derecho de vía, debido a que su frecuente función de recoger y dejar pasajeros entra en conflicto con la velocidad de desplazamiento deseable en la autopista y sus instalaciones accesorias. La autopista está preparada para atender cierto tipo de servicio de autobuses, aquel que moviliza pasajeros a distancias medias o largas, desde puntos distintos y distantes de la zona suburbana y urbana, hacia el distrito comercial central o viceversa, porque en tales servicios de carácter expreso, la velocidad de desplazamiento de los autobuses es compatible con la velocidad de la corriente en la pista principal. La AASHTO recomienda que las paradas de autobuses en tales servicios estén espaciadas tres kilómetros o más.

7.7.2 Escaleras y Rampas para Pasajeros

Las paradas de autobuses en los niveles de las autopistas, exigen la instalación de escaleras, rampas, escaleras mecánicas o combinaciones de éstas, para el fácil acceso de pasajeros entre las autopistas y los niveles de las calles locales. Las escaleras y rampas en las paradas de autobuses deben de ser fácilmente accesibles y deben de presentar una apariencia agradable al pasajero. Este efecto es parcialmente logrado al instalar verjas y un buen alumbrado público, tanto durante la noche como en el día, al igual que descansos cada 1.8 a 2.4

metros de cambios de elevación. Se recomienda una cubierta de protección del sol y la lluvia en las escaleras, rampas y plataformas. Las escaleras deben ubicarse donde la diferencia de elevación esté a un máximo de 5.4 a 6.0 metros.

Debido a que la mayoría de los autobuses tienen una altura menor de 3.0 metros, el acceso de este tipo de vehículos puede ser levantado de 0.6 a 1.2 metros, reduciendo la altura libre sobre la estructura a 3.8 metros. Las escaleras deben ubicarse a una pequeña distancia del punto de carga y descarga, la rampa que conecta debe estar inclinada en un 4 por ciento y debe ganarse una elevación de 0.3 a 0.6 metros, de esta manera puede ser posible en algunas situaciones reducir la altura de las escaleras a 4.5 metros o menos.

Las escaleras y rampas son instaladas en las paradas de autobuses, en áreas de grandes concentraciones. Las rampas para peatones son apropiadas y operan muy bien en las paradas de autobuses en áreas suburbanas y en áreas tipo parque..

7.7.3 Arreglos de Paradas de Autobuses

Con las paradas de autobuses al nivel de las autopistas, los autobuses consumen muy poco tiempo adicional en detenerse, descargar, cargar y continuar su recorrido. Sin embargo los pasajeros pueden sufrir retrasos al movilizarse por rampas y aceras. Cuando los autobuses están al nivel de la calle, se requieren menos instalaciones especiales y los pasajeros no deben servirse de rampas y escaleras, pero los autobuses deben entremezclarse con el resto del tránsito y cruzar a nivel las intersecciones de las calles. Donde el tránsito es de baja intensidad, estas desventajas no son difíciles de superar, pero son de serias consecuencias donde el tránsito es elevado, generando retrasos considerables en la circulación del servicio de transporte colectivo. Generalmente, las paradas de autobuses al nivel de la calle en el distrito comercial central, deben combinarse con las paradas en las autopistas en las áreas suburbanas, para ofrecer al usuario la mezcla más eficiente de servicio de transporte colectivo.

Capítulo 8

ELEMENTOS BÁSICOS DE DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA SEGURIDAD EN LAS CARRETERAS

8.1 La Seguridad Vial, una Asignatura Pendiente

La seguridad en las carreteras es un tema que tiene íntima relación con la tecnología automotriz, como la tiene también con la educación vial y, sin lugar a dudas, con las prácticas del diseño, la construcción y el mantenimiento de las carreteras. En qué proporción cada uno de estos cuatro factores principales y de otros menores no enunciados afecta los resultados observados, es de muy difícil determinación. La combinación de todos ellos, sin embargo, conduce a resultados tan disímiles en realidades distintas, que resulta posible establecer un contraste entre la complacencia con que en los países desarrollados se anuncian los logros alcanzados en los últimos años en materia de seguridad vial y, por el otro lado, corresponde enfrentar la abrumadora realidad centroamericana en ese mismo aspecto.

Según datos publicados por la AASHTO¹, entre 1972 y 1995 se registró la reducción de 37 por ciento en la cantidad de accidentes vehiculares y de 20 por ciento en los accidentes mortales en las carreteras norteamericanas, al mismo tiempo que el registro vehicular se incrementó en 71 por ciento (a 204 millones de vehículos automotores ascendió el registro en 1995) y en 90 por ciento el total de vehículos-kilómetros. Con datos de diferentes años, lo que dificulta su comparación, pero que de todos modos resulta ilustrativo, se destaca que el índice de mortalidad por cada 10,000 vehículos automotores, es de 2.7 en los Estados Unidos de América, de 2.8 en Canadá y de 6.9 en España, la tasa más alta entre los países desarrollados. Entre 10 y arriba de 100 se ubica el índice de mortalidad en los países en desarrollo².

De Nicaragua se sabe que el número de accidentes vehiculares creció de 10,454 en 1997, a 12,331 en el año subsiguiente, hasta alcanzar en 1999 un total de 15,849 accidentes, es decir, un crecimiento mayor del 50 por ciento en el lapso de dos años. En los mismos años mencionados, el número de muertos creció desde un total de 439, a la cifra de 468 y luego a 544 personas. Si existieran estadísticas similares en Centroamérica, revelarían como fuente de preocupación que en un cuadro de crecimiento vehicular y de producción de transporte más acelerado que el norteamericano, también ha sido acelerado el incremento en la siniestralidad y mortalidad de los accidentes provocados por los vehículos automotores en las calles y carreteras de la región.

¹ Ver AASHTO, "*Highway Safety Design and Operations Guide*", 1997.

² Rafael Cal y Mayor y James Cárdenas, op. cit.

Más lamentable aún es que nada apunta hacia la reversión de esa tendencia regional en el corto plazo. Una deficiente educación vial que se combina con un imperfecto sistema para el cumplimiento de las normativas de conducción, un diseño vial insuficiente e influido fuertemente por restricciones económicas y una tecnología automotriz dependiente y que no se nutre de la tecnología de punta, antes bien se aprovecha de vehículos con tecnología obsoleta, por la práctica predominante de importar vehículos de segunda mano, constituyen la carga crítica favorable para la conservación del status quo.

A futuro, hay que intervenir en la adopción y aplicación de mejores normas de diseño, donde de manera deliberada y sistemática se incorporen los conceptos de seguridad desde la fase de planificación hasta la operación de las carreteras, con la esperanza de que futuros avances en la educación vial contribuyan por su parte a generar cambios positivos y resultados más estimulantes en materia de seguridad.

A futuro, también, es necesario aplicar las conocidas técnicas de la ingeniería de tránsito para investigar los accidentes, determinando la causa aparente de los mismos, la falla operacional causante y la magnitud del problema. Principalmente interesa llevar la estadística de accidentes por su ubicación física y por las personas naturales y morales que intervienen en ellos, para llevar un control gráfico de la frecuencia de ocurrencia de los accidentes de mayor gravedad e impacto.

Como interrogante, se plantea qué se debe y se puede hacer para incrementar la seguridad vial desde el punto de vista del diseño, si de previo se reconoce que **el 85 por ciento de los accidentes ocurren por errores humanos**, lo cual deja en apariencias muy poco margen para la intervención efectiva del ingeniero vial.

Pero es justamente el buen conocimiento de los factores humanos, ya sea de la persona en su calidad de conductor, de peatón o de pasajero, o ya se trate de la determinación de sus características, habilidades y limitaciones, lo que resulta esencial para el buen diseño de carreteras seguras y funcionales. Para muchos expertos en transporte, por ejemplo, la clave para una conducción exitosa, está en la eficiente recepción y procesamiento de información visual por parte del conductor, para la toma de decisiones oportunas. Cabe entonces preguntarse en qué medida, tiempo y lugar, el diseño, las condiciones ambientales y el arreglo de los dispositivos para el control del tránsito están contribuyendo a proporcionar al conductor la información que requiere. En tanto se identifiquen deficiencias o situaciones confusas, será del caso corregirlas para minimizar su efecto negativo en la conducción segura que es la meta a alcanzar.

A través del diseño es posible contribuir en diferentes maneras al mejoramiento de la seguridad vial, debiéndose en todo caso tener presentes los siguientes criterios básicos que se enuncian sin referencia a su prelación:

- a. **El diseño de una carretera debe ser consistente, esto es, que deben evitarse los cambios abruptos en las características geométricas de un segmento dado, manteniendo la coherencia de todos los elementos del diseño con las expectativas del conductor promedio.**

La administración de los accesos a las carreteras, particularmente en las intersecciones, es a menudo esencial para la segura y eficiente operación de dichas carreteras, sobre todo cuando enfrentan condiciones de altos volúmenes de tránsito. **La administración de los accesos es la práctica de controlar dichos accesos desde las propiedades adyacentes a la vía, determinando la localización, número, espaciamiento y diseño de los puntos de acceso, lo cual involucra la consideración de las maniobras de giro y cruce que deberán incorporarse en el diseño de la geometría de las intersecciones.** El control de los accesos es reputado como el factor de diseño que tiene mayor incidencia en la seguridad y en la preservación de la capacidad de las carreteras, aunque su aplicación no es de carácter universal y más bien se contradice con la función de otras vías, cuyo objetivo primordial es proporcionar amplio acceso a las propiedades colindantes, en desmedro de la propia seguridad.

- b. **En el diseño debe prestarse la debida atención a las necesidades de los peatones, de los ciclistas y de los motociclistas, que circulan por las carreteras de Centroamérica en volúmenes significativos, particularmente de los primeros.**

Al reconocer y medir las necesidades de separación y protección de las diferentes corrientes de circulación por las vías, los diseñadores deben proveer aceras, cruces peatonales elevados o subterráneos, islas peatonales, ciclovías³, senderos de propósitos múltiples, rampas y accesos para minusválidos, etc.

- c. **Es necesario incorporar en el diseño de las carreteras una zona contigua a la pista de rodamiento, en donde la combinación de la pendiente, la superficie y la falta de obstáculos permita la recuperación del control de un vehículo salido de su curso.**

Esta zona debe incorporar taludes (4:1 o más extendidos) que eviten el vuelco de los vehículos, no tener obstáculos fijos o asegurar que éstos sean relocalizados a sitios donde no puedan ser impactados por los vehículos en

³ Por ser una experiencia poco común en el medio rural centroamericano, conviene destacar el magnífico servicio que proporciona la ciclovía que opera a un costado de la carretera que conecta el puerto de San José con Iztapa, en la costa del Pacífico de Guatemala.

movimiento, incorporar el uso de señales con soportes que colapsen al impacto y cubiertas montables sobre los tragantes de las alcantarillas, entre otros dispositivos de seguridad. Los estudios han confirmado que una franja de 9 metros de ancho al borde del pavimento, sin obstáculos y con una pendiente controlada, puede lograr que el 80 por ciento de los vehículos fuera de control en una carretera de alta velocidad, pueda recuperar su curso.

- d. Debe realizarse todo esfuerzo para minimizar los puntos de conflicto en las carreteras, lo cual contempla el diseño de rutas separadas para peatones, ciclistas y motociclistas; la reducción del número de cruces ferroviarios; la construcción de barreras e islas para la canalización de las corrientes y el uso de los dispositivos apropiados para el control del tránsito.**

Cualquier dispositivo de control está llamado a llenar una necesidad importante, generar la debida atención entre los usuarios de la vía, transmitir un mensaje simple y claro, asegurar el respeto de las instrucciones o informaciones transmitidas y, en particular, dar el tiempo necesario para la reacción del conductor comprometido en su obediencia cuando se trate de señales restrictivas.

- e. En el diseño de los pavimentos de las carreteras es esencial facilitar la efectiva interacción entre la superficie de rodamiento y las llantas de los vehículos para el control y el frenado de los mismos.**

Se dice que casi cualquier pavimento seco proporciona la fricción necesaria para la conducción segura, sin embargo, apenas .02 milímetros de agua en el pavimento puede reducir la fricción entre la llanta y la superficie de rodamiento en un 75 por ciento, lo cual explica la necesidad de hacer que el agua superficial escurra rápidamente la superficie de la calzada y que la superficie de fricción conserve sus características durante toda la vida útil del pavimento.

- f. Finalmente, es conveniente desarrollar y aplicar un sistema dinámico de administración de la seguridad de las carreteras, en donde se combine el conocimiento de factores como el tránsito, la localización y distribución de accidentes, etc. para la planificación y adopción de las medidas conducentes al mejoramiento de la seguridad en el transporte vial.**

La administración de la seguridad se define como la integración total del tema de la seguridad vial en el proceso de decisión durante la planificación, el diseño, la construcción, el mantenimiento y la operación de planes, proyectos y actividades relacionadas con las carreteras. Esto incluye aunque no se limita a lo siguiente:

- ✓ La coordinación e integración de programas de seguridad de amplio alcance.

- ✓ La identificación e investigación de problemas viales peligrosos o potencialmente peligrosos.
- ✓ La consideración de la seguridad en todos los programas y proyectos viales.
- ✓ La identificación de las necesidades de seguridad de los grupos especiales de usuarios de las carreteras, como los minusválidos y los ancianos.
- ✓ El mantenimiento rutinario y el mejoramiento de los dispositivos de seguridad de las carreteras.

El grueso de las inversiones viales de los países centroamericanos durante los últimos años, muestra un sesgo muy definido hacia los proyectos de rehabilitación, mejoramiento y ampliación de las carreteras existentes. Consecuentemente, la construcción de nuevas carreteras ha mermado y pasado a un obligado segundo plano de atención. Acortar distancias de recorrido y resolver problemas de congestamiento del tránsito, generados por una insuficiente oferta de capacidad vial, ofrecer las mejores condiciones para el movimiento fluido del tránsito pesado, mejorar los índices de seguridad vial, entre otros aspectos importantes, tienen ahora mayor prioridad que las nuevas construcciones de carreteras orientadas a la ampliación de las fronteras económicas hacia áreas productivas desaprovechadas o subexplotadas, que de todas formas son cada vez más limitadas.

Un explosivo crecimiento tanto de las áreas urbanas como de la tenencia de vehículos automotores, ha venido a configurar dos escenarios muy particulares para la atención del diseñador que, al lado del tan costoso como complejo tratamiento del mejoramiento de las vías en las áreas urbanas y suburbanas, debe además prestar la debida atención a las necesidades del funcionamiento eficiente de la extensa red de carreteras de carácter rural. Apropriadamente para las necesidades de hace veinte o más años, muchas de estas carreteras rurales se encuentran ahora por debajo de los estándares de diseño recomendables. Al diseñador compete buscar soluciones efectivas desde el punto de vista de los costos, para ofrecer las mejoras requeridas por un tránsito cuya intensidad se ha multiplicado y sus necesidades de seguridad se han incrementado sensiblemente.

8.2 Las Carreteras Rurales

En lo que concierne al diseño de las carreteras rurales, ya se trate de nuevas carreteras o del mejoramiento de las existentes, resulta fundamental reconocer que el conductor espera continuidad en la solución vial que se le presente, por lo tanto está dispuesto a reaccionar de manera consistente frente a las situaciones que le resultan familiares a dicha solución. El conductor promedio no espera enfrentar situaciones sorpresivas, pese al estado de alerta que le impone la

conducción segura. Cuando las características de las carreteras cambian, en las formas que acompañan un cambio en las velocidades de diseño, por ejemplo, el diseñador debe ofrecer una obligada justificación a su decisión, además de alertar al conductor por los medios a su disposición, sobre el cambio de condiciones para permitirle adaptarse gradualmente a las mismas y así conservar el deseado ambiente de seguridad que corresponde a un buen diseño.

El uso de zonas de velocidades restringidas, que son aquellas donde el sentido funcional o la geometría de la carretera exigen la aplicación de límites de velocidades por debajo del límite legal o de la velocidad normal, es común donde cambia de carácter el ambiente vial por el cruce de poblados o sitios de uso público. En su trazado, muchas carreteras troncales de Centroamérica se construyeron enlazando pequeños poblados que, más tarde, devinieron en poblados importantes para los cuales el tránsito rural con sus elevados porcentajes de vehículos pesados, se ha convertido en algo indeseable, de ahí que ahora se incrementa la demanda de construcción de desvíos o libramientos a dichas áreas urbanas. En tales lugares se incrementa significativamente el número de puntos de acceso, surgen numerosos sitios de conflictos potenciales, se incrementa la presencia de peatones y motociclistas, todo lo cual obliga a la restricción de las velocidades. Un método para enfrentar esta decisión es determinar mediante encuestas directas, el 85 percentil de la velocidad instantánea, pese a que investigaciones en Estados Unidos de América han encontrado que este 85 percentil se ubica entre 10 y 23 kilómetros por hora sobre la velocidad límite.

Una discusión mejor orientada a los aspectos de mayor relevancia en Centroamérica en lo que concierne a la seguridad en las vías rurales, hace necesario centrarse en los siguientes temas que tienen relación con el diseño.

8.2.1 Carriles y Hombros o Espaldones

Investigaciones realizadas en los EE. UU. de América establecieron que el ancho de la corona de una carretera, o sea la sumatoria de los carriles y los hombros, es uno de los más importantes elementos a considerar en relación a la seguridad vial. Según dicha investigación, la posibilidad de incrementar tales elementos en beneficio de la seguridad y la reducción de accidentes, reporta mayores beneficios si el esfuerzo se concentra en el mejoramiento de los carriles que en los hombros. De tal forma que en un ancho de corona de 9.0 metros, resulta más beneficioso pensar que esto corresponde a dos carriles de 3.6 metros con hombros de 0.9 metros, que en carriles de 3.3 metros con hombros ligeramente más amplios.

El cuadro adjunto muestra el resultado concreto de este planteamiento, al cual se suma en forma complementaria la recomendación de la estabilización de los hombros, como medida para brindar apoyo al funcionamiento de los carriles y reducir los costos de mantenimiento de la superficie de rodamiento.

Cuadro 8.1

Anchos Mínimos de Carriles y Hombros para Carreteras Rurales de dos Carriles de Circulación

Volumen de Diseño (TPDA)	Velocidad de Ruedo (km/h)	10 % o más de camiones		Menos del 10 % de camiones	
		Ancho del carril (m)	Ancho combinado de carril y hombro(m)	Ancho del carril (m)	Ancho combinado de carril y hombro(m)
Hasta 750	80 o menos	3.0	3.6	2.7	3.3
	80 o más	3.0	3.6	3.0	3.6
751-2,000	80 o menos	3.3	3.9	3.0	3.6
	80 o más	3.6	4.5	3.3	4.2
2,000 o más		3.6	5.4	3.3	5.1

Fuente: TRB Special Report 214, Designing Safer Roads: Practices for Resurfacing, Restoration and Rehabilitation, 1987

8.2.2 Carriles de Ascenso

Como criterio para mejorar la fluidez de la circulación e incrementar los márgenes de seguridad del tránsito, se recomienda la construcción de carriles de ascenso en una carretera de dos carriles, cuando la longitud de la pendiente es crítica, esto es que reduce la velocidad de un camión típico de 180 kg/kW en 15 kph o más, aunque las investigaciones han demostrado que muchos camiones se desempeñan mejor que ese vehículo tipo utilizado como referencia.

Los ciclistas, por su parte, requieren que se les provea un hombro asfaltado de 1.8 a 2.4 metros de ancho, cada vez que la pendiente longitudinal exceda 2 por ciento.

8.2.3 Carriles para Adelantar

Es aconsejable en carreteras de dos carriles, sea en terreno plano u ondulado, la construcción de carriles para adelantar a otros vehículos cuando existan restricciones severas para realizar con seguridad dicha maniobra, debido a una muy limitada visibilidad, como factor primario, o un exceso de tránsito en el sentido contrario, con el resultado de la formación de colas de vehículos y restricciones en

la capacidad de la vía. La medición del tránsito que se mueve en oleadas, con espacios intermedios de cinco segundos o menos, puede ser útil para evaluar la necesidad de este tipo de soluciones operativas de diseño.

La longitud óptima de un carril para adelantamiento es de 0.8 a 1.6 kilómetros, lo cual no incluye las transiciones a la entrada y la salida. El buen funcionamiento de una solución como la propuesta, requiere necesariamente de la eficiente utilización de los dispositivos necesarios para el control del tránsito, que aconsejan los manuales vigentes.

8.2.4 Curvas Horizontales y Verticales

Las curvas horizontales presentan considerables problemas a la seguridad de las carreteras, por comparación con los segmentos en tangente para similares condiciones de tránsito, debido a una mayor incidencia relativa de accidentes. De ahí que para la FHWA norteamericana se haya propuesto un conjunto de guías aplicables a los nuevos diseños y al mejoramiento de las vías existentes, algunas de las cuales son de aplicación directa a la realidad de Centroamérica:

- Siempre que sea posible, debe evitarse el uso de curvas con grandes ángulos centrales.
- Debe minimizarse el uso de los límites de curvatura, en previsión del surgimiento de otras posibilidades de riesgo.
- El uso de curvas espirales de transición debe establecerse como una práctica rutinaria del diseño, para el desarrollo gradual de la fuerza centrífuga.
- En todas las curvas, debe aplicarse la sobreelevación que exige el diseño de la carretera.
- En curvas muy cerradas, donde son mayores la aceleración y la fricción lateral, debe ponerse especial cuidado en el diseño del pavimento y en la dotación de los hombros requeridos.
- Dentro de lo posible, debe proveerse el diseño con las distancias de visibilidad de adelantamiento

El proceso de mejoramiento de las curvas horizontales en una carretera existente, deberá considerar como aceptables aquellas curvas donde la velocidad de ruedo de los vehículos que ingresan a la misma se encuentra dentro del rango de 25 kilómetros por hora por debajo de la velocidad de diseño, esto dicho a reserva de que puedan encontrarse condiciones que faciliten y reduzcan los costos de estas mejoras. Para curvas verticales, el límite correspondiente se establece dentro de los 32 kilómetros por hora del 85 percentil de la velocidad de ruedo de los vehículos en la cresta, de no concurrir otras restricciones.

Para restricciones mayores, se propone aplicar procedimientos constructivos para eliminar o aminorar la severidad de los accidentes, mediante procedimientos tales como la ampliación de los hombros y el despeje de las zonas que restrinjan la visibilidad, como la remoción de obstáculos y la reducción de pendientes críticas. Adicionalmente, el diseñador debe utilizar los recursos que le ofrecen los dispositivos usuales para el control del tránsito en las carreteras.

8.2.5 Medianas

El uso de medianas es altamente recomendable si se desea elevar los niveles de seguridad en la operación vehicular de las carreteras rurales. Fuera de su importante función como separadoras de corrientes opuestas de tránsito, las medianas comprendidas entre 4 y 7 metros de ancho son adecuadas para facilitar las conflictivas operaciones de giro a izquierda en las intersecciones. Una mediana intermedia de 5.5 metros, puede acomodar un carril de giro de 3.6 metros de ancho y todavía conservar una mediana protectora de 1.9 metros.

Sin embargo los beneficios funcionales que acarrea la construcción de una mediana, pueden echarse a perder con una deficiente administración de los accesos a la carretera. El propósito primario del diseñador al administrar los accesos, es determinar donde resulta más conveniente que los vehículos puedan entrar, salir o cruzar la carretera, lo cual a su vez está en función del grado de desarrollo de las propiedades frontales a la vía, la localización y el espaciamiento de las intersecciones, la cantidad y el tipo de tránsito esperado y las características de la propia vía. Un acceso ilimitado es tan nocivo como la aplicación de excesivas restricciones. Algunos estados norteamericanos no permiten la ruptura de la mediana si el volúmen de la carretera que la intersecta es bajo, v. gr., de 100 vpd o menos. Otros estados restringen estas rupturas de la mediana en función de la velocidad de diseño de la carretera.

Las medianas deben además presentar taludes suaves y bordillos montables, de forma que permitan a un conductor recuperar el control de un vehículo descarriado. Taludes de 4:1 y preferiblemente de 6:1 deben utilizarse en estas áreas. Debe también procurarse que las estructuras de drenaje y de protección de servicios públicos estén cubiertas y admitan la circulación sobre ellas de un vehículo errante. Las cubiertas de los tragantes y de los pozos de visita no deben sobresalir más de 10 centímetros. sobre el suelo. En el peor de los casos y en tanto estas situaciones deficientes no pueden ser superadas, deben ser identificadas y su presencia advertida al conductor en problemas.

8.2.6 Intersecciones

El mejoramiento de las intersecciones se concentra generalmente en eliminar y por lo menos reducir los conflictos vehiculares entre sí y de éstos con los peatones, mejorar la capacidad de dichas intersecciones y perfeccionar los medios de información para que el conductor pueda tomar las decisiones apropiadas. El

primer empeño se concentra en la canalización de las corrientes de tránsito en las operaciones de giros a derecha e izquierda, buscando mejorar su eficiencia. El segundo aspecto que preocupa a la seguridad vial es asegurar que las distancias de visibilidad sean suficientes para que el conductor pueda realizar con éxito y sin dificultades las maniobras las operaciones de separación, convergencia o cruce de las corrientes de tránsito. Lograr esto en algunos casos requerirá remover obstáculos, reconformar el terreno o ambas cosas a la vez.

8.2.7 Soportes de Señales y Postes de Servicio Público

Un principio de seguridad vial a respetar es que los soportes de las señales dentro del derecho de vía no deben actuar como barreras, que puedan ser mortales al ser impactadas por un vehículo fuera de control. Es ahora común en los países desarrollados contribuir a la seguridad vial mediante la instalación de señales en soportes que se rompen al recibir el impacto de un vehículo. Los soportes se fracturan en la base y el poste se dobla o cae al suelo, sin ofrecer resistencia ni causar daño alguno.

Sin sacrificio de su visibilidad, las señales y sus sistemas de soporte deben localizarse en áreas protegidas, como detrás de barreras, en estructuras elevadas o en la parte alta de un talud de corte.

Los soportes de señales no deben agruparse, tampoco deben espaciarse a menos de dos metros entre sí, a menos que su diseño haya sido confirmado en pruebas de ruptura.

Los mecanismo para ruptura de los soportes deben ser instalados correctamente. Cualquier sección remanente en el suelo después de su ruptura no debe sobresalir más de 10 centímetros sobre el terreno circundante. Por otra parte, los soportes de ruptura desde una sola dirección no deben instalarse en intersecciones donde puedan ser impactados desde varias direcciones.

La parte inferior de una señal debe estar montada a un mínimo de dos metros sobre el terreno, para que al ser impactada por un vehículo no se incruste en el parabrisas delantero del mismo, antes bien pase la señal y su soporte por encima del vehículo en mención.

En EE. UU de América el 50 por ciento de los accidentes contra postes de servicio público ocurre dentro de 1.2 metros de la pista de rodamiento, de ahí que la recomendación general es colocar dichos postes lo más alejados de la vía. Dichos postes no deben instalarse en el exterior de curvas horizontales, ni en el centro de las curvas de las esquinas de las intersecciones. En general, se recomienda que la colocación de los postes de servicio público debe seguir los mismos principios que se aplica a los soportes de las señales de tránsito, excepto en los casos en que el daño ocasionado pueda ser mayor por la caída del poste sobre peatones o instalaciones. Los postes de servicio público deben ser colocados en los límites

del derecho de vía, si ello es posible y práctico, para reducir la posibilidad de que sean impactados.

8.2.8 Peatones y Ciclistas

Los peatones y ciclistas son frecuentes víctimas de accidentes en las carreteras rurales de Centroamérica, debido a su elevada presencia en las vías, al irrespeto con que son tratados por los conductores y a su desconocimiento de las mínimas reglas de tránsito que, entre otras cosas, les obligan a circular por la izquierda para advertir la presencia de los vehículos que se acercan.

Un hombro con superficie de grava y ancho suficiente es a menudo la provisión mínima deseable para la circulación peatonal por la carretera. La continuación de estos hombros en los puentes es una medida adicional importante para la seguridad peatonal. En las proximidades de las áreas urbanas deben construirse aceras separadas físicamente de la pista y, deseablemente para mayor seguridad, dentro de los límites del derecho de vía de la carretera.

Los carriles para ciclistas deben ser de un mínimo de 1.2 metros de ancho y de 1.5 metros cuando la velocidad del tránsito automotor sea mayor de 55 kilómetros por hora. Los carriles para ciclistas contiguos a la pista de rodadura de la carretera deben ser de un solo sentido de circulación, el mismo del carril contiguo. Cuando sea aconsejable construir carriles para circulación de bicicletas en ambos sentidos, debe procurarse que exista una separación física con la pista principal o proporcionar barreras protectoras.

8.3 Carreteras Urbanas y Suburbanas

El afán por la seguridad vial reclama más atención en las áreas urbanas y suburbanas que en las rurales, en razón de que el mayor historial de accidentes generados por la circulación vehicular ocurre en dichas áreas, donde por consiguiente deben concentrarse los esfuerzos para eliminar los puntos de mayor ocurrencia de conflictos y minimizar sus efectos negativos sobre los usuarios de las carreteras.

Las elevadas tasas de accidentalidad vehicular son a su vez consecuencia de una diversidad de factores, entre los que se destacan volúmenes de tránsito cada vez más elevados, alta concentración de intersecciones problemáticas, derechos de vía restringidos que limitan las oportunidades para ampliaciones necesarias, presencia significativamente creciente de vehículos conflictivos como los autobuses urbanos, los ciclistas y motociclistas, además de la masiva intromisión de peatones en la heterogénea mezcla de usuarios de las vías.

La velocidad es un factor que se vincula a los accidentes y a la inseguridad, aunque es impropio concluir que la carretera más segura es aquella que registra menores velocidades. Los accidentes están tan relacionados con la velocidad como con los rangos extremos que registran las velocidades observadas en diversos períodos, que a su vez son función del diseño, de las condiciones de la carretera, de los volúmenes de tránsito, de las condiciones climáticas, del desarrollo marginal y del espaciamiento de las intersecciones, entre otros factores.

Los rangos de variación de las velocidades de operación en las vías urbanas y suburbanas son más amplios que en las carreteras rurales, aunque lógicamente se considera que si el diseño satisface las demandas del tránsito cuando los volúmenes del tránsito son bajos y las velocidades de operación son altas, se está en condiciones de atender la situación inversa, que ocurre durante las horas pico, cuando se sacrifican al límite las velocidades de operación en beneficio de un manejo de volúmenes de tránsito más elevados. En todo caso, se requiere de una armoniosa combinación de mejoras en el diseño, con la eficiente aplicación de disposiciones operativas, si se requiere incrementar la capacidad de las vías urbanas y suburbanas una vez comprobada la limitada disponibilidad de derechos de vía para ampliaciones y mejoras.

En el contexto del mejoramiento de la seguridad vial en las áreas urbanas y suburbanas, cabe puntualizar a continuación algunos aspectos que merecen especial consideración desde el punto de vista del diseño.

8.3.1 Hombros y Bordillos

A manera de recomendación general, los hombros deben continuarse en las vías urbanas y suburbanas para su uso eventual por vehículos dañados y para maniobras de giro en intersecciones, como área de seguridad para la maniobra de vehículos fuera de control y como espacio para la circulación de motocicletas y bicicletas. Los factores a considerar en la escogencia de una sección cerrada, limitada con bordillo y cuneta, o de una sección abierta, con los hombros propiamente dichos pero sin bordillos, son la disponibilidad de derecho de vía, el grado del desarrollo frontal a la carretera, la necesidad de estacionamientos o aceras, la frecuencia de los puntos de acceso y consideraciones relacionadas con el drenaje de la vía.

Los bordillos de barrera, diseñados con alturas de 15 a 22.5 centímetros, y los montables, que alcanzan alturas inferiores a 15 centímetros, presentan ventajas y desventajas que hay que ponderar en forma debida a la hora de la decisión sobre su utilización. Por lo menos es evidente que los bordillos de barrera no son recomendables en carreteras con velocidades relativamente altas, ya que pueden provocar el vuelco de un vehículo o motivar su pérdida de control, lo cual ocurre con bordillos de 10 centímetros o más, que por otra parte son recomendables si lo que se propone es brindar mayor protección a los peatones.

8.3.2 Aceras

Dentro de lo posible, las aceras deben separarse de la pista principal con una barrera física o mediante una franja de amortiguamiento de un metro de ancho como mínimo, que incremente la seguridad de la circulación peatonal. En los puentes deben proveerse aceras protegidas por barreras resistentes al impacto vehicular para la circulación de peatones y para la circulación de estos en combinación con ciclistas, toda vez que sea posible separar en forma segura ambos movimientos. Se recomienda que la acera peatonal en los puentes esté a no menos de 1.5 metros de la barrera mencionada. También en la medida de lo posible deben construirse aceras a ambos lados de los puentes. La construcción de rampas de acceso libre de obstáculos para minusválidos, debe presentar contrastes de color y una textura diferenciada, para facilitar su identificación por los interesados.

En el Distrito Comercial Central (DCC) de una ciudad, las aceras deben diseñarse con los anchos que determinen los estudios de tránsito específicos en la materia. Anchos de 1.5 metros con una franja separadora de 1.0 metro de la vía de circulación, o 2.5 metros en total, se recomiendan para áreas comerciales o industriales fuera del DCC, pudiéndose reducir la franja separadora a 0.6 metros de la vía en calles arteriales y colectoras. Para calles locales se considera suficiente un mínimo de 1.5 metros.

8.3.3 Medianas

En las áreas urbanas y suburbanas se utilizan dos tipos de medianas, aquellas que son delimitadas por bordillos y las que están integradas al mismo nivel de la vía, con formas definidas por las marcas en el pavimento.

Las primeras son preferidas en condiciones de elevados volúmenes de tránsito, velocidades moderadas y altos niveles de desarrollo marginal, destacándose por su menor incidencia relativa en la generación de accidentes peatonales. Si su ancho es mayor de 1.2 metros, puede además funcionar como refugio para la protección de los peatones. Si su ancho excede los 3.7 metros, puede acomodar un carril para deceleración y almacenamiento de vehículos en operaciones de giro a izquierda. Deben utilizarse bordillos montables cuando las velocidades permisibles sean elevadas, para evitar que pierdan el control los vehículos que los impacten. Para incrementar su seguridad, la nariz de los extremos de la mediana debe ser bien delineada, en forma de bala y con señales de material reflectivo.

El segundo tipo de medianas, que no son recomendadas en vías con más de cuatro carriles, ofrece ventajas para la realización de giros a izquierda, para facilitar el acceso a las propiedades colindantes, para separar las corrientes opuestas de tránsito, para posibilitar la operación de carriles reversibles y hasta para servir como ruta de emergencia para ambulancias en caso de accidentes. Estudios realizados han demostrado que este tipo de soluciones es apropiado para volúmenes de tránsito mayores de 5,000 vpd en vías de dos carriles y

mayores de 10,000 vpd en vías de cuatro o más carriles. Se recomienda que su ancho esté comprendido entre 3.6 y 4.3 metros, aceptándose su reducción a 3.0 metros en segmentos cortos donde la velocidad límite no exceda 50 kilómetros por hora.

En todo caso, interesa destacar que las carreteras de cuatro carriles divididos tienen mejores registros de seguridad que las carreteras no divididas, recomendándose en ocasiones la separación de ambas corrientes opuestas, para evitar colisiones frontales, con medianas de hasta 30 metros de ancho.

8.3.4 Intersecciones

Como elementos determinantes para el buen funcionamiento y la seguridad de las carreteras urbanas y suburbanas, las intersecciones deben recibir especial atención en su diseño geométrico, en total congruencia con la naturaleza, el volumen y la composición vehicular de las operaciones conflictivas de cruce, convergencia, separación y entrecruzamiento de las corrientes de tránsito, que se presentan típicamente en tales puntos claves. La política de administración de los accesos es una técnica efectiva para reducir los conflictos en las intersecciones, por lo que debe verse como un recurso complementario al mejoramiento del diseño de las mismas.

El paso de una intersección de diseño simple a la canalización de las diferentes corrientes de tránsito que sirve, es el recurso técnico recomendado con frecuencia para mitigar los problemas, guiar los diversos movimientos y reducir o mitigar los conflictos potenciales entre motoristas y peatones, en suma, mejorar la seguridad de la circulación. Una intersección apropiadamente canalizada señala con toda claridad el curso de los movimientos, resulta fácil de utilizar por todos los usuarios y establece una deseable continuidad en los flujos, para incrementar la eficiencia del tránsito.

Desde el punto de vista de la seguridad de la circulación, no es recomendable la construcción de islas con áreas menores de 9 metros cuadrados⁴, si es que están limitadas por bordillos, siendo en tales casos preferible la utilización de islas demarcadas con pintura en el pavimento. Las curvas de los bordillos con radios de 10 a 15 metros y las curvas compuestas de tres centros tienden a expeditar el movimiento de vehículos pesados como autobuses y camiones, sin invadir los carriles contiguos; a cambio de eso, dichas curvas afectan negativamente el movimiento peatonal, tornándolo inseguro e introduciendo un nuevo elemento de ponderación en la escogencia de la solución más deseable.

⁴ En el punto 5.6.1 del Capítulo 5, a propósito de la canalización de intersecciones, se afirma que el mínimo deseable de las islas es 9 metros cuadrados.

8.3.5 Las Carreteras o Calles Marginales o Frontales

Estas calles tienen como principal propósito separar el tránsito principal de mayor velocidad relativa, del tránsito más lento de tipo local que tiene origen o destino a lo largo de la vía, incrementando de esa manera la capacidad y la seguridad de la corriente principal. El tratamiento de las intersecciones en este tipo de soluciones es sumamente delicado, por lo que se aconseja su espaciamiento a un mínimo de 45 a 75 metros, para reducir los conflictos y facilitar la circulación sobre la vía principal. Desde el punto de vista de la seguridad y la facilidad del tránsito, las carreteras o calles marginales deben diseñarse en la medida de lo posible, para la circulación en un solo sentido.

8.3.6 Soportes de Señales y Postes de Servicio Público

Existe una visión diferente en las carreteras urbanas y suburbanas, por comparación con las carreteras rurales, en relación a la conveniencia o inconveniencia de la utilización de señales de tránsito con soportes cuya base cede al impacto de un vehículo, pues se pueden presentar situaciones que conviene evaluar antes de tomar una determinación en ese sentido. Se deben evaluar las velocidades de operación, el ancho de las franjas marginales a la pista, la historia de accidentes de los sitios y los volúmenes de peatones, entre otros aspectos. Por ejemplo, en paradas de autobuses o en sitios de alta concentración de peatones, es evidente que no resulta conveniente la utilización de este tipo de dispositivos de los soportes de las señales.

Por otra parte, la distancia mínima absoluta a que deben colocarse los postes de servicio público es de 0.5 metros de la calzada, para evitar conflictos con los vehículos pesados. En realidad, estos postes deben ubicarse cerca de los límites del derecho de vía, para reducir al máximo la oportunidad de que puedan ser impactados por los vehículos dentro de la corriente del tránsito.

8.4 El Mantenimiento de las Carreteras y la Seguridad Vial

Los responsables del mantenimiento de las carreteras deben tener plena conciencia del alcance del buen funcionamiento de todas las instalaciones y dispositivos que desempeñan una función dentro de la seguridad vial, por lo tanto deben otorgarle la prioridad que merecen a las tareas de inspección, conservación, reparación y reemplazo de dichas instalaciones y dispositivos en reconocimiento del papel que desempeñan.

En particular es crítico el mantenimiento de las marcas en el pavimento y las señales de tránsito, que deben ser colocadas con estricto apego a los manuales vigentes. Las marcas borradas por el uso y las señales destruidas, dañadas, faltantes o carentes de elementos reflectivos pueden limitar la información necesaria para los conductores y provocar accidentes severos de indeseables consecuencias.

8.5 Instalación de Servicios dentro del Derecho de Vía de una Carretera⁵

Puesto que la seguridad de la operación, el mantenimiento y la apariencia de una carretera, puede ser alterada por la manera en que dentro de su derecho de vía son instalados los servicios públicos que en ocasiones se vuelven privados, como decir energía eléctrica, telecomunicaciones, televisión por cable, agua potable y aguas servidas, etc., es normalmente facultad de la autoridad vial determinar bajo que condiciones se deben instalar dichos servicios, a fin de que interfieran en la menor forma posible con la función esencial del servicio de transporte que brindan las carreteras.

En el caso de los conductos subterráneos, estos deben estar cubiertos por una capa de suelo de suficiente profundidad, usualmente en el fondo de zanjas longitudinales, cerca de los límites del derecho de vía, protegidos por camisas protectoras o controlados mediante sistemas de protección mecánica. Lo que debe evitarse, en todo caso, es que los servicios se instalen en cortes muy profundos, cerca de la fundación de puentes y muros de retención, en obras de drenaje transversal donde puedan inundarse y en terrenos húmedos o rocosos, donde sea difícil alcanzar la cobertura mínima deseable. En ocasiones se permite que las instalaciones de servicio se adhieran o cuelguen de las estructuras, como decir los puentes, aunque en estos casos se recomienda que su colocación sea por debajo de la superficie de rodamiento, en un anclaje especial entre las vigas exteriores o arriba del patín inferior de una viga metálica, si ella lo permite.

La figura adjunta muestra el ejemplo de una instalación de servicio protegida por una camisa, que puede incluir ductos para ventilación y drenaje, en una solución muy completa. Este tipo de protección debe utilizarse para facilitar la inserción, remoción, reemplazo o mantenimiento del conducto de servicio que cruza la carretera, a la vez que lo protege de las cargas externas y golpes nocivos que pueda prever el diseñador. Debe considerarse este procedimiento cuando el conducto se coloca muy superficialmente, cerca de la fundación de estructuras o cerca de otras instalaciones que ofrezcan poca seguridad. La camisa de protección debe estar protegida en ambas entradas, para evitar la entrada de agua y cualquier material de desecho.

Los tubos de conducción de aguas, por ejemplo, pueden ser protegidos por medios mecánicos, como decir un medio arco de concreto reforzado, que pueda soportar las cargas tanto del relleno como de las cargas vivas que imponga el tránsito sobre la vía. Igual función podría llenar una losa plana reforzada sobre el tubo, para soportar las cargas previstas en el diseño. La figura adjunta muestra esta alternativa.

En otros casos, basta con colocar debidamente la instalación de servicio público en una zanja construida conforme las normas habituales de construcción. La zanja

⁵ Ver AASHTO, *A Guide for Accommodating Utilities within Highway Right of Ways*, 1993

debe ser abierta a un mínimo de profundidad, el ancho debe ser el de la instalación más 30 centímetros a cada lado, el lecho debe ser de 15 centímetros o la mitad del diámetro de la instalación o su protección, el relleno debe ser colocado y compactado en capas de 15 centímetros, aunque en otras ocasiones el conducto se puede envolver en una capa de concreto para mayor seguridad. Ver figura 8.1.

Los servicios que se transmiten por vía aérea requieren soportes que, deseablemente, deben colocarse en los límites del derecho de vía, nunca dentro de la zona despejada para los vehículos extraviados. Deben además ser provistos de postes con soportes rompibles al impacto, cuando estos sean colocados en zonas de peligro para la seguridad de la conducción vehicular.

8.6 Los Desastres Naturales en el Contexto de la Seguridad Vial⁶

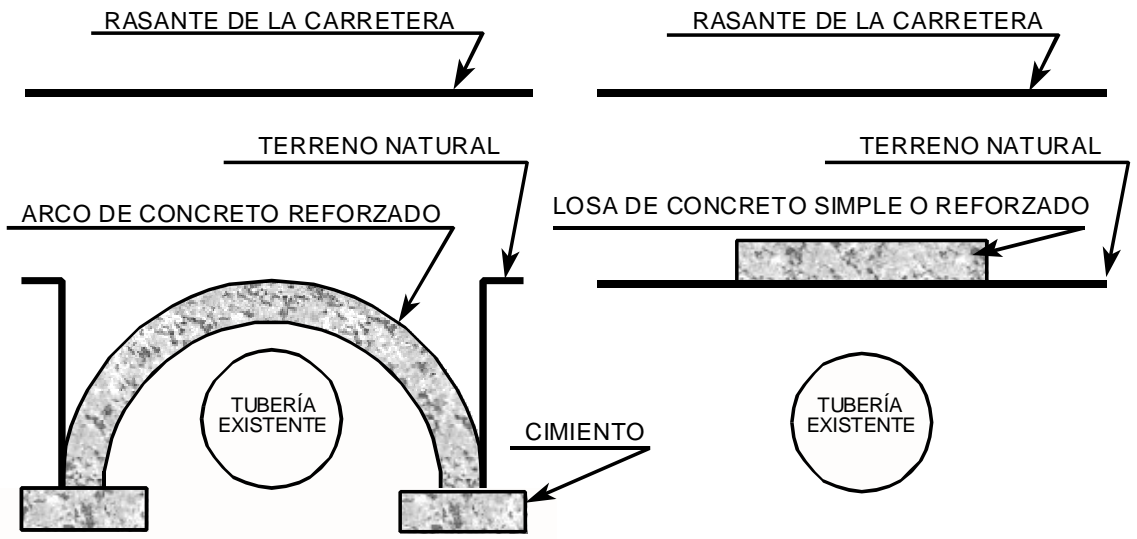
El sistema de transporte de Centroamérica, en particular el subsector del transporte por carretera, ha confirmado reiteradamente su excesiva vulnerabilidad ante los desastres naturales, que a la vez son de muy alta ocurrencia en esta región de apenas 450 mil kilómetros cuadrados de superficie. Los registros disponibles revelan que a 37 asciende la lista de los principales desastres ocurridos en Centroamérica en el período 19960-1996, vale decir, a razón de un desastre mayor por año. Solamente en el lapso de un mes, en enero y febrero de 2001, El Salvador sufrió los efectos destructivos de dos grandes terremotos.

La secuencia tan lógica como previsible de acontecimientos desarrollados tras la cauda destructiva de un desastre determinado sobre las carreteras y los puentes de la región, admite la siguiente enumeración:

- La destrucción de numerosos puentes y el daño de largos tramos de carreteras, conduce a la violenta interrupción del funcionamiento de la red de carreteras regionales, que se desintegra por sus eslabones más débiles.
- Muy prontamente, se descubre la carencia de planes de contingencia o verdaderas alternativas de activación inmediata, para mantener la operatividad del sistema vial regional.
- Algunos empresarios proceden a la adopción de soluciones de distribución de alto costo, para responder a demandas o compromisos impostergables de entrega de sus productos.

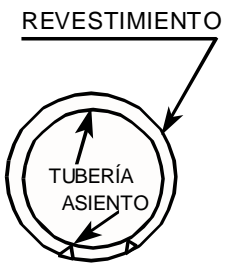
⁶ Ver Raul Leclair, *"La Vulnerabilidad del Sistema Regional de Transporte de Centroamérica frente a los Desastres Naturales: La Experiencia del Mitch"*, presentado en el seminario internacional sobre Reducción del Impacto de los Desastres Naturales en Carreteras de América Latina, Cartagena de Indias, Colombia, mayo de 1999.

FIG. 8.1 EJEMPLOS DE PROTECCIÓN DE TUBERÍAS DE SERVICIO BAJO LA CARRETERA

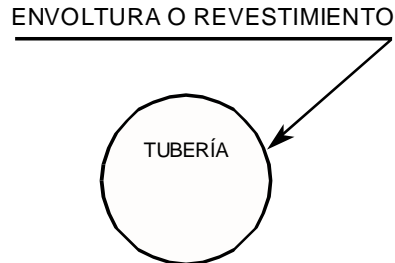


a) PROTECCIÓN EN ARCO

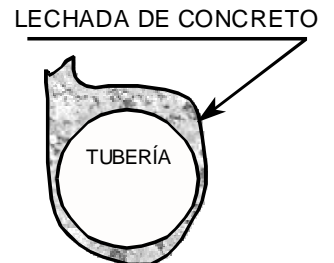
b) PROTECCIÓN CON LOSA FLOTANTE



a) REVESTIMIENTO



b) ENVOLTURA



c) LECHADA DE PROTECCIÓN

- Los Gobiernos nacionales realizan efectivas y diligentes intervenciones de emergencia, sin parar mientes en los costos de las soluciones adoptadas.
- Posteriormente, se inicia el dilatado proceso de formulación y ajuste de los planes de reconstrucción, cuya ejecución está condicionada a la ayuda oportuna de la comunidad internacional.

Pese a las duras experiencias vividas, aún no termina de asimilarse en toda su dimensión la conveniencia de incorporar metódicamente la evaluación de riesgos en la planificación y diseño de las obras requeridas para la reconstrucción de la infraestructura vial dañada, al igual que para la modernización del sistema de transporte regional. Se tiene el bien fundado temor de que con el paso del tiempo, se vuelvan a replicar las soluciones de probada deficiencia de antes y a sentar las condiciones para la repetición de estos desastres. La gestión integral de los desastres no es un lujo que sólo los países desarrollados pueden darse. Antes bien, los países en desarrollo como los centroamericanos, están más obligados a pensar en la prevención de nuevos desastres cuando van a afrontar las labores de reconstrucción, para garantizarle al país que las cuantiosas inversiones que va a realizar estarán relativamente seguras.

Por tales razones es que al nivel microsectorial, se recomienda incluir el tema del análisis de riesgos en todas las evaluaciones de los denominados corredores de transporte regional por carreteras. Deberá incluirse un análisis de la administración de riesgos de los corredores en sí, con énfasis en la adopción de medidas estructurales de prevención, como el reforzamiento de las soluciones, lo mismo que el examen de rutas alternativas eficientes dentro de la Red de Carreteras Regionales, para enfrentar la fragilidad de algunos eslabones de tales corredores, ante la ocurrencia de desastres de consecuencias inevitables.

Al nivel microsectorial, también se recomienda incorporar todos los conceptos del párrafo inmediato anterior, en lo que corresponda, dentro de las futuras evaluaciones de los subproyectos o segmentos integrantes de los corredores viales mencionados, aquellos en donde los países centroamericanos se propongan realizar nuevas inversiones.

La Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA, en su carácter de secretaria del Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, ha preparado y recibido aprobación de dicho foro, para la gestión del financiamiento y la ejecución del proyecto denominado Incorporación del Sector Transporte en el Plan Regional de Reducción de Desastres, que por designación de los Señores Presidentes Centroamericanos, coordina el Centro de Coordinación para la Prevención de Desastres Naturales en América Central, CEPREDENAC.

**MANUAL CENTROAMERICANO DE NORMAS
PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LAS
CARRETERAS REGIONALES,
fue impreso en la Ciudad de Guatemala,
en Marzo de 2004**

**Prohibida su reproducción parcial o total,
para la venta al público.**