

MANUAL DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE VÍAS URBANAS - 2005 - VCHI



**MDGVU
2005**

ÍNDICE

I INTRODUCCIÓN	1 / 1
1.1 PRESENTACIÓN	1 / 1
1.2 METODOLOGÍA	1 / 1
1.3 ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO	1 / 1
1.4 FUNDAMENTOS Y SECUENCIA DEL DISEÑO GEOMÉTRICO	1 / 2
2 CLASIFICACIÓN DEL SISTEMA VIAL URBANO	2 / 1
2.1 CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN DE LAS VÍAS URBANAS	2 / 1
2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS VÍAS URBANAS	2 / 2
2.2.1 VÍAS EXPRESAS	2 / 2
2.2.2 VÍAS ARTERIALES	2 / 3
2.2.3 VÍAS COLECTORAS	2 / 4
2.2.4 VÍAS LOCALES	2 / 5
2.2.5 VÍAS DE DISEÑO ESPECIAL	2 / 5
2.3 FACILIDADES PARA SERVICIOS UTILITARIOS	2 / 6
3 ELEMENTOS DE LA VIALIDAD URBANA	3 / 1
3.1 OBJETIVO	3 / 1
3.2 CLASIFICACIÓN BÁSICA	3 / 1
3.2.1 DE LA VÍA	3 / 1
3.2.2 DEL VEHÍCULO	3 / 7
3.2.3 DEL USUARIO	3 / 8
3.2.4 DE LOS DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD	3 / 9
3.2.5 DEL TRANSPORTE	3 / 10
3.2.6 DE LA OPERACIÓN	3 / 10
3.2.7 DE LA INGENIERÍA DE TRÁFICO	3 / 11

4 VOLÚMENES DE TRÁNSITO, CAPACIDAD VIAL Y NIVELES DE SERVICIO	4 / 1
4.1 VOLÚMENES DE TRÁNSITO	4 / 1
4.1.1 ASPECTOS GENERALES	4 / 1
4.1.2 DEFINICIONES	4 / 1
4.1.2.1 VOLUMEN DE TRÁNSITO	4 / 1
4.1.2.2 VOLÚMENES DE TRÁNSITO ABSOLUTO O TOTALES	4 / 1
4.1.2.3 VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIOS	4 / 2
4.1.2.4 VOLÚMENES DE TRÁNSITO HORARIOS	4 / 2
4.1.3 USO DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO	4 / 5
4.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO	4 / 6
4.1.4.1 DISTRIBUCIÓN Y COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO	4 / 6
4.1.4.2 VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO EN LA HORA DE MÁXIMA DEMANADA	4 / 6
4.1.4.3 VARIACIÓN HORARIA DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO	4 / 9
4.1.4.4 VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO	4 / 9
4.1.4.5 VARIACIÓN MENSUAL DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO	4 / 9
4.1.5 VOLÚMENES DE TRÁNSITO FUTURO	4 / 10
4.1.5.1 RELACIÓN ENTRE EL VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO Y EL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL	4 / 10
4.1.5.2 RELACIÓN ENTRE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL Y SEMANAL	4 / 10
4.1.5.3 AJUSTE DE VOLÚMENES DE TRÁNSITO	4 / 13
4.1.5.4 PRONÓSTICO DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO FUTURO	4 / 16
4.2 CAPACIDAD VIAL Y NIVELES DE SERVICIO	4 / 21
4.2.1 CONCEPTOS GENERALES	4 / 21
4.2.2 CAPACIDAD VIAL	4 / 21
4.2.3 CONDICIONES PREVALECIENTES	4 / 21
4.2.4 NIVELES DE SERVICIO	4 / 21
4.2.5 ELEMENTOS CRÍTICOS QUE CONDICIONAN EL NIVEL DE SERVICIO	4 / 24
4.2.6 MEDIDAS POSIBLES DE ADOPTAR PARA EL AUMENTO DE LA CAPACIDAD	4 / 25
4.2.7 INFLUENCIA DE LA FORMA Y SUPERFICIE DE LOS CRUCES SOBRE LA CAPACIDAD	4 / 26

4.3 CAPACIDAD EN TRAMOS DE TRENZADO.....	4 / 27	– LONGITUDES Y CURVAS DE TRÁNSICIÓN.....	8 / 3
DISEÑO Y CAPACIDAD.....	4 / 27	8.3 SOBREALCHO.....	8 / 4
NIVELES DE SERVICIO.....	4 / 29	8.4 ISLAS.....	8 / 7
5 VEHÍCULOS DE DISEÑO.....	5 / 1	8.4.1 ISLAS DIRECCIONALES.....	8 / 7
5.1 ASPECTOS GENERALES.....	5 / 1	8.4.2 ISLAS DIVISORIAS.....	8 / 7
5.2 CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS VEHÍCULOS.....	5 / 1	8.4.3 ISLAS DE REFUGIO.....	8 / 7
5.3 ACCELERACIÓN PROMEDIO SEGÚN TIPO DE VEHÍCULOS.....	5 / 2	8.5 CANALIZACIÓN.....	8 / 7
5.4 RADIOS DE GIRO.....	5 / 7	9 ALINEAMIENTO VERTICAL.....	9 / 1
6 VELOCIDAD DE DISEÑO.....	6 / 1	– PERFIL LONGITUDINAL.....	9 / 1
6.1 ASPECTOS GENERALES.....	6 / 1	9.1 ELEMENTOS DE DISEÑO.....	9 / 1
6.2 DEFINICIONES.....	6 / 1	– TANGENTES VERTICALES.....	9 / 1
6.2.1 VELOCIDAD GENERAL.....	6 / 1	– PENDIENTES MÍNIMAS.....	9 / 1
6.2.2 VELOCIDAD DE PUNTO O INSTANTÁNEA.....	6 / 1	– PENDIENTES MÁXIMAS.....	9 / 1
6.2.3 VELOCIDAD MEDIA TEMPORAL.....	6 / 3	– CURVAS VERTICALES.....	9 / 2
6.2.4 VELOCIDAD MEDIA ESPECIAL.....	6 / 3	– CURVAS VERTICALES CONVEXAS.....	9 / 2
6.2.5 VELOCIDAD DE RECORRIDO.....	6 / 9	– CURVAS VERTICALES CÓNCAVAS.....	9 / 2
6.2.6 VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN.....	6 / 9	10 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS EN SECCIONES	
6.2.7 VELOCIDAD DE DISEÑO.....	6 / 10	TRANSVERSALES.....	10 / 1
6.2.8 VELOCIDAD ESPECÍFICA.....	6 / 10	10.1 NÚMERO DE CARRILES (ANCHO DE LAS CALZADAS).....	10 / 1
7 VISIBILIDAD.....	7 / 1	10.2 ANCHO DE CARRILES.....	10 / 1
7.1 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.....	7 / 1	10.3 BOMBEO Y PERALTE (PENDIENTE Y TRANSVERSAL).....	10 / 2
– EL TIEMPO DE PERCEPCIÓN – REACCIÓN.....	7 / 1	– BOMBEO.....	10 / 2
– EL TIEMPO NETO DE FRENADO.....	7 / 1	– PERALTE.....	10 / 2
– INFLUENCIA DE LA PENDIENTE.....	7 / 2	– TRANSICIÓN DE PERALTES.....	10 / 2
8 ALINEAMIENTO HORIZONTAL.....	8 / 1	– PERALTE DE BERMAS.....	10 / 4
8.1 ALINEAMIENTOS RECTOS.....	8 / 1	– CONTRAPERALTES.....	10 / 4
8.2 CURVAS HORIZONTALES.....	8 / 1	10.4 SEPARADORES O BERMAS CENTRALES.....	10 / 4
– CURVAS CIRCULARES SIMPLES.....	8 / 2	10.5 BERMAS LATERALES.....	10 / 5
– CURVAS CIRCULARES COMPUESTAS.....	8 / 3	10.6 SARDINELES.....	10 / 5
		10.7 DISTANCIAS LATERALES Y VERTICALES LIBRE EN LAS VÍAS.....	10 / 5
		10.8 SECCIONES EN TÚNEL.....	10 / 5

10.9 SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS.....	10 / 6
– VÍAS EXPRESAS.....	10 / 6
– VÍAS ARTERIALES.....	10 / 6
– VÍAS COLECTORAS.....	10 / 7
– VÍAS LOCALES.....	10 / 8

II INTERSECCIONES E INTERCAMBIOS..... 11 / 1

II.1 INTRODUCCIÓN.....	11 / 1
II.2 INTERSECCIONES.....	11 / 1
II.2.1 ASPECTOS GENERALES.....	11 / 1
II.2.2 TIPOS DE INTERSECCIONES.....	11 / 1
II.2.3 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO.....	11 / 3
II.2.4 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO.....	11 / 3
II.2.5 VISIBILIDAD DE CRUCE.....	11 / 4
II.2.6 INTERSECCIONES SIN CANALIZAR.....	11 / 6
II.2.7 INTERSECCIONES CANALIZADAS.....	11 / 7
II.2.8 CURVAS DE TRANSICIÓN.....	11 / 9
II.2.9 RAMALES DE GIRO.....	11 / 10
II.2.10 CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD.....	11 / 11
II.2.11 CRUCE POR EL SEPARADOR CENTRAL.....	11 / 14
II.2.12 ISLAS.....	11 / 20
II.2.13 ELEVACIÓN EN INTERSECCIONES.....	11 / 20
II.3 INTERCAMBIOS.....	11 / 23
II.3.1 ASPECTOS GENERALES.....	11 / 23
II.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO.....	11 / 23
II.3.3 DISEÑO EN PLANTA.....	11 / 24
II.3.4 PERFIL LONGITUDINAL.....	11 / 27
II.3.5 SECCIÓN TRANSVERSAL.....	11 / 28

12 FACILIDADES PARA EL TRANSPORTE PÚBLICO POR BUSES..... 12 / 1

12.1 ASPECTOS GENERALES.....	12 / 1
12.2 CALZADAS MIXTAS. MEDIDAS PARA FACILITAR LA CIRCULACIÓN DE BUSES.....	12 / 1

– UBICACIÓN DE PARADEROS.....	12 / 1
* PUNTO DE PARADA ANTES DE LA INTERSECCIÓN.....	12 / 1
* PUNTO DE PARADA DESPUÉS DE LA INTERSECCIÓN.....	12 / 2
* PUNTO DE PARADA A MITAD DE LA INTERSECCIÓN.....	12 / 2
* DIMENS. REQUER PARA LA UBICACIÓN DE PARADEROS.....	12 / 3
* CREACIÓN DE ÁREAS PARA GIROS.....	12 / 4
12.3 MEDIDAS PARA PRIORIZAR LA CIRCULACIÓN DE BUSES.....	12 / 4
12.3.1 CARRILES SÓLO BUS PARA BUSES EN EL MISMO SENTIDO.....	12 / 4
12.3.2 CARRILES SÓLO BUS PARA BUSES EN SENTIDO CONTRARIO.....	12 / 7
12.3.3 CARRILES EXCLUSIVOS O SEGREGADOS PARA BUSES.....	12 / 10
12.3.4 CALLES EXCLUSIVAS PARA BUSES.....	12 / 14
12.4 INFRAESTRUCTURAS DE PARADEROS.....	12 / 14
12.5 TERMINALES DE TRANSPORTE URBANO.....	12 / 14
– CONSIDERACIONES GENERALES.....	12 / 14
– CRITERIOS DEL PROYECTO.....	12 / 16
A) DIMENSIONAMIENTO.....	12 / 16
B) CLASIFICACIÓN.....	12 / 16
C) DISPOSICIÓN DE LOS ESPACIOS O ESTACIONAMIENTOS.....	12 / 16

13 FACILIDADES PARA PEATONES..... 13 / 1

13.1 INTRODUCCIÓN.....	13 / 1
13.2 OBJETIVOS.....	13 / 1
13.3 CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES DEL PEATÓN.....	13 / 1
13.3.1 EL PEATÓN.....	13 / 1
13.3.2 CONCEPTOS DE ANCHO EFECTIVO (AE). ÁREA DE INFLUENCIA(AI) Y ÁREA DE RETIRO (AR) EN UNA VÍA PEATONAL.....	13 / 1
13.3.3 VELOCIDAD DE FLUJO PEATONAL.....	13 / 1
13.3.4 DENSIDAD PEATONAL.....	13 / 4
13.3.5 RELACIÓN ENTRE VELOCIDAD Y DENSIDAD PEATONAL.....	13 / 4
13.3.6 NIVEL DE SERVICIO.....	13 / 5
13.4 CAPACIDAD DE VÍAS PEATONALES.....	13 / 6

13.5 CLASIFICACIÓN DE VÍAS PEATONALES.....	13 / 8
13.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA VÍAS PEATONALES.....	13 / 8
13.6.1 DISEÑO DE PLANTA.....	13 / 9
13.6.2 SECCION TRANSVERSAL.....	13 / 9
13.6.3 PENDIENTE LONGITUDINAL.....	13 / 10
13.6.4 PENDIENTE DE BERMA PARA ESTACIONAMIENTO.....	13 / 10
13.6.5 ESQUINAS.....	13 / 10
13.6.6 VÍAS PEATONALES EN TERRENO DE FUERTE PENDIENTE.....	13 / 10
13.7 RESALTOS O LOMOS DE SEGURIDAD.....	13 / 11
13.7.1 ASPECTOS GENERALES.....	13 / 11
13.7.2 IDENTIFICACIÓN DE DEMANDA.....	13 / 12
13.7.3 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO.....	13 / 12
13.7.4 CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS.....	13 / 14
13.7.5 EVALUACIÓN DE LA MEDIDA.....	13 / 14
13.8 INTERESECCIÓN Y CRUCES DE CALZADA.....	13 / 15
13.8.1 ASPECTOS GENERALES.....	13 / 15
13.8.2 CRUCES DE PEATONES DENTRO DE LOS TRAMOS.....	13 / 16
13.8.3 CRUCES PEATONALES EN INTERSECCIONES O ESQUINAS.....	13 / 16
13.8.4 CRUCES PEATONALES EN DESNIVEL.....	13 / 19
13.8.4.1 PASOS A DISTINTO NIVEL.....	13 / 19
13.8.4.2 ACCESOS.....	13 / 20
13.8.5 ENSANCHES DE LAS VÍAS PEATONALES.....	13 / 21
13.8.5.1 PARADEROS.....	13 / 21
13.8.5.2 COMERCIO.....	13 / 21
13.8.5.3 ESCUELAS.....	13 / 21
13.8.5.4 ESQUINAS Y CRUCES PEATONALES.....	13 / 22
13.8.5.5 LUGARES DE ESPECTÁCULOS EN AFLUENCIA MASIVA.....	13 / 22
13.9 IMPLANTACIÓN DE VÍAS PEATONALES.....	13 / 22
13.10 FACILIDADES PARA DISCAPACITADOS.....	13 / 23
13.10.1 ASPECTOS GENERALES.....	13 / 23
13.10.2 ZONAS Y RUTAS ACCESIBLES EN EL ESPACIO PÚBLICO.....	13 / 23
13.10.3 RAMPAS Y AJUSTES ALTIMÉTRICOS EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO.....	13 / 24
13.10.4 PREVISIONES PARA ESTACIONAMIENTO.....	13 / 26

14 FACILIDADES PARA EL TRANSPORTE EN BICICLETA.....

14.1 OBJETIVOS Y DEFINICIONES.....	14 / 1
14.1.1 ASPECTOS GENERALES.....	14 / 1
14.1.2 FUNCIÓN.....	14 / 1
14.1.3 DEFINICIONES.....	14 / 1
14.2 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO.....	14 / 1
14.2.1 ASPECTOS GENERALES.....	14 / 1
14.2.2 DIMENSIONAMIENTO CICLOVIARIO.....	14 / 2
14.2.2.1 DIMENSIONAMIENTO BÁSICO.....	14 / 2
14.2.2.2 ANTROPOMETRÍA.....	14 / 4
14.2.2.3 ENSANCHAMIENTO DE VÍAS.....	14 / 4
14.2.2.4 ANCHO DE VÍAS PARA BICICLOS.....	14 / 4
14.2.2.5 PENDIENTE TRANSVERSAL DE LAS PISTAS.....	14 / 5
14.2.2.6 TRAZADO EN PLANTA PARA BICICLOS.....	14 / 5
14.2.2.7 TRAZADO EN ELEVACIÓN PARA BICICLOS.....	14 / 5
14.2.3 TRATAMIENTO DE INTERSECCIONES.....	14 / 6
14.2.3.1 CRUCE DIRECTO.....	14 / 6
14.2.3.2 GIROS A LA IZQUIERDA.....	14 / 6
14.2.3.3 CRUCE CON RETIRO.....	14 / 6
14.2.3.4 CRUCE SIN RETIRO.....	14 / 7
14.2.3.5 INCIDENCIA DE FLUJOS DE TRAFICO EN ÁNGULOS PRÓXIMOS O IGUALES A 90°.....	14 / 7
14.2.3.6 REDUCCIÓN DE LOS RADIOS DE GIRO DE LOS VEHÍCULOS MOTORIZADOS.....	14 / 7
14.2.3.7 INTERSECCIÓN SEMAFORIZADA.....	14 / 7
14.2.3.8 GIROS A LA IZQUIERDA EN TRÁFICO COMPARTIDO.....	14 / 8
14.2.3.9 CRUCE ESPECIAL.....	14 / 8
14.2.3.10 GIROS A LA IZQUIERDA EN DOS FASES.....	14 / 8
14.2.3.11 CARRILES ESPECIALES PARA GIROS A LA IZQUIERDA.....	14 / 9
14.2.3.12 CIRCUITO DE CRUCE.....	14 / 9
14.2.3.13 CON CICLOVÍAS.....	14 / 9
14.2.4 ESTACIONAMIENTO PARA BICICLETAS.....	14 / 14
14.2.4.1 ESPACIO REQUERIDO.....	14 / 14
14.2.4.2 TIPOS DE ESTACIONAMIENTO.....	14 / 14

14.3 SEÑALIZACIÓN.....	14 / 19
14.3.1 SEÑALES VERTICALES.....	14 / 19
14.3.1.1 FORMA Y COLOR.....	14 / 19
14.3.1.2 TAMAÑO.....	14 / 19
14.3.1.3 EMPLAZAMIENTO.....	14 / 19
14.3.1.4 RETRORREFLEXIÓN E ILUMINACIÓN.....	14 / 19
14.3.1.5 SEÑALES REGLAMENTARIAS.....	14 / 20
14.3.1.6 SEÑALES DE ADVERTENCIA DE PELIGRO.....	14 / 22
14.3.1.7 SEÑALES INFORMATIVAS.....	14 / 22
14.3.2 SEÑALES HORIZONTALES.....	14 / 24
14.3.2.1 ASPECTOS GENERALES.....	14 / 24
14.3.2.2 EMPLAZAMIENTO.....	14 / 24
14.3.2.3 DIMENSIONES.....	14 / 24
14.3.2.4 RETRORREFLEXIÓN.....	14 / 24
14.3.2.5 COLOR.....	14 / 25
14.3.2.6 OTRAS CARACTERÍSTICAS.....	14 / 25
14.3.2.7 LÍNEAS LONGITUDINALES.....	14 / 25
14.3.2.8 LÍNEAS TRANSVERSALES.....	14 / 27
14.3.2.9 SÍMBOLOS Y LEYENDAS.....	14 / 28
14.3.2.10 DEMARCACIÓN DE TRÁNSITO DIVERGENTE Y CONVERGENTE.....	14 / 30
14.3.3 SEÑALES ESPECIALES PARA CICLOVÍAS.....	14 / 30
14.3.3.1 LUCES.....	14 / 30
14.3.3.2 ESTOPEROS.....	14 / 30
14.4 SEMÁFOROS.....	14 / 31

15 NORMA PARA LA PRESENTACIÓN DE INFORME FINAL DE LOS PROYECTOS 15 / 1

15.1 GENERALIDADES.....	15 / 1
15.2 CONTENIDO DEL INFORME FINAL	15 / 1
15.3 CONDICIONES PARA EL DESARROLLO DEL INFORME FINAL.....	15 / 1
15.3.01 RESUMEN EJECUTIVO.....	15 / 1
15.3.02 MEMORIA DESCRIPTIVA.....	15 / 2
15.3.03 PRESENTACIÓN DE PLANOS.....	15 / 10
15.3.04 METRADOS DE OBRA.....	15 / 13

15.3.05 ANÁLISIS DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS.....	15 / 13
15.3.06 PRESUPUESTO DE OBRA.....	15 / 13
15.3.07 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRA.....	15 / 14
15.3.08 EXPEDIENTE TÉCNICO.....	15 / 14

1

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



Capítulo 1

Introducción

1 INTRODUCCIÓN

I.1 PRESENTACIÓN

Nuestro país cuenta desde hace años con Manuales y Normas para diseño de carreteras, las que atienden los requerimientos del diseño geométrico respectivo. Sin embargo no se encuentra normatividad nacional aplicable a vías urbanas por lo que los proyectistas peruanos han venido empleando, referencialmente, normatividad desarrollada para otros países y eventualmente estipulaciones previstas para el diseño de carreteras.

La primera versión del presente manual fue desarrollada en 1998. Luego, y sobre la base de la experiencia adquirida en diversos proyectos y el estudio comparativo con normatividad de otros países, se efectuó desarrollo la segunda versión correspondiente al año 2003 la que con ocasión del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil realizado en la ciudad de Iquitos, fue sometido a consideración a la Comunidad Ingenieril Nacional, en calidad de Ponencia, recibiendo el reconocimiento a través de una mención especial en las conclusiones de dicho congreso.

En el 2004 se efectuó una nueva ampliación y actualización del Manual, lo que permitió contar con la tercera versión que se denominó "Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2004 - VCHI", la misma que se diferenció de la previa (2003) principalmente en:

- Mejoras y complementaciones a los capítulos Primero (INTRODUCCIÓN) y Cuarto (CAPACIDAD VIAL Y NIVELES DE SERVICIO).
- Cambios mayores en los capítulos Octavo (ALINEAMIENTO HORIZONTAL); Décimo Primero (INTERSECCIONES E INTERCAMBIOS) y Décimos Cuarto (FACILIDADES PARA EL TRANSPORTE EN BICICLETA).
- La incorporación del capítulo Décimo Quinto (NORMA PARA LA PRESENTACIÓN DEL INFORME FINAL DE LOS PROYECTOS)

En esta oportunidad nos complacemos en presentar la cuarta versión del presente Manual, el que denominamos "Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas – 2005 - VCHI", o simplemente "MDGVU-2005-VCHI". La actualización en este caso está referida al capítulo Décimo Tercero (FACILIDADES PARA PEATONES) modificado en su totalidad a efectos de:

- Brindar un soporte más efectivo a los diseñadores en lo relativo al mejor entendimiento del peatón,
- Familiarizarse con los principales parámetros del flujo peatonal (velocidad, densidad, motivos de viaje, nivel de servicio, etc).
- Calcular o decidir sobre la capacidad de las vías peatonales,
- Propiciar un manejo uniforme de las consideraciones para diseño geométrico en planta, sección transversal, perfil longitudinal, tratamiento de esquinas, diseño en terrenos de fuerte pendiente, etc.
- Utilización de resaltos o lomos de seguridad (gibas) como complemento a otras medidas destinadas a propiciar un tráfico seguro.
- Tratamiento en intersecciones y cruces de calzada a nivel y desnivel.
- Ensanches requeridos para condiciones especiales, y
- Facilidades para discapacitados.

Al igual que en las versiones anteriores, la presente no pretende sustituir la experiencia ni la necesidad del buen criterio en la formulación de estudios o proyectos de vialidad urbana, sino apoyar a los profesionales y especialistas en el logro de una razonable uniformidad en los diseños, atendiendo los objetivos de funcionalidad, seguridad, comodidad, integración con su entorno, armonía o estética económica y flexibilidad, contribuyendo a mejorar el sistema de transporte de nuestras ciudades sin agredir los aspectos urbanísticos

La economía mencionada no sólo está referida a la inversión en construcción, o las posteriores para la operación y mantenimiento, sino también a las que se derivan de la eficacia y eficiencia en el desarrollo de los estudios o proyectos de modo de cumplir con aquellos incurriendo en costos menores.

I.2 METODOLOGÍA

El método empleado para la elaboración del presente manual fue el de análisis comparativo de información y documentación proveniente de diversas fuentes, entre los que destacan: **(a)** A Policy on Geometric Design of Highways and Streets – 2001 de EEUU¹; **(b)** El Iowa Statewide Urban Design Standards Manual de EEUU²; **(c)** El NJDOT Design Manual – Roadway de EEUU³; **(d)** El Manual de Diseño Geométrico de Carreteras – DG-2001 de Perú⁴; **(e)** El Tratamiento Preferencial al Transporte Colectivo por Onibus de Brasil⁵; **(f)** El PTUS y las Prioridades al Transporte Público de Chile⁶; **(g)** Las Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano de Chile⁷ COMISIÓN DE PLANIFICACIÓN DE INVERSIONES EN INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE, MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN Y COOPERACIÓN DE CHILE, "Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano", Santiago –Chile, 1998; **(h)** El Manual de Diseño de Vías Urbanas–VCHI -1999⁸; **(i)** Manual de Normas Técnicas para el Diseño de Ciclovías y Guías de Circulación de Ciclistas⁹

VCHI SA, presenta a consideración de la colectividad especializada del país el presente Manual que pretende convertirse en referencia conveniente, y eventualmente, dependiendo de la acogida que pueda recibir, en norma obligatoria.

I.3 ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO

Para que éste Manual sea un documento práctico y de fácil comprensión y empleo, se ha introducido cuadros y gráficos y tablas que aparecen inmediatas en cada capítulo para así permitir su fácil manejo.

Éste documento está organizado de manera tal, que más adelante se pueda incorporar nuevos capítulos o algunas guías para el diseño específico y que correspondan a los temas tratados u otros que sean necesarios adicionar.

El "MANUAL PARA EL DISEÑO DE VIAS URBANAS 2004", se presenta con una estructura que facilita su empleo, la que está organizada en 15 capítulos, cada uno de los cuales a su vez comprenden: secciones, acápites y párrafos.

El Capítulo 1 esta dedicado a la presentación, metodología, organización y factores básicos para el diseño, mientras que en el Capítulo 2 se trata la Clasificación del Sistema Vial Urbano y los parámetros vinculados al diseño.

El Capítulo 11 versa sobre los "Proyectos de Intersección"; el Capítulo 12, trata de las "Facilidades para el Transporte Público por Buses"; el Capítulo 13, las "Facilidades para los Peatones"; el Capítulo 14, las

“Facilidades para el transporte en Bicicletas”; y, Capítulo 15, lo concerniente a la “Presentación del Proyecto”.

En el presente manual no se ha incluido estipulaciones relativas a la señalización, con excepción de lo tratado en los capítulos de facilidades para peatones y para el transporte en bicicleta. En estos dos capítulos se presentan aspectos relativos a la señalización especializada que NO es tratada en el “Manual de Disposición de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras”, documento oficial peruano especializado en el tema.

No obstante ello, en el caso de los capítulos 13 y 14, relacionados a peatones y bicicletas, se trata el tema de señalización debido a la especialización del mismo, así como a la tendencia cada vez más notoria a peatonalizar vías y propiciar la difusión de ciclovías.

I.4 FUNDAMENTOS Y SECUENCIA DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

Para efectos del presente Manual se ha considerado que el Diseño Geométrico propiamente dicho NO incluye las siguientes actividades, las mismas que conviene sean efectuadas previamente por constituir fundamentos del diseño:

(a) Clasificación de las vías objeto del diseño, definiendo la función que desempeñará dentro del sistema vial del cual es parte integrante, y propiciando el establecimiento de diversos parámetros de diseño.

(b) Diagnóstico y Estudios de Base tales como topografía y urbanismo, tráfico, suelos y geotecnia, infraestructura de servicios públicos existentes y requeridos. Respecto a la topografía, la adecuación del diseño al derecho de vía y limitaciones físicas del espacio utilizable no solo está vinculada al respeto del entorno y minimización de impactos ambientales, sino también a la posibilidad y conveniencia de adquirir terrenos complementarios que pudieran ser requeridos.

No está demás mencionar la importancia que tiene el que los planos topográficos reflejen adecuadamente el terreno objeto del diseño. Es el caso que el desarrollo de proyectos se efectúa no sobre el terreno sino sobre la representación del mismo expresada como planos topográficos. Por ello las deficiencias de uno se traducirán con mucha probabilidad en errores del producto obtenido.

En lo que se refiere a la Intensidad y característica de tráfico previsible, además de la información cualitativa y cuantitativa de tráfico debe decidirse cuanto de la demanda existente o prevista será atendida en la vía objeto de diseño, así como el nivel de servicio con el que se prevé atender esa demanda.

(c) Definición de velocidades y vehículos de diseño.

(d) Inversión requerida y rentabilidad esperada. Los montos de la inversión y las características de la rentabilidad esperada no solo condicionan la decisión de ejecutar el proyecto vial, sino que el proceso de análisis de la rentabilidad permitirá estimar la cantidad de carriles y capacidad de la vía que es económicamente factible ofertar.

(e) Reglamentación y criterios de diseño. Los proyectos se desarrollan usualmente sobre la base de criterios y estipulaciones contenidas en manuales, normas o estipulaciones de diseño, los que establecen ciertos valores mínimos, máximos o recomendables que han de cumplirse para garantizar la calidad y el nivel de servicio ya definidos.

La secuencia usual de diseño sugiere que con los fundamentos indicados se procede al diseño en planta según la sección transversal típica prevista. Luego se diseñan los perfiles longitudinales compatibilizándolos entre sí y con el terreno existente. Finalmente se establecen precisiones a las plataformas diseñadas mediante las secciones transversales, debiendo verificar en ellas las previsiones para el flujo peatonal, el drenaje y otros. El diseño de cada tramo o cruce, sea en planta, perfil longitudinal o en sección transversal puede implicar ajustes a elementos diseñados previamente. El diseño procurará satisfacer los objetivos de funcionalidad, seguridad, comodidad, integración con su entorno, estética, economía y flexibilidad para prever posibles ampliaciones en el futuro. Aquellos elementos que definen el trazado en función de estas variables, están directamente condicionados a los factores de velocidad específica e intensidad de tráfico, y que en una visión descriptiva, pueden agruparse en relación a su dimensión en planta, en perfil longitudinal y en sección transversal.

Sin embargo, hay que procurar obtener del tratamiento armónico y conjunto de todos los elementos de la vía, las mejores características funcionales y estéticas, compatibles con los medios empleados en su construcción.

¹ AASHTO, “A Policy on Geometric Design of Highways and Streets – 2001”, Fourth Edition, Washington, United States of America

² IOWA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, “Iowa Statewide Urban design Standards Manual”, <http://www.iowasudas.org/design.cfm>, 2001

³ NEW JERSEY DEPARTMENT OF TRANSPORTATION; “NJDOT Design Manual – Roadway”; <http://www.state.nj.us/transportation/cpm/RoadwayDesignManualMetric/sect1M2001.htm>

⁴ BARRIGA DALL'ORTO en contrato con el PERT DEL MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCIÓN, “Manual de Diseño Geométrico de Carreteras – DG-2001”, Lima – Perú, 2001

⁵ COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRÁFEGO, en convenio con la EMPRESA BRASILEIRA DOS TRANSPORTES URBANOS –EBTU, Tratamento Preferencial ao Transporte Coletivo por Onibus – Programa de Transportes Urbanos, Brasília, Febrero de 1982

⁶ R. FERNANDEZ A. “El PTUS y las Prioridades al Transporte Público”, División de Ingeniería de Transporte, Universidad de Chile, <http://www.cec.uchile.cl/~tranvivo/tranvia/tv8/p7r7rdez.html>

⁷ COMISIÓN DE PLANIFICACIÓN DE INVERSIONES EN INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE, MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN Y COOPERACIÓN DE CHILE, “Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano”, Santiago–Chile, 1998

⁸ V. CHAVEZ L., VCHI SA, “Manual de Diseño de Vías Urbanas –1999”, Lima–Perú, 1999

⁹ MUNICIPALIDAD DE LIMA METROPOLITANA, PROGRAMA METROPOLITANO DE TRANSPORTE NO MOTORIZADO, “Manual de Normas Técnicas para el Diseño de Ciclovías y Guía de Circulación de Ciclistas”, Lima - Perú, 1994

2

Capítulo 2

Clasificación del Sistema Vial Urbano

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



2 CLASIFICACIÓN DEL SISTEMA VIAL URBANO

2.1 CRITERIOS DE CLASIFICACION DE LAS VIAS URBANAS

La circulación, más o menos difícil, en las grandes ciudades siempre se caracteriza por la gran confusión entre peatones y vehículos que estacionan y circulan, entre vehículos lentos y rápidos, y sus diferentes deseos de desplazamiento.

Esta confusión se traduce, por una parte, en una degradación de las condiciones de habitabilidad de la ciudad: aumentan los accidentes, se contamina la atmósfera y desaparecen progresivamente los espacios libres. Por otra parte, no es posible ni conveniente aumentar la superficie ocupada por la red vial, lo que acabaría destruyendo la propia ciudad. No puede, pues, pensarse en la extensión indefinida de las redes viales urbanas.

Luego, es necesario especializar las vías, destinando cada una de ellas a una función específica y acomodándola a cumplir lo mejor posible su función. Esta especialización se justifica fundamentalmente desde tres puntos de vista.

En primer lugar, por un criterio de capacidad y nivel de servicio. A medida que las dimensiones de la ciudad aumentan, los desplazamientos urbanos son de mayor longitud y el tiempo empleado en el transporte tiene una trascendencia más importante. Conseguir velocidades relativamente altas, puede ahorrar muchas horas al año y eso sólo se logra si las calles se proyectan de forma adecuada. Al estudiar la capacidad, se comprueba cómo el estacionamiento en la calle y los accesos demasiado próximos la disminuyen considerablemente.

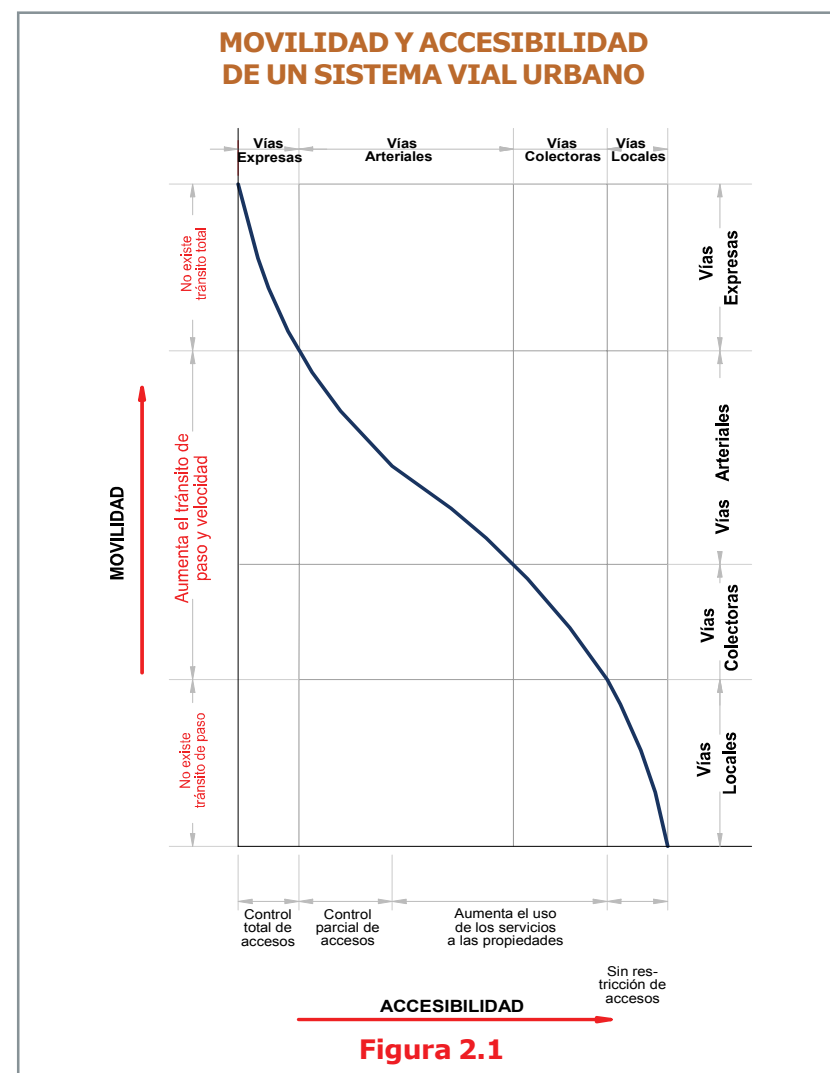
En segundo lugar, por un criterio de seguridad, ya que la confusión que se produce en la calle cuando la intensidad de tráfico es importante y parte de los vehículos circulan de prisa, hace aumentar rápidamente el índice de accidentes.

Y por último, por un criterio funcional, tanto desde el punto de vista de las vías principales, que en todos sus aspectos han de proyectarse con este criterio, como de las vías locales, en las que hay que evitar en lo posible un tráfico intenso y rápido que perturba considerablemente la vida urbana.

Dentro de un criterio amplio de planeación, la red vial, tanto rural como urbana, se debe clasificar de tal manera que se puedan fijar funciones específicas a las diferentes vías y calles, para así atender las necesidades de movilidad de personas y mercancías, de una manera rápida, confortable y segura, y a las necesidades de accesibilidad a las distintas propiedades o usos del área colindante.

Para facilitar la movilidad es necesario disponer de vías y calles rápidas, y para tener acceso es indispensable contar con vías y calles lentas. Naturalmente entre estos dos extremos aparece todo el sistema de vías.

La **Figura 2.1** presenta en forma gráfica los grados de movilidad y acceso de un sistema vial. En un extremo, las vías principales son de accesos controlados destinados a proveer alta movilidad y poco o nulo acceso a la propiedad lateral, mientras que, en el otro extremo, las vías locales son de accesos no controlados que proveen fácil acceso a la propiedad lateral, pero raramente las utiliza el tránsito de paso.



2.2 CLASIFICACION DE LAS VIAS URBANAS

El sistema de clasificación planteado es aplicable a todo tipo de vías públicas urbanas terrestres, ya sean calles, jirones, avenidas, alamedas, plazas, malecones, paseos, destinados al tráfico de vehículos, personas y/o mercaderías; habiéndose considerado los siguientes criterios:

- Funcionamiento de la red vial;
- Tipo de tráfico que soporta;
- Uso del suelo colindante (acceso a los lotes urbanizados y desarrollo de establecimientos comerciales); y,
- Espaciamiento (considerando a la red vial en su conjunto).
- Nivel de servicio y desempeño operacional; y
- Características físicas;
- Compatibilidad con sistemas de clasificación vigentes.

La clasificación adoptada considera cuatro categorías principales: Vías expresas, arteriales, colectoras y locales. Se ha previsto también una categoría adicional denominada “vías especiales” en la que se consideran incluidas aquellas que, por sus particularidades, no pueden asimilarse a las categorías principales.

La clasificación de una vía, al estar vinculada a su funcionalidad y al papel que se espera desempeñe en la red vial urbana, implica de por sí el establecimiento de parámetros relevantes para el diseño como son:

- Velocidad de diseño;
- Características básicas del flujo que transitara por ellas;
- Control de accesos y relaciones con otras vías;
- Numero de carriles;
- Servicio a la propiedad adyacente;
- Compatibilidad con el transporte público; y,
- Facilidades para el estacionamiento y la carga y descarga de mercaderías.

El Cuadro N 2.2 presenta resumidamente las categorías principales y los parámetros de diseño antes mencionados.

2.2.1 Vías Expresas

• Función

Las vías expresas establecen la relación entre el sistema interurbano y el sistema vial urbano, sirven principalmente para el tránsito de paso (origen y destino distantes entre sí). Unen zonas de elevada generación de tráfico transportando grandes volúmenes de vehículos, con circulación a alta velocidad y bajas condiciones de accesibilidad. Sirven para viajes largos entre grandes áreas de vivienda y concentraciones industriales, comerciales y el área central.

CUADRO N° 2.2

PARÁMETROS DE DISEÑO VINCULADOS A LA CLASIFICACIÓN DE VÍAS URBANAS

ATRIBUTOS Y RESTRICCIONES	VÍAS EXPRESAS	VÍAS ARTERIALES	VÍAS COLECTORAS	VÍAS LOCALES
Velocidad de Diseño	Entre 80 y 100 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del Reglamento Nacional de Tránsito (RNT) vigente.	Entre 50 y 80 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.	Entre 40 y 60 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.	Entre 30 y 40 Km/hora Se registrará por lo establecido en los artículos 160 a 168 del RNT vigente.
Características del flujo	Flujo ininterrumpido. Presencia mayoritaria de vehículos livianos. Cuando es permitido, también por vehículos pesados. No se permite la circulación de vehículos menores, bicicletas, ni circulación de peatones.	Debe minimizarse las interrupciones del tráfico. Los semáforos cercanos deberán sincronizarse para minimizar interferencias. Se permite el tránsito de diferentes tipos de vehículos, correspondiendo el flujo mayoritario a vehículos livianos. Las bicicletas están permitidas en ciclovías.	Se permite el tránsito de diferentes tipos de vehículos y el flujo es interrumpido frecuentemente por intersecciones a nivel. En áreas comerciales e industriales se presentan porcentajes elevados de camiones. Se permite el tránsito de bicicletas recomendándose la implementación de ciclovías.	Está permitido el uso por vehículos livianos y el tránsito peatonal es irrestricto. El flujo de vehículos semipesados es eventual. Se permite el tránsito de bicicletas.
Control de Accesos y Relación con otras vías	Control total de los accesos. Los cruces peatonales y vehiculares se realizan a desnivel o con intercambios especialmente diseñados. Se conectan solo con otras vías expresas o vías arteriales en puntos distantes y mediante enlaces. En casos especiales, se puede prever algunas conexiones con vías colectoras, especialmente en el Área Central de la ciudad, a través de vías auxiliares.	Los cruces peatonales y vehiculares deben realizarse en pasos a desnivel o en intersecciones o cruces semaforizados. Se conectan a vías expresas, a otras vías arteriales y a vías colectoras. Eventual uso de pasos a desnivel y/o intercambios. Las intersecciones a nivel con otras vías arteriales y/o colectoras deben ser necesariamente semaforizadas y considerarán carriles adicionales para volteo.	Incluyen intersecciones semaforizadas en cruces con vías arteriales y solo señalizadas en los cruces con otras vías colectoras o vías locales. Reciben soluciones especiales para los cruces donde existan volúmenes de vehículos y/o peatones de magnitud apreciable.	Se conectan a nivel entre ellas y con las vías colectoras.
Número de carriles	Bidireccionales: 3 o más carriles/sentido	Unidireccionales: 2 ó 3 carriles Bidireccionales: 2 ó 3 carriles/sentido	Unidireccionales: 2 ó 3 carriles Bidireccionales: 1 ó 2 carriles/sentido	Unidireccionales: 2 carriles Bidireccionales: 1 carril/sentido
Servicio a propiedades adyacentes	Vías auxiliares laterales	Deberán contar preferentemente con vías de servicio laterales.	Prestan servicio a las propiedades adyacentes.	Prestan servicio a las propiedades adyacentes, debiendo llevar únicamente su tránsito propio generado.
Servicio de Transporte público	En caso se permita debe desarrollarse por buses, preferentemente en "Carriles Exclusivos" o "Carriles Solo Bus" con paraderos diseñados al exterior de la vía.	El transporte público autorizado debe desarrollarse por buses, preferentemente en "Carriles Exclusivos" o "Carriles Solo Bus" con paraderos diseñados al exterior de la vía o en bahía.	El transporte público, cuando es autorizado, se da generalmente en carriles mixtos, debiendo establecerse paraderos especiales y/o carriles adicionales para volteo.	No permitido
Estacionamiento, carga y descarga de mercaderías	No permitido salvo en emergencias.	No permitido salvo en emergencias o en las vías de servicio laterales diseñadas para tal fin. Se registrará por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente.	El estacionamiento de vehículos se realiza en estas vías en áreas adyacentes, especialmente destinadas para este objeto. Se registrará por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente.	El estacionamiento está permitido y se registrará por lo establecido en los artículos 203 al 225 del RNT vigente.

Facilitan una movilidad óptima para el tráfico directo. El acceso a las propiedades adyacentes debe realizarse mediante pistas de servicio laterales.

En su recorrido no es permitido el estacionamiento, la descarga de mercaderías, ni el tránsito de peatones.

Este tipo de vías también han sido llamadas “autopistas”.

• Características del Flujo

En esta vía el flujo es ininterrumpido, porque no existen cruces al mismo nivel con otras vías, sino solamente a diferentes niveles en intercambios especialmente diseñados.

• Tipos de Vehículo

Las vías expresas suelen transportar vehículos pesados, cuyo tráfico es tomado en consideración para el diseño geométrico correspondiente.

Para el transporte público de pasajeros se permite el servicio de buses, preferentemente en carriles segregados y el empleo de paraderos debidamente diseñados en los intercambios.

- **Conexiones**

Las vías expresas están directamente conectadas entre sí con vías arteriales. En casos especiales, se puede prever algunas conexiones con vías colectoras, especialmente en el área central de la ciudad, a través de vías auxiliares.

- **Espaciamiento**

El espaciamiento deseable entre los corredores de vías expresas, varía entre 4 y 10 Km, siendo adoptado el primero para el área central y el segundo en áreas de expansión urbana, y es condicionado por zonas generadoras de tráfico, por la topografía y por todos los factores de uso del suelo.

Una primera aproximación del espaciamiento deseable entre vías expresas puede ser calculado en función de la densidad de los desplazamientos a través de la siguiente fórmula:

$$E_e = \frac{2(L + Ea)V}{DL^2 - 2V} \quad (2.1)$$

donde :

E_e	=	Espaciamiento en Km entre vías expresas;
E_a	=	Espaciamiento promedio en Km entre vías arteriales;
L	=	Extensión media en Km, de los desplazamientos en el Área de Estudio;
D	=	Densidad de los desplazamientos entre los extremos (en vehículos/km ²)
V	=	Volumen diario medio en la vía expresa (VDM medido para ambos sentidos)

Asumiendo valores típicos para L y E_a , se obtienen los valores de la **Figura 2.2**, que muestra la relación entre el espaciamiento entre las vías expresas y la densidad de desplazamiento entre los extremos, en función de la capacidad de la vía expresa, donde para el caso de Lima Metropolitana, la extensión media de los desplazamientos entre los extremos es de 8,5 Km y el espaciamiento medio entre las vías arteriales es de 2,0 Km

2.2.2 Vías Arteriales

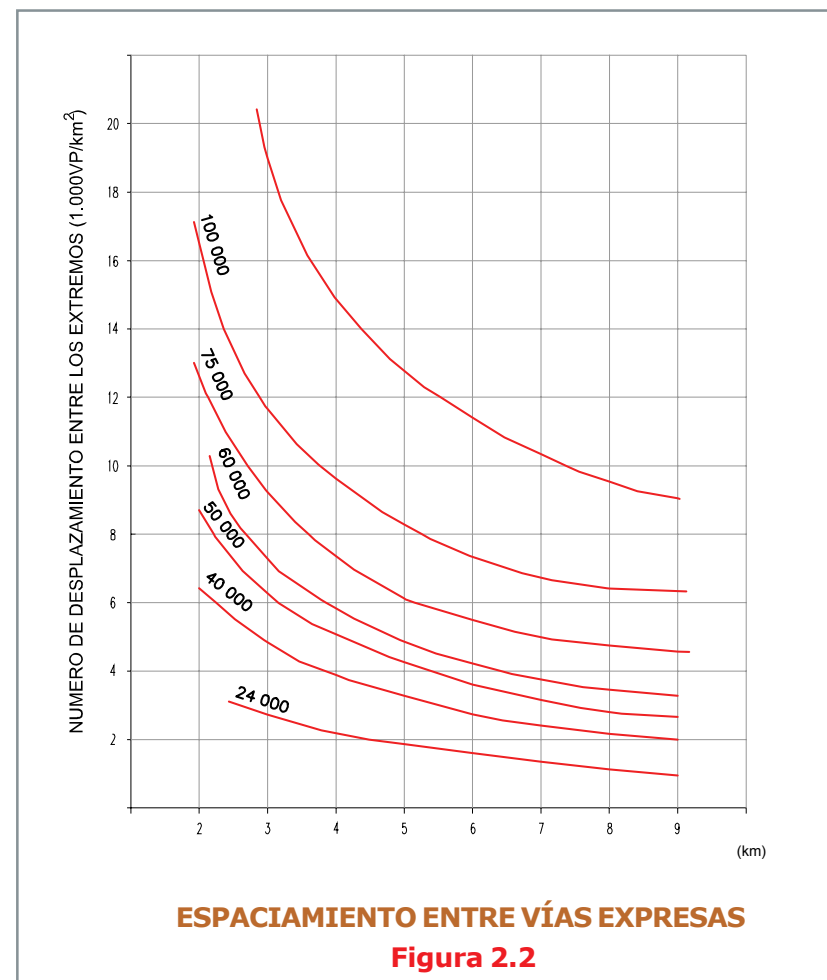
- **Función**

Las vías arteriales permiten el tránsito vehicular, con media o alta fluidez, baja accesibilidad y relativa integración con el uso del suelo colindante. Estas vías deben ser integradas dentro del sistema de vías expresas y permitir una buena distribución y repartición del tráfico a las vías colectoras y locales. El estacionamiento y descarga de mercancías está prohibido.

El término Vía Arterial no equivale al de Avenida, sin embargo muchas vías arteriales han recibido genéricamente la denominación de tales.

- **Características del Flujo**

En estas vías deben evitarse interrupciones en el flujo de tráfico. En las intersecciones donde los semáforos están cercanos, deberán ser sincronizados para minimizar las interferencias al flujo directo.



Los peatones deben cruzar solamente en las intersecciones o en cruces semaforizados especialmente diseñados para el paso de peatones.

Los paraderos del transporte público deberán estar diseñados para minimizar las interferencias con el movimiento del tránsito directo.

En las intersecciones pueden diseñarse carriles adicionales para volteos con el fin de aumentar su capacidad.

Se recomienda que estas vías cuenten con pistas de servicio laterales para el acceso a las propiedades.

- Tipos de Vehículo**

Las vías arteriales son usadas por todo los tipos de tránsito vehicular. Se admite un porcentaje reducido de vehículos pesados y para el transporte colectivo de pasajeros se permite el servicio con un tratamiento especial en vías exclusivas o carriles segregados y con paraderos e intercambios debidamente diseñados¹.

- Conexiones**

Las vías arteriales se conectan a vías expresas, a otras vías arteriales y a vías colectoras, no siendo conveniente que se encuentren conectadas a vías locales residenciales.

- Espaciamiento**

De una manera general, las vías arteriales en la fase de planeamiento, deberán estar separadas a 2.0 Km una de otra. Sin embargo, una primera aproximación de espaciamiento deseable entre vías arteriales, puede ser calculado a través de la siguiente fórmula, que representa una adaptación de la fórmula de NORTON SCHNEIDER, ya mostrada para vías expresas, usándolas ahora, para el caso de vías arteriales:

$$Ea = \frac{2 (L + Ec) V}{DL^2 - 2V} \quad (2.2)$$

donde:

- Ea = Espaciamiento en Km, entre vías arteriales;
- Ec = Espaciamiento medio en Km., entre vías colectoras;
- L = Extensión media en Km., de los desplazamientos en el Área del Estudio;
- D = Densidad de desplazamiento entre los extremos (en vehículos/km²)
- V = Volumen diario medio en la vía arterial (VDM medido para ambos sentidos)

De igual manera, que en el caso de las vías expresas, se puede obtener el gráfico de la **Figura 2.3**, a partir de la relación entre el espaciamiento entre vías arteriales y la densidad del desplazamiento entre los extremos, en función de la capacidad de la vía arterial, adoptándose un valor de 3,50 Km., para la extensión media de los desplazamientos entre los extremos y siendo 0,50 km., el espaciamiento medio entre las vías colectoras.

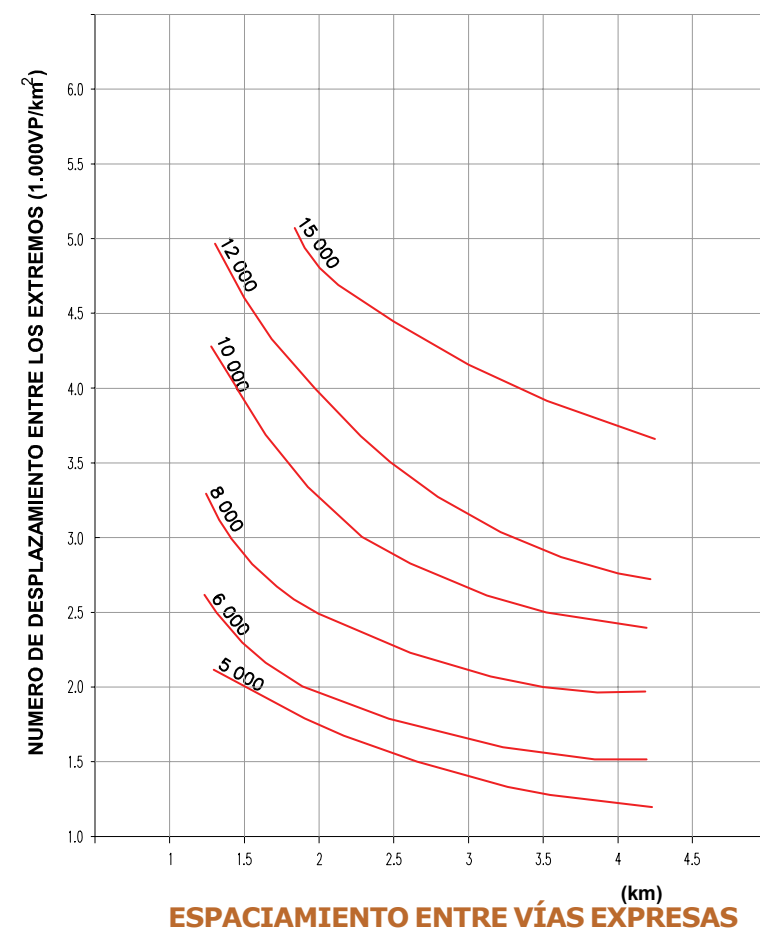


Figura 2.3

Vías Colectoras

- Función**

Las vías colectoras sirven para llevar el tránsito de las vías locales a las arteriales y en algunos casos a las vías expresas cuando no es posible hacerlo por intermedio de las vías arteriales. Dan servicio tanto al tránsito de paso, como hacia las propiedades adyacentes.

(1) NORTON SCHNEIDER, "A direct approach to traffic assignment " Highway Research Record Nº 6 , Highway Research Board, Washington - USA, May/63/Peru-Jersey- Transportation Study Volume III - May/65.

Pueden ser colectoras distritales o interdistritales, correspondiendo esta clasificación a las Autoridades Municipales, de la cual se derivan, entre otros, parámetros para establecer la competencia de dichas autoridades.

Este tipo de vías, han recibido muchas veces el nombre genérico de Jirón, Vía Parque, e inclusive Avenida.

• Características de Flujo

El flujo de tránsito es interrumpido frecuentemente por intersecciones semaforizadas, cuando empalman con vías arteriales y, con controles simples, con señalización horizontal y vertical, cuando empalman con vías locales.

El estacionamiento de vehículos se realiza en estas vías en áreas adyacentes, especialmente destinadas para este objeto.

Reciben soluciones especiales para los cruces peatonales, donde existían volúmenes de vehículos y/o peatones de magnitud apreciable.

• Tipos de Vehículos

Las vías colectoras son usadas por todo tipo de tránsito vehicular. En las áreas comerciales e industriales se presentan porcentajes elevados de camiones. Para el sistema de buses se podrá diseñar paraderos especiales y/o carriles adicionales para volteo.

• Conexiones

Las vías colectoras se conectan con las arterias y con las locales, siendo su proporción siempre mayor con las vías locales que con las vías arteriales.

• Espaciamiento

De una manera general, las vías colectoras deberán estar separadas a 800 metros una de otra, en la fase de planeamiento.

2.2.4 Vías Locales

Son aquellas cuya función principal es proveer acceso a los predios o lotes, debiendo llevar únicamente su tránsito propio, generado tanto de ingreso como de salida.

Por ellas transitan vehículos livianos, ocasionalmente semipesados; se permite estacionamiento vehicular y existe tránsito peatonal irrestricto. Las vías locales se conectan entre ellas y con las vías colectoras.

Este tipo de vías han recibido el nombre genérico de calles y pasajes. A efectos de restringir el tránsito de paso en estas vías se puede utilizar soluciones que permitan solamente la accesibilidad a las edificaciones, tales como: 1) cul - de - sac; 2) en rama y 3) combinado. La primera solución es utilizada en vías sin salida con plaza de retorno al final. La segunda es derivada de la anterior y no necesita de plaza de retorno. La última, es el resultado mixto de las anteriores. Ver figura 2.4

CARACTERÍSTICAS DE FLUJO

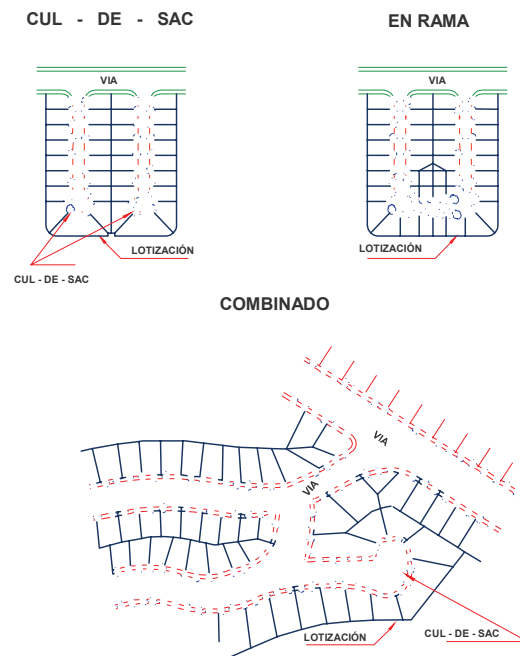


Figura 2.4

2.2.5 Vías de Diseño Especial

Son todas aquellas cuyas características no se ajustan a la clasificación establecida anteriormente. Se puede mencionar, sin carácter restrictivo los siguientes tipos:

- Vías peatonales de acceso a frentes de lote
- Pasajes peatonales
- Malecones
- Paseos
- Vías que forman parte de parques, plazas o plazuelas
- Vías en túnel que no se adecuan a la clasificación principal

2.3 FACILIDADES PARA SERVICIOS UTILITARIOS

En la gran mayoría de las ciudades, una parte considerable del suelo urbano - del orden de 20 por 100 - está dedicada al sistema vial, que además de servir al transporte, estructura el espacio urbano.

Los servicios utilitarios de agua, desagüe, teléfono, luz y otros también necesitan de la vía urbana para permitir su distribución, estando el dimensionamiento de la infraestructura de servicios directamente relacionado al índice de concentración de las viviendas e inmuebles.

Los mayores problemas de demanda de estos servicios utilitarios se presentan en zonas industriales, y en zonas comerciales de los principales centros urbanos, donde también en estos puntos, están los principales problemas de accesibilidad y fluidez para el sistema de transporte. Es justamente en estas zonas, donde el sistema vial tiene que saber dividir la utilización de su espacio armónicamente con todos los servicios que son vitales para la comunidad.

De esa manera, es necesario reservar espacio para la infraestructura de servicios respetando las normas específicas para ubicación de cada elemento que tenga vigente cada empresa prestadora de servicios utilitarios.

Se recomienda que la infraestructura mencionada se emplace en las zonas de veredas y bermas centrales y laterales, las que se dimensionaran para cumplir dicha función.

3

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



Capítulo 3

Elementos de la Vialidad Urbana

3 ELEMENTOS DE LA VIALIDAD URBANA

3.1. OBJETIVO

El presente capítulo pretende precisar los términos o expresiones usadas como elementos en la especialidad de Diseño Vial Urbano, para evitar ambigüedades y facilitar la comprensión dentro de esta norma específica.

Para la mayor parte de los elementos el capítulo aporta sólo definiciones, mientras que en los casos en los que se juzgó conveniente se incluye también información para el diseño geométrico correspondiente.

3.2 CLASIFICACION BASICA

En función de la frecuencia de uso, los términos o expresiones técnicas para el diseño de vías Urbanas, fueron clasificados según los siguientes aspectos:

- 3.2.1 De la Vía
- 3.2.2 Del Vehículo
- 3.2.3 Del Usuario
- 3.2.4 De los Dispositivos de Seguridad
- 3.2.5 Del Transporte
- 3.2.6 De la Operación
- 3.2.7 De la Ingeniería de Tráfico.

3.2.1 De la Vía

3.2.1.01. Acera o Vereda

Parte de la vía urbana, destinada para el uso exclusivo de los peatones o transeúntes, y con una elevación diseñada apropiadamente contando con accesos para impedidos físicos debidamente ubicados.

3.2.1.02. Accesos

Son áreas de la vía que sirven para atender el flujo vehicular o peatonal a un local ó área. Se refieren también a las facilidades de ingreso y salida para servir determinadas zonas o locales.

3.2.1.03. Adherencia

Fuerza de fricción generada entre la superficie de las llantas y la superficie del pavimento, generando un desgaste o deterioro en ambos casos, propios del uso y el tiempo.

Para fines de diseño se diferencian las fuerzas de fricción longitudinal, usadas en el cálculo de las distancias de visibilidad de parada, y las fuerzas de fricción transversal, empleadas en la determinación de los radios mínimos y peraltes de curvas horizontales.

3.2.1.04. Alameda

Calle amplia donde prima la arborización y el paso peatonal contando generalmente con bancas para el descanso de los peatones.

3.2.1.05. Alineamiento

Es la proyección horizontal o vertical del eje de una vía o calzada, constituida por tramos rectos y/o curvos.

3.2.1.06. Andén

Acera o vereda que en las estaciones de ferrocarril, buses, u otros equivalentes existe a lo largo de la vía para comodidad de los viajeros y para facilitar las operaciones de carga y descarga de equipajes y mercancías.

3.2.1.07. Angulo de Intersección

Angulo formado por los ejes de dos vías o calzadas que se cortan o cruzan entre sí.

3.2.1.08. Antideslizante

Es el elemento o material utilizado en la vía, para aumentar la adherencia de los neumáticos sobre el pavimento, evitando así un mayor derrape por fuerza centrífuga o inercia estática o en movimiento.

3.2.1.09. Aproximación

Parte de la vía utilizada por el tránsito vehicular que se aproxima a una intersección o a la finalización de una vía.

3.2.1.10. Autódromo

Conjunto de instalaciones destinado específicamente a competencias automovilísticas, que por lo general se encuentra dentro de una edificación cerrada

3.2.1.11. Avenida

Calle ancha generalmente de doble sentido con calzadas separadas por una berma central. Diversas vías del tipo arterial y colectoras han recibido la calificación de avenida.

3.2.1.12. Bahía

Ensanchamiento de la calzada para ser utilizado por los vehículos para el embarque, desembarque y/o almacenaje, antes de continuar la marcha o el volteo.

3.2.1.13. Bache

Hoyo o erosión producido en la superficie de rodadura, producto del desgaste o daño ocasionado por agentes de sobrecarga, agua acumulada, etc.

3.2.1.14 Badén

Es la depresión de una vía pública, destinada a cruzar un curso de agua, generalmente diseñada con material rígido (cemento o piedra).

3.2.1.15 Barrera Medianera

Elemento que se utiliza para segregar los flujos de los peatones, desincentivando así los cruces de éstos en lugares indebidos.

3.2.1.16 Berma Central

Es el separador físico existente en las vías, para el caso específico de flujos en sentidos opuestos.

3.2.1.17 Berma Lateral

Parte de la vía, adyacente a la pista de circulación, que permite eventualmente el tránsito o el estacionamiento de vehículos.

3.2.1.18 Bifurcación

Es la división de una vía en dos trazos, que permite que uno de ellos se aleje de la dirección principal.

3.2.1.19 Bombeo

Es la pendiente o inclinación transversal en tramos rectos de una vía, para facilitar el escurrimiento de las aguas superficiales, evitando la acumulación de agua en el pavimento.

3.2.1.20 Borde

Línea delimitadora resultante de la composición de superficies correspondientes

3.2.1.21 Calle

En el sentido más genérico es una vía pública en la zona urbana, con ingreso y salida, destinada al tránsito de peatones y/o vehículos.

3.2.1.22 Calle Ciega

Es aquella que no tiene continuidad (sin salida), con acceso por un solo extremo, carece de espacio para el fácil retorno de los vehículos.

3.2.1.23 Callejón

Calle angosta, y generalmente pequeña, con ingreso y salida por un solo extremo.

3.2.1.24 Calzada

Es la parte de la sección de la vía, destinada a la circulación exclusiva de vehículos. También se le conoce como superficie de rodadura o pista.

3.2.1.25 Canalización

Metodología considerada en el Diseño Vial Urbano, destinada a proporcionar una separación de los movimientos de tráfico dispersos y encausarlos en trayectorias de circulación definida, a través del uso de sardineles, islas, marcas en el pavimento, señales y otros dispositivos de carácter temporal o definitivo.

3.2.1.26 Carretera

Se refiere generalmente a las vías interurbanas, pavimentadas o no, cuyo terreno ha sido preparado para el transporte vehicular, generalmente cuenta con berma lateral, normalmente con señalización y control policial.

3.2.1.27 Carril de Tránsito

Es la banda longitudinal destinada a un solo vehículo, con sus respectivas dimensiones.

3.2.1.28 Carril de la Derecha

Es la parte lateral derecha de una vía, con sentido de tránsito igual al resto del flujo de la calzada, que se utiliza principalmente para acceso o salida de la vía.

3.2.1.29 Carril de la Izquierda

Es la parte lateral izquierda de una vía de dos sentidos, utilizada normalmente para el tránsito de dirección opuesta o para la maniobra de adelantar a otro.

3.2.1.30 Carriles (Pistas) de Cambio de Velocidad

Cuando un conductor va a hacer un giro en una intersección, debe modificar su velocidad. Si se propone pasar de una vía a un ramal de giro, deberá disminuirla para adecuarla a las inferiores condiciones geométricas de este último, y si pretende acceder a una de las vías, proveniente de un ramal de giro, puede ser preferible aumentarla para hacerla compatible con las condiciones de flujo de aquélla.

Para que estas operaciones, inherentes a toda intersección, se desarrollen con un mínimo de perturbaciones, se pueden diseñar pistas de cambio de velocidad. Estas son pistas auxiliares, sensiblemente paralelas a las vías desde las cuales se pretende salir, o a las cuales se pretende entrar, y que permiten acomodar la velocidad según las conveniencias expuestas.

Según sus funciones, éstas reciben el nombre de carriles o pistas de aceleración o pistas de de(sa)celeración.

3.2.1.31 Camino

Vía ubicada en la zona rural, empleada indistintamente para el tránsito de peatones, animales y/o vehículos.

3.2.1.32 Clasificación Funcional de las Vías

Es el proceso de agrupar las vías en sistemas, grupos y clases, de acuerdo con el tipo de servicio que las mismas proporcionan. El principio básico en la formulación de estos agrupamientos se fundamenta en las especificaciones y jerarquización de los canales de circulación, garantizando la máxima seguridad, eficiencia y economía del sistema.

3.2.1.33 Clotoide

El paso de una alineación recta a otra con curvatura, o desde una curva a otra con distinto radio de curvatura, supone una maniobra del conductor consistente en un giro del volante. Esta maniobra no es instantánea, pero aunque lo fuera sería difícil que lo ejecutara exactamente en el punto donde se produce el cambio de curvatura y en todo caso ello ocasionaría un movimiento brusco, impropio de una buena conducción.

En realidad, cuando se tienen dos alineaciones consecutivas con distinto radio de curvatura, la trayectoria de un vehículo normalmente conducido es una curva del tipo espiral, producto de una variación progresiva del ángulo de las ruedas delanteras del vehículo y por lo tanto del radio de curvatura a lo largo de dicha trayectoria.

La clotoide es una de tales espirales, que tiene la característica de variar su curvatura desde $R = \infty$, en su origen (desarrollo $L = 0$), hasta $R = 0$ cuando $L = \infty$, con la particularidad de que dicha variación se produce en forma inversamente proporcional a dicho desarrollo.

La ecuación paramétrica de la clotoide es $R \times L = A^2$, donde A (m) es un valor constante para cada clotoide, llamado parámetro de las mismas, R es el radio de curvatura en un punto y L es el desarrollo, desde el origen al punto de radio R .

3.2.1.34 Corrugación

Es la deformación ondulada que se presenta en la superficie de rodadura, generalmente en forma transversal al sentido del tránsito.

3.2.1.35 Cruce a Desnivel o Paso a Desnivel

Es el paso de una vía por encima o por debajo de otra, sin interconexión.

3.2.1.36 Cota Máxima

En una curva vertical convexa, es el punto de tangencia con el plano de referencia. En el diseño geométrico, es aquel punto que tiene la mayor altitud con relación a la horizontal.

3.2.1.37 Cota Mínima

En una curva vertical cóncava, es el punto de tangencia con el plano de referencia. En el diseño geométrico, es punto que tiene la menor altitud con relación a la horizontal.

3.2.1.38 Cul-de-Sac

Es una calle sin continuidad, pero que cuenta con una plaza de volteo, a veces circular, para permitir a los vehículos la maniobra de retorno.

3.2.1.39 Cuneta

Zanja que se construye al costado de las vías, que es utilizada para canalizar y evacuar las aguas de lluvias.

3.2.1.40 Curva Compuesta o Curva Policéntrica

Es la curva constituida por dos o más arcos de radios distintos en la misma dirección, con tangentes comunes y/o curvas de transición adecuadas entre ellas.

3.2.1.41 Curva de Nivel

Es la línea definida por puntos del terreno de igual cota o igual altitud.

3.2.1.42 Curva en "S"

Es la línea compuesta por dos arcos, curva y contra curva, de radios iguales o diferentes, cuyas curvaturas tienen tangente común o curvas de transición entre ellas.

3.2.1.43 Curva Horizontal

Es la alineación de la proyección de una línea curvilínea cualquiera en un plano horizontal, ésta indica el cambio de dirección del eje longitudinal de la vía.

3.2.1.44 Curva de Transición

Es la curva cuyo radio varía gradualmente, para facilitar el cambio de dirección.

3.2.1.45 Curva Vertical

Es la alineación de la proyección de una línea curva cualquiera en el plano vertical. Esta indica el cambio de inclinación o pendiente del eje longitudinal de la vía.

3.2.1.46 Declividad o Pendiente

Es el cambio en el sentido vertical del perfil longitudinal de una vía; se entiende también como incremento o decremento de la altura en la vía, expresado generalmente en porcentaje.

3.2.1.47 Depresión u Hondonada

Es el área o parte de un terreno, cuyo nivel es inferior al nivel medio de la superficie que la rodea. Es una expresión topográfica.

3.2.1.48 Derecho de Vía

Es el área del terreno destinada al tránsito por el Estado y la Entidad competente, para implantar y mantener las vías y su equipamiento.

Llamada también Faja de ancho variable, dentro de la cual se encuentra comprendida la vía y todos sus obras complementarias, cuya propiedad del terreno ha sido reservada por el Estado, de lo contrario será adquirida por expropiación o por negociación con los propietarios.

3.2.1.49 Deslizante

Es la condición de la superficie de circulación de la vía, en la cual por no haber suficiente adherencia, ocurre resbalamiento y derrape de los vehículos.

3.2.1.50 Desvío

Es la sustitución temporal de una vía por uno o más tramos auxiliares fuera de la vía principal.

3.2.1.51 Distancia de Visibilidad para Adelantar

Es la distancia mínima de visibilidad, en vías de tránsito de doble sentido, que debe estar libre y disponible para que el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro, de forma segura y confortable; sin interferir con un vehículo que circule en sentido contrario, a la velocidad directriz, en el caso que éste se torne visible, después de haber iniciado la maniobra de adelanto.

3.2.1.52 Distribuidor en Trompeta

Interconexión de dos vías, en proyección horizontal. Uno de los brazos tiene la forma de una cuarta de círculo y el otro forma espiral.

3.2.1.53 Distancia de Entrelazamiento o entrecruzamiento

Es la longitud del tramo, donde ocurren movimientos de enlace de otras vías con la vía principal.

3.2.1.54 Ensanchamiento o Adelgazamiento de la Vía

Es la variación en la sección transversal o ancho de una pista, para permitir la aceleración o la desaceleración de los vehículos.

3.2.1.55 Ferrovía o Vía Ferroviaria

Es la vía del sistema de transporte, como el tranvía o el tren urbano, cuyos vehículos circulan enlazados y sobre rieles, en carriles exclusivos. Está constituida por la vía férrea y otras instalaciones fijas como material rodante, equipo de tráfico y todo lo necesario para una conducción segura y eficiente de los pasajeros y la carga.

3.2.1.56 Gálibo o distancia libre vertical

Es la distancia medida desde cualquier punto de la superficie de la calzada hasta un obstáculo superior.

3.2.1.57 Grado o Angulo de Curvatura

Es el ángulo central de un arco de círculo.

3.2.1.58 Hoja de Trébol

Es el ramal del trébol, en un intercambio vial, que permite las conexiones entre vías que se cruzan.

3.2.1.59 Huellas

Son las marcas producidas por las ruedas de los vehículos sobre la superficie del pavimento.

3.2.1.60 Intercambio Vial

Es un sistema de conexiones entre vías públicas, por medio de una obra de arte, con uno o más pasos en diferentes niveles, permitiendo además la circulación de vehículos entre dos o más vías, sin perjuicio de las corrientes de tránsito directo.

3.2.1.61 Intersección

Es el lugar donde dos o más vías se cruzan al mismo nivel, donde están localizados los dispositivos que permiten los diversos movimientos de circulación. Puede ser en forma de "X", en ángulo agudo, ángulo recto, y en "Y" o "T".

3.2.1.62 Intersección Múltiple, Interconexión Rotatoria, Óvalo, Plaza Circular o Glorieta

Es la plaza circular donde convergen varias vías y el tránsito vehicular se mueve en sentido antihorario.

3.2.1.63 Intersección Oblicua

Es la intersección donde el eje de una de las vías es oblicuo con el de la otra.

3.2.1.64 Islas

Se definen así a los bordes de canalización de tráfico, formados y delimitados por sardineles, que sirven para guiar el movimiento de los vehículos o de refugio para los peatones.

Las islas pueden también ser creadas mediante la colocación de barreras para proteger al peatón.

3.2.1.65 Lomada

Es el trecho de una vía donde su perfil longitudinal es una sucesión de curvas convexas y cóncavas alternadas, con o sin trechos planos intercalados; ésta se caracteriza por la pequeña distancia de visibilidad que existe debido a su conformación topográfica.

3.2.1.66 Longitud de Transición

A efectos de pasar de la sección transversal con bombeo correspondiente a los tramos en tangente, a la sección de los tramos en curva, provistos ocasionalmente de peralte y sobre ancho, es necesario intercalar una longitud en la que se realice el cambio gradual, a la que se le conoce con el nombre de longitud de transición.

3.2.1.67 Muros de Contención

Obra de arte, diseñada y construida, para contener el empuje de los suelos e impedir los deslizamientos.

3.2.1.68 Nivel o A Nivel

Es el tramo de la vía pública, cuyo eje tiene perfil longitudinal con pendiente nula.

3.2.1.69 Obras de Arte

Puentes, alcantarillas, muros, islas, túneles, etc. excluyendo las obras de tierras.

3.2.1.70 Ovalo o Rotonda

Es la intersección de dos vías, cuyo conjunto asume la forma de óvalo o rotonda en proyección horizontal.

3.2.1.71 Parada de Emergencia

Es el ensanche de la pista o calzada, que permite el estacionamiento de un vehículo para atender alguna contingencia.

3.2.1.72 Paradero

Es el área adyacente a la pista o calzada, destinada al embarque y desembarque de pasajeros.

3.2.1.73 Pasaje

Es una vía estrecha y corta para uso peatonal, que une dos o más vías.

3.2.1.74 Paseo

Es cualquier vía, plaza o área, donde se permite la circulación de peatones, animales y/o vehículos, sólo a bajas velocidades.

3.2.1.75 Paso a Nivel

Es el área común del cruce al mismo nivel de una vía pública con una vía de ferrocarril o cualquier otro tipo de vía.

3.2.1.76 Paso Inferior

Es el cruce de una vía por debajo de una vía de ferrocarril o de cualquier otro tipo de vía.

3.2.1.77 Paso Superior

Es el cruce de una vía por encima de una vía de ferrocarril o de cualquier otro tipo de vía.

3.2.1.78 Paso en Carril Central

Es una pista auxiliar, en el área de un separador central, generalmente pavimentado, que se emplea como vía de enlace de una pista a otra con carácter eventual o permanente.

3.2.1.79 Pavimento

Es la superficie de rodadura formada por capas compactadas de materiales especificados en el diseño, construida sobre la base de la vía.

3.2.1.80 Pavimento Flexible

Es aquel producto resultante de emplear materiales que se adaptan a las deformaciones de la base.

3.2.1.81 Pavimento Rígido

Es aquel cuyos materiales empleados en la superficie de rodadura conforman una estructura rígida.

3.2.1.82 Perfil

Es la representación en escala sobre un plano vertical, del eje longitudinal y/o de los demás elementos componentes de una vía. Es el desarrollo vertical del eje de una obra, con relación a un plano de referencia.

3.2.1.83 Pendiente

Es el tramo de una vía inclinada, comprendido entre dos cotas verticales, consecutivas y cuya desarrollo es constante.

3.2.1.84 Peralte

Es la inclinación dada a la sección transversal de una vía, en los trechos de las curvas horizontales para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga que actúa en un vehículo en movimiento.

3.2.1.85 Pilar

Es el apoyo intermedio de un puente o viaducto, paso peatonal, pasarela o cualquier otra construcción que permite soportar las cargas de la estructura y conducir las a la base del suelo.

3.2.1.86 Pista

Expresión equivalente a calzada, para efectos del presente manual, Es la parte de una Vía Pública proyectada o por lo menos planeada, que es aprovechada para el uso de vehículos.

3.2.1.87 Pié de talud

Es el lugar geométrico definido por la intersección de una superficie de talud de una vía con el plano del terreno natural.

3.2.1.88 Plano

Es una proyección horizontal de un levantamiento topográfico, de un proyecto o de una edificación o construcción.

3.2.1.89 Plano Acotado

Es el que sirve para establecer las dimensiones planimétricas; también, se anotan las alturas o cotas de puntos de la superficie de un terreno o vía, donde por lo general, se toma como referencia el nivel del mar o cota + 0,00.

3.2.1.90 Plano Topográfico

Representación gráfica en un plano, de los detalles y curvas de nivel, de una limitada extensión de terreno.

3.2.1.91 Plataforma

En una vía, es la superficie de suelo natural o ejecutada con material de préstamo o relleno, comprendiendo toda la sección de la vía, el (los) ancho (s) de la (s) pista(s) de rodadura, angostamiento, berma central y separador (es) lateral(es).

3.2.1.92 Plaza

Es un lugar para actividades cívicas y/o la recreación pasiva, dentro de una zona urbana pública, cuya forma puede ser circular, cuadrada o rectangular, y comúnmente delimitada por edificios o vías.

3.2.1.93 Puente Ascensor

Es un puente levadizo, cuyo movimiento consiste en una traslación vertical uniforme de su estructura o de una parte de ella.

3.2.1.94 Puente Ferrocarril

Es el destinado exclusivamente para uso ferroviario.

3.2.1.95 Puente Giratorio

Es un puente móvil, mediante la rotación de su estructura alrededor de un eje vertical fijo.

3.2.1.96 Puente Levadizo o Basculante

Es un puente cuyo movimiento consiste en desplazarse alrededor de un eje horizontal, partiendo de su posición de reposo, en elevación parcial o total de su estructura.

3.2.1.97 Puente Vehicular

Es el puente destinado exclusivamente para el uso de vehículos automotores.

3.2.1.98 Punto de Acceso

Es el lugar por donde se permite el acceso a una vía.

3.2.1.99 Pendiente de Acceso

Es el tramo de una vía, destinado a conectar esta vía con otra, pero en diferentes niveles.

3.2.1.100 Radio de Curva

Es el radio del círculo que se superpone a la curva del trazado de una vía. En el caso de una curva circular simple, viene a ser el propio radio del círculo.

3.2.1.101 Ramal

Vía secundaria que parte de una vía existente.

3.2.1.102 Rampa

Ramal de intercambio con fuerte pendiente, destinado a empalmar una vía con otra, pero a niveles diferentes.

3.2.1.103 Romboide

Corresponde a las particularidades del trazo de carriles de una vía, los que adoptan una figura de forma romboidal en la proyección horizontal, para obviar un obstáculo.

3.2.1.104 Rugosidad

Es la secuencia de pequeñas ondulaciones o irregularidades del pavimento.

3.2.1.105 Salida

Es una pista que partiendo de un tramo de la vía principal, permite que los vehículos se aparten de ella para acceder a otra vía.

3.2.1.106 Sección a Media Ladera

Es la sección transversal de una vía, que se desarrolla parte en corte y parte en terraplén.

3.2.1.107 Sección Transversal

Es el perfil de terreno ortogonal al eje de la vía.

3.2.1.108 Sección de Entrecruzamiento

Es el trecho de pista donde 2 vías se entrelazan con un único sentido de tránsito.

3.2.1.109 Separador o Berma

Es una franja o dispositivo, localizada longitudinalmente entre dos calzadas para separar el mismo sentido o sentido opuestos y es proyectado para impedir el paso de una calzada a otra.

3.2.1.110 Sobreancho

Es la variación de la dimensión transversal de una pista, para dar mayor comodidad a los vehículos que ingresan a una curva.

3.2.1.111 Solera o sardinel

Banda o cinta que delimita la superficie de la calzada con la vereda, con un andén o cualquier otra superficie de uso diferente

3.2.1.112 Tablero de un Puente

Es la superestructura de puentes o viaductos, que soporta directamente las cargas de los vehículos en circulación.

3.2.1.113 Talud

Es la superficie definida por el área de acabado de un corte o terraplén, formando un ángulo con el plano vertical. Es medido por la tangente de este ángulo.

3.2.1.114 Tangente

Es el tramo recto de las vías públicas, en proyección planimétrica y sin curvas horizontales.

3.2.1.115 Topografía

Es la representación en planos o mapas sinópticos de la superficie terrestre, mediante curvas de nivel, con sus accidentes o relieves.

3.2.1.116 Tramo

Elemento de la red vial, que conecta dos puntos determinados.

3.2.1.117 Trébol

Es la intersección de las vías, con cuatro ramales u hojas internas, para permitir el giro a la izquierda pero a desnivel; y, cuatro ramales externos para el giro libre a la derecha, sin interrupción del tránsito.

3.2.1.118 Trébol Incompleto

Es la interconexión donde no existe por lo menos una hoja o ramal, sea en la parte interior o en el lado externo.

3.2.1.119 Túnel

Es la obra de arte usada para atravesar un gran macizo rocoso o terroso, con una sección apropiada para el uso determinado.

3.2.1.120 Velocidad de Diseño

Es la velocidad adoptada en el proyecto de una vía, correlacionado con sus factores de proyecto geométrico tales como curvas verticales y distancia de visibilidad, de la cual depende la circulación segura de los vehículos. Algunos diseñadores prefieren denominarla velocidad de proyecto o velocidad básica de proyecto. Es también definida como la velocidad continua más elevada, en la cual los vehículos individualmente puedan transitar con seguridad en la vía, la densidad del tráfico es baja y los factores de proyecto son aquellos que determinan las condiciones de seguridad.

3.2.1.121 Vértices de Poligonal

La malla que resulta de la unión de los vértices consecutivos de la poligonal es un sistema cómodo de transporte de coordenadas y permite representar en sus tres dimensiones los elementos del espacio real.

3.2.1.122 Vértice para Replanteo

Puntos topográficos que resultan de definir el replanteo de la poligonal existente.

3.2.1.123 Vía

Es la faja de terreno convenientemente preparada para el tránsito de cualquier naturaleza. Puede ser resultante de un corte, terraplén, sección mixta, sobre o dentro de una obra de arte (puente o viaducto, túnel). Se incluyen en esta definición las carreteras, vías expresas, vías parques, avenidas, calles públicas y particulares.

3.2.1.124 Vía Regional

Es aquella que forma parte del Sistema Nacional de Carreteras, que cruza el Área Metropolitana, Lima-Callao por ejemplo, y la vincula con el resto del país.

3.2.1.125 Vía Sub-Regional

Es aquella que integra a la Metrópoli con distintas sub-regiones del país, no recibe grandes flujos vehiculares y tiene menor longitud que la vía regional.

3.2.1.126 Vía Expresa y Semi-Expresa

Se denomina vía expresa a aquella que soporta grandes volúmenes de vehículos con circulación de alta velocidad, en condiciones de flujo libre. Une zonas de importante generación de tránsito, así como extensas zonas de vivienda, concentraciones comerciales e industriales.

3.2.1.127 Vía Arterial

Es aquella que lleva apreciables volúmenes de todo tipo de vehículos, a velocidad media de circulación, entre áreas principales de generación de tránsito y tienen el carácter de ejes dentro de la red vial de la ciudad.

3.2.1.128 Vía Colectora

Son aquellas que tienen por función llevar el tránsito de las Vías Locales a las Vías Arteriales y en algunos casos a las Vías Expresas cuando no es posible hacerlo por intermedio de las Vías Arteriales. Prestan además servicio a las propiedades adyacentes.

3.2.1.129 Vía Local

Es aquella cuya función principal es llevar el tránsito desde las calles locales hasta las vías de mayor categoría del sistema primario (vías arteriales o expresas) sirviendo también al tránsito de peso.

3.2.1.130 Vía Auxiliar Lateral

Es la vía auxiliar a una vía principal, generalmente adyacente y paralela, que permite el acceso a las propiedades aledañas, limitando el acceso a la vía principal.

3.2.1.131 Vía con Calzadas Separadas

Es una vía de doble sentido en la cual el tránsito de servicios opuestos tienen un separador físico. Esta tiene dos o más carriles por calzada.

3.2.1.132 Vía de Desviación de Circulación

Es la vía destinada a desviar el tráfico directo de una vía existente, al atravesar una zona determinada, contorneándola para retornar a la vía principal más adelante o para permitir continuar por otra vía.

3.2.1.133 Vía de Doble Sentido

Es la vía donde se permite el tránsito simultáneo en ambos sentidos.

3.2.1.134 Vía de un Solo Sentido

Es la vía donde se permite el tránsito en un sólo sentido.

3.2.1.135 Vía de Origen Espontáneo

Es aquella que surge de necesidades naturales de comunicación y transporte, en condiciones topográficas difíciles. Dichas vías son generalmente estrechas sinuosas y no se orientan en un sentido definido, pero tienen destino prefijado.

3.2.1.136 Vía de Calzada Única

Es aquella con una sola calzada, sin separador, pero que puede tener uno o ambos sentidos.

3.2.1.137 Vía Parque

Es una vía pública, urbana o no, para tránsito no comercial, con control de acceso parcial o total, generalmente localizada dentro o en las proximidades de un parque o área de recreación.

3.2.1.138 Vía Planificada

Es aquella que surge de un planeamiento y proyecto previos.

3.2.1.139 Vía Particular

Es toda vía implantada en propiedad particular y cuyo uso es limitado.

3.2.1.140 Vía Preferencial

Vía cuyo tránsito tiene prioridad de paso con relación al tránsito de otras vías transversales.

3.2.1.141 Vía Rápida o Autopista

Denominaciones alternativas de las vías expresas con control total de los accesos.

3.2.1.142 Vía con Prioridad Preferencial

Es una vía cuyo tránsito tiene prioridad de paso con relación al tránsito de otras vías.

3.2.1.143 Vía de peaje

Es aquella cuyo uso está subordinado al pago de una tarifa.

3.2.1.144 Vía Pública

Es toda vía de dominio público y de libre circulación.

3.2.1.145 Vía Radial

Es la que une las zonas exteriores al núcleo local.

3.2.1.146 Viaducto

Es la obra de arte usada para transponer un obstáculo cualquiera, que no sea un curso de agua, sirviendo para la circulación vial.

3.2.1.147 Vía en Ladera

Es una vía construida en un terreno con pendiente acentuada.

3.2.1.148 Vía Auxiliar o Marginal

Es la vía pública, contigua y generalmente paralela a una Vía Expresa o de tránsito directo, que sirve para coleccionar, interceptar y distribuir el tránsito, que desea atravesar, entrar o dejar la vía principal, pudiendo también permitir el acceso a las propiedades, que de otro modo quedarían aisladas, en función del control de los accesos.

3.2.2 Del Vehículo**3.2.2.01. Bicicleta**

Vehículo de propulsión humana, dotado con dos ruedas, cuyo conductor la dirige en posición sentado. Ver capítulo de vehículo de diseño.

3.2.2.02. Camioneta

Vehículo automotor, tiene como mínimo 4 ruedas, destinado al transporte de personas y/o cargas, que se emplea para cargas menores; puede ser parcial o totalmente cerrada. Ver capítulo de vehículo de diseño.

3.2.2.03. Camión

Vehículo automotor, con un mínimo de 4 ruedas, destinado al transporte de cargas mayores. Ver capítulo de vehículo de diseño.

3.2.2.04. Distancia de Frenado

Es la distancia recorrida por un vehículo, desde el instante en que el motorista percibe la necesidad de parar, hasta el instante en que queda totalmente parado.

3.2.2.05. Distancia de Patinaje

Es la distancia recorrida por un vehículo, medida a partir del instante en que las ruedas dejan de girar, debido a la aplicación de los frenos.

3.2.2.06. Distancia de Parada

Es la distancia recorrida entre un punto en que el conductor acciona por primera vez el mecanismo de freno y el punto en que el vehículo queda con velocidad cero (parado).

3.2.2.07. Motocicleta

Vehículo automotor de 2 ruedas, dirigido por un conductor en posición sentado.

3.2.2.08. Ómnibus o Bus

Vehículo automotor, con mínimo 6 ruedas, para el transporte colectivo de pasajeros. Ver capítulo de vehículo de diseño.

3.2.2.09. Remolque

Vehículo de 2 o más ejes, que se mueve halado por otro vehículo. Ver capítulo de vehículo de diseño.

3.2.2.10. Semi-Remolque

Vehículo de uno o más ejes traseros, que se mueve articulado y apoyado con su unidad tractora. Ver capítulo de vehículo de diseño.

3.2.2.11. Tara

Es el peso de un vehículo, previsto con todo su equipamiento auxiliar, sin carga y en condiciones de viaje.

3.2.2.12. Taxi

Automóvil especialmente autorizado para el transporte colectivo público de uno o más pasajeros, disponiendo del conductor mediante la cobranza de una tarifa pre-acordada con el usuario.

3.2.2.13. Triciclo

Vehículo de tres ruedas que puede o no tener motor.

3.2.2.14. Vehículo

Es un artefacto que sirve para transportar personas o cargas, impulsado por su propio motor, tracción o fuerza humana.

3.2.2.15. Vehículo Automotor

Vehículo autopropulsado que sirve para el transporte de personas, cargas o para la tracción de otros vehículos.

3.2.2.16. Vehículo Autónomo

Que tiene capacidad máxima para realizar un recorrido sin interrupciones.

3.2.2.17. Vehículo Combinado

Conjunto de vehículos constituidos de la combinación de un vehículo tractor o de un vehículo remolcado.

3.2.2.18. Vehículo Eléctrico

Vehículo cuyo medio de propulsión es la energía eléctrica, alimentada por una fuente externa y/o interna, pudiendo o no circular sobre rieles.

3.2.2.19. Vehículo Especial

Vehículo construido y equipado especialmente para el transporte de personas y/o mercaderías, en condiciones especiales. Su circulación es eventual.

3.2.2.20. Vehículo de Pasajeros

Vehículo destinado al transporte de personas y del equipaje respectivo (pequeñas cargas). Se incluyen en esta categoría los carros deportivos y camionetas.

3.2.3 Del Usuario

3.2.3.01. Conductor

Es la persona que tiene a su cargo el movimiento y dirección de un vehículo cualquiera, inclusive sin motor, generalmente denominado chofer.

3.2.3.02. Cono Visual

Es la porción de espacio visible por el conductor en su ángulo de visión.

3.2.3.03. Contraste

Es uno de los requisitos fundamentales para tener una buena visión al dirigir. Permite una visión de los objetos lejanos, estando nítidamente ligados a las nociones de tamaño y textura.

3.2.3.04. Distancia de Reacción

Es la distancia recorrida por un vehículo, durante el tiempo de reacción, desde el instante de percepción, hasta el instante en que el conductor asume una actitud. (Frena o toma un desvío).

3.2.3.05. Fondo

Es todo lo que puede ser observado sin límite de campo de visión. Es la región sobre la cual es posible delinear un contorno.

3.2.3.06. Pasajero

Es toda persona que es transportada por un vehículo. No necesariamente se le denomina así a la tripulación.

3.2.3.07. Tiempo de Adaptación a la Luz

Es el tiempo necesario para que la retina perciba el cambio, al entrar a un área oscura o clara viniendo de un área clara u oscura respectivamente.

3.2.3.08. Tripulación

Es el conjunto de personas transportadas por un vehículo y que tienen a su cargo la conducción y/o mantenimiento del vehículo. También, la fiscalización, cobranza de pasaje o atención de pasajeros, carga y descarga o protección de mercaderías.

3.2.4 De los Dispositivos de Seguridad

3.2.4.01. Hito Reflectante

Es el dispositivo delineador de la vía, generalmente de madera, metal, concreto o plástico, provisto de material capaz de reflejar la luz de los faros de los vehículos, o con iluminación propia dispuesto en serie, a lo largo de la vía.

3.2.4.02. Barrera

Es un sistema de protección continua o modular, elaborado entre otros materiales, en concreto armado o acero, de forma resistente y dimensiones adecuadas para evitar que los vehículos sin control, ocasionen daños a personas o a propiedades o a otros vehículos.

3.2.4.03. Canalización

Es el ordenamiento del tránsito en trayectorias definidas, mediante el uso de dispositivos adecuados (demarcaciones, islas, obstáculos y otros)

3.2.4.04. Ciclo

Es la secuencia periódica completa que se aplica a un conjunto semafórico.

3.2.4.05. Conjunto Semafórico

Es el conjunto de semáforos que controlan las intersecciones de las vías.

3.2.4.06. Control Automático

Es el equipamiento que acciona las luces del semáforo automáticamente, sin interferencia manual. Puede ser dotado de un adaptador para control manual.

3.2.4.07. Control Manual

Es el equipo que acciona las luces del semáforo por comando manual.

3.2.4.08. Control del Tránsito en Accesos

Es la disposición por la cual los derechos de propiedad de uso y de acceso a los terrenos adyacentes de una vía, son controlados total o parcialmente, por la autoridad de tránsito para dar prioridad al tránsito directo.

3.2.4.09. Convergencia

Se denomina así a la unión de 2 o más flujos, que se mueven en el mismo sentido, en una misma corriente.

3.2.4.10. Delineador

Es el conjunto de elementos de señalización que delimitan una zona de la vía.

3.2.4.11. Demarcación

Es el proceso de comunicación visual en el tránsito, en el cual la autoridad se comunica con los usuarios, usando como medio de transmisión el propio pavimento, a través de marcas, símbolos o leyendas.

3.2.4.12. Demora

Es el tiempo consumido debido a las retenciones de tránsito provocadas por semáforos y otros obstáculos.

3.2.4.13. Detector

Es un dispositivo automático, sensible a la presencia de un vehículo, transmitiendo información a un controlador.

3.2.4.14. Derecho de Paso

Es el derecho a transitar a través de una parcela de terreno.

3.2.4.15. Dispositivos de Control del Tráfico

Son todos los elementos auxiliares usados para regular, advertir o indicar el uso de la vía.

3.2.4.16. Divergencia

Es la separación de una corriente de tránsito en dos o más flujos.

3.2.4.17. Elementos Agresivos

Son todos los componentes de construcción de acabados o señalización vial, que por su forma, composición o localización, pasan a tornarse en elementos peligrosos en caso de colisión, causando perjuicio a vehículos y ocupantes. Deberán ser sistemáticamente protegidos, minimizados o eliminados.

3.2.4.18. Elementos Luminosos

Conjunto de elementos que forman parte de los semáforos, constituido por reflector, luz y lente.

3.2.4.19. Equipo de Seguridad

Son los elementos de un sistema de protección destinados a controlar el paso de peatones, vehículos o ambos, en un área peligrosa para evitar los accidentes.

3.2.4.20. Guarda Vía

Es un sistema de protección permanente, de resistencia y dimensiones adecuadas, para evitar que los vehículos descontrolados provoquen accidentes.

3.2.4.21. Isla

Es el dispositivo permanente de seguridad y canalización, constituido por el área restringida entre carriles de tránsito, y destinado a controlar el movimiento de vehículos y ser el refugio de peatones.

3.2.4.22. Hito Reflectante

Es el dispositivo delineador de la vía, elaborado en madera, metal, concreto o plástico, provisto de material capaz de reflejar la luz de los faros de los vehículos con iluminación propia, dispuesto en serie, a lo largo y borde de la vía.

3.2.4.23. Línea Central

Es la línea que indica la división de la superficie pavimentada, separando las corrientes en sentidos opuestos. No está necesariamente en el centro geométrico de la sección horizontal del pavimento.

3.2.4.24. Línea de Carril

Es la línea delimitadora entre 2 carriles de tránsito, contiguas, en el mismo sentido.

3.2.4.25. Línea de Parada

Es la señalización horizontal, transversal al flujo de tránsito que mediante la indicación de signos, señala la parada de los vehículos en circulación.

3.2.4.26. Malla O Elemento De Seguridad Para Peatones

Es el dispositivo de seguridad para proteger y ordenar el movimiento de peatones.

3.2.4.27. Ordenamiento Del Tráfico

Son todas las medidas, excepto las de naturaleza estructural, que sirven para controlar y orientar la circulación de los vehículos.

3.2.4.28. Parapeto

Es la protección colocada a lo largo de las obras de arte, en el lado externo de la vereda y de la pista, con el fin de proteger a los transeúntes, ofreciendo resistencia a choques de vehículos.

3.2.4.29. Paso de Peatones

Es la zona transversal al eje de una vía, debidamente señalizada, destinada al paso de peatones, en donde la prioridad es el paso de los mismos, en relación con el de los vehículos.

3.2.4.30. Punto De Cambio

Es la zona límite de a sección normal de la vía y se inicia una nueva y diferente sección de vía.

3.2.4.31. Prioridad de Paso

Es el privilegio de uso de la vía pública, es preferencia.

3.2.4.32. Reglamento de Tránsito

Es el conjunto básico de disposiciones relativas al tránsito, e instituido para el uso de las vías públicas de cualquier naturaleza, para ser administrado por las autoridades de tránsito.

3.2.4.33. Sentido Contrario

Es la circulación en sentido opuesto y el cual es permitido por la Autoridad de Tránsito.

3.2.4.34. Vía Reservada

Es una vía reservada para el uso exclusivo de una clase determinada de tránsito.

3.2.5 Del Transporte

3.2.5.01. Carga

Es la suma de los pesos de las personas y/o mercaderías transportadas.

3.2.5.02. Centroide

Es el punto que representa la zona de tránsito, para fines de análisis en planeamiento de tránsito.

3.2.5.03. Corredor de Tránsito

Es la vía que une 2 polos urbanos, donde se permite sólo el tránsito segregado, estableciéndose claramente por la autoridad cada una de las secciones que será utilizada tanto por el transporte público, como por el transporte privado.

3.2.5.04. Estación

Edificación destinada para el embarque y desembarque de pasajeros y/o mercaderías del sistema de transporte en ferrocarril, ómnibus y otros.

3.2.5.05. Nudo

Es el punto que se define en el planeamiento de transportes como la unión de dos o más vías de una red vial.

3.2.5.06. Itinerario

Trayectoria recorrida por un vehículo cualquiera entre dos ó más puntos. Se denomina también ruta.

3.2.5.07. Ruta de Viaje

Origen y destino de un viaje. (entre puntos extremos)

3.2.5.08. Terminal

Inicio y/o fin de una ruta en un sistema de transporte. Todas las instalaciones de un terminal en conjunto se denominan estación. El Puerto es el terminal marítimo y el Aeropuerto es el terminal aéreo.

3.2.5.09. Terminal de Carga y Descarga

Es el área edificada destinada, a servir como local para el almacenamiento y distribución de las cargas.

3.2.5.10. Tramo Conexión

Es el segmento que une dos nudos en una red. En el planeamiento de transporte representa parte del proceso de viaje.

3.2.6 De la Operación

3.2.6.01. Accesibilidad

Es la mayor facilidad que se tiene para alcanzar una determinada área.

3.2.6.02. Área de Carga y Descarga

Es el área de una vía destinada a la operación reglamentada y adecuadamente señalizada, de carga y descarga de mercaderías y valores.

3.2.6.03. Área de Estacionamiento

Es el área reservada para estacionar vehículos en una vía pública o fuera de ella. Cuando el estacionamiento es cobrado, por las autoridades, se denomina área especial de estacionamiento.

3.2.6.04. Área de Parada de Taxis

Es el área reservada de la vía para el embarque y desembarque de pasajeros. No constituye un paradero permanente. Está perfectamente delimitada y señalizada

3.2.6.05. Estacionamiento

Es el área donde el vehículo permanece inmovilizado, mas allá del tiempo que corresponde a una parada. El vehículo se encuentra generalmente sin su conductor.

3.2.6.06. Entrecruzamiento

Es el movimiento gradual de convergencia y divergencia de corrientes de tránsito que se mueven en el mismo sentido.

3.2.6.07. Intervalo de Distancia Longitudinal

Distancia entre las partes más salientes, frente a frente, de 2 vehículos consecutivos, que se desplazan en un mismo carril y sentido.

3.2.6.08. Parada

Es el tiempo de inmovilización de un vehículo. Es necesario para el embarque y desembarque de pasajeros.

3.2.6.09. Peaje

Es la tarifa que se paga por la utilización de una vía o un trecho de la misma.

3.2.6.10. Punto de Conflicto

Es el punto de confluencia, divergencia o el cruce de dos corrientes.

3.2.6.11. Punto de Parada

Es el área de una vía pública, debidamente señalizada, destinada a ser usada por vehículos de transporte colectivo, taxis o buses.

3.2.6.12. Rotatividad de Estacionamiento

Es el promedio de vehículos, que se estacionan por día en una determinada unidad de estacionamiento.

3.2.6.13. Vía de Camiones

Es la vía destinada exclusivamente al tránsito de vehículos de carga.

3.2.6.14. Vía de Adelanto

Es el carril destinado a permitir el paso de un vehículo para adelantar a otro.

3.2.6.15. Vía de Estacionamiento

Es el carril auxiliar de tránsito y que mediante la regulación puede ser utilizada para estacionamiento de vehículos.

3.2.6.16. Vía Exclusiva para buses

Carril exclusivo, destinado al tránsito de vehículos de transporte colectivo, determinada por un separador físico.

3.2.6.17. Vía de Tránsito Asimétrico

Es el carril que puede ser utilizado en uno u otro sentido de circulación, de acuerdo con las necesidades de la demanda.

3.2.6.18. Zona de Seguridad

Es el área señalizada de una pista, reservada para el uso de los peatones, donde se les da el paso prioritario.

3.2.7 De la Ingeniería de Tráfico**3.2.7.01. Accidente de Tránsito**

La situación resultante de la colisión entre vehículos, con peatones y/o animales. Peligra el vehículo, el medio ambiente (inclusive la vía) y también en algunas ocasiones, hay víctimas.

3.2.7.02. Año Base

Es el año en el cual se toman y consideran datos de tránsito seleccionados y analizados en una época cualquiera.

3.2.7.03. Año de Diseño

Es el año en que son proyectadas todas las búsquedas de tránsito.

3.2.7.04. Antes y Después

Es el proceso de Ingeniería de Tráfico, destinado a comparar los comportamientos de circulación de vehículos, anterior y posterior a cualquier intervención del tránsito.

3.2.7.05. Año Óptimo

Es el año resultante de estudio de eficiencia para el cual se recomienda la apertura de una vía en un trecho de la misma, en función de las necesidades del tránsito.

3.2.7.06. Anteproyecto

Es el estudio preliminar de una obra.

3.2.7.07. Área Urbana

Es la región política-administrativa, delimitada por el perímetro urbano, dentro de la cual se localizan las zonas residenciales, comerciales, eventualmente las industrias y caracterizada por la concentración de edificaciones y un sistema de servicios públicos.

3.2.7.08. Capacidad de Proyecto

Es la capacidad admitida en el año de diseño y que es usada en el proyecto de una vía.

3.2.7.09. Capacidad de Vía

Es el número máximo de pasajeros y/o vehículos de pasajeros que puede, mediante criterios establecidos, pasar por determinada vía, en un periodo de tiempo, en determinadas condiciones.

3.2.7.10. Condiciones Ideales

Son las condiciones que deben prevalecer en la determinación de la capacidad de tráfico para cada tipo de vía, que son, flujo constante sin interferencias laterales, con anchos mínimos para los carriles de 3,00 m para vehículos menores y 3,30 m para buses, con bermas de 3,00 m, y cuyo alineamiento permite una velocidad promedio de 80 Km/h.

3.2.7.11. Condiciones Imperantes

Son aquellas que determinan la capacidad de tráfico de una vía. Están definidas por el alineamiento, ancho de carriles, y otras características físicas. Las condiciones de tránsito son las que reflejan las variaciones del mismo, en algunos días de ciertos periodos del año.

3.2.7.12. Conteo de Tráfico

Verificación cuantitativa y/o cualitativa en una vía pública, en un determinado período.

3.2.7.13. Cruce de las Corrientes de Tráfico

Es el lugar donde las corrientes de tránsito se cruzan, al mismo nivel sobre cualquier ángulo, con un cierto peligro de colisión.

3.2.7.14. Destino

Lugar donde termina un viaje.

3.2.7.15. Distribución de Tráfico

Es el proceso por el cual los trayectos determinados por un estudio de origen y destino, son atribuidos a ciertos itinerarios, probablemente basados en un diagrama de tiempos.

3.2.7.16. Estimación de Tráfico

Es la evaluación del volumen de tráfico, de su velocidad, de los accidentes ocurridos y de las características de tránsito de una vía.

3.2.7.17. Estudio del Beneficio - Costo B/C

Es el estudio que ayuda a la toma de decisiones entre varias alternativas, comparando los respectivos beneficios y costos correspondientes, indicando la solución más conveniente y la mejor relación B/C, entre las alternativas analizadas.

3.2.7.18. Estudio Externo

Es la parte de un Estudio de Origen - Destino de la corriente, de la entrevista de los conductores en puntos escogidos de la vía, que resulta dirigido a caracterizar los viajes externos de una zona o región.

3.2.7.19. Estudio Interno

Es la parte de un Estudio de Origen - Destino, que comprende la obtención de informaciones referentes a las costumbres de desplazamientos de la población, dentro del radio de acción de una zona o región.

3.2.7.20. Estudio de Origen y Destino - O/D

Es el estudio que abarca la verificación de inicio y fin de los viajes de los vehículos de pasajeros, incluyendo aquellos que atraviesan la línea de contorno de un área estudiada, así como los que parten y/o finalizan en una determinada zona, dentro de la misma línea de contorno.

3.2.7.21. Flujograma

Es la representación gráfica de los volúmenes de tráfico que pasan por una vía, red de vías o secciones de las mismas durante un cierto período de tiempo.

3.2.7.22. Flujo Continuo

Es la condición en la cual un vehículo recorre un tramo de un carril o vía, y no está obligado a parar por ninguna causa externa.

3.2.7.23. Flujo Convergente / Divergente

Es el flujo que ingresa o sale de una vía, en un punto de una zona divergente determinada.

3.2.7.24. Flujo Interrumpido

Es la condición en la cual un vehículo, en el recorrido por una vía, está obligado a parar por causas externas, tales como una intersección o señalización.

3.2.7.25. Fricción Lateral

Es aquella que acarrea una reducción de capacidad de un carril, debido a la proximidad de los objetos fijos o móviles, dispuestos lateralmente a un vehículo.

3.2.7.26. Índice de Domicilios sin Vehículos Propios

Es el número relativo de residencias en la cual ninguno de los moradores posee vehículos para uso personal.

3.2.7.27. Índice de Domicilios con Vehículos Propios

Es la relación que existe entre el número de residencias donde algunos moradores tienen automóviles para uso personal, con el número total de domicilios de la zona considerada.

3.2.7.28. Índice de Propiedad de Coches

Es el número relativo de autos particulares por cada 1,000 residencias.

3.2.7.29. Índice de Mortalidad

Es el número relativo, directamente proporcional al número de muertes a consecuencia de los accidentes en una vía durante un cierto período, e inversamente proporcional al producto de la extensión de la misma, por la centésima o millonésima parte de su volumen de tráfico durante este período.

3.2.7.30. Índice de Peligrosidad

Es el número relativo, directamente proporcional al número de accidentes de una vía del área, durante un cierto período e inversamente proporcional al producto de la extensión superficie de la misma, por la centésima o milésima parte de su volumen de tráfico, durante este período.

3.2.7.31. Índice de Víctimas

Es el número relativo, directamente proporcional al número de personas accidentadas (heridos o muertos) consecuencia de los accidentes en una vía, durante un cierto período e inversamente proporcional al producto de la extensión del tramo a ser considerado, por la millonésima parte de su volumen de tráfico.

3.2.7.32. Ingeniería de Tráfico

Es la parte que trata del planeamiento, del proyecto o de la operación de las vías públicas y de sus áreas adyacentes, así como su uso para fines de transporte, para la seguridad y para la conveniencia económica.

3.2.7.33. Investigación Domiciliaria

Es la investigación hecha en los estudios de transporte, en una selección de residencias, para obtener información sobre las características de su domicilio y también todos los viajes que cada miembro efectúa en un cierto día.

3.2.7.34. Levantamiento de Tráfico

Se denomina a los procesos metodológicos para la obtención de datos relativos a la circulación de vehículos, personas, animales. Cuantitativos y cualitativos.

3.2.7.35. Medio Ambiente

En los estudios de Ingeniería de Tráfico, son atribuidos al medio ambiente, todos los factores de tránsito ajenos al conductor o al vehículo, que los afectan o son afectadas por lo mismo. Conjunto de circunstancias o condiciones creadas por el tráfico que influyen en el desarrollo y en las actividades de los individuos.

3.2.7.36. Nivel de Servicio

Son las condiciones operacionales que ocurren en una vía o carril o intersección, considerando los siguientes factores: velocidad, tiempo, restricciones o interrupciones de tránsito, liberalidad de maniobra, confort y conveniencia a la economía.

3.2.7.37. Presupuesto

Es el costo anticipado de una obra, sobre la base de los elementos del proyecto.

3.2.7.38. Paisaje

Es el espacio físico contenido en el campo visual de un observador.

3.2.7.39. Parámetro

Es una variable independiente, utilizada en un análisis estadístico, para indicar cuantitativamente las características de un área, de la población y de la economía en estudio.

3.2.7.40. Plan de Desarrollo Urbano

Es el instrumento o proceso, por medio del cual, la autoridad de planeamiento, ejerce un derecho u obligación, proponiendo y controlando todo el desarrollo de una ciudad o región, por un período fijo.

3.2.7.41. Punto Negro

Es el lugar de una vía pública, donde ocurren frecuentes accidentes de tránsito.

3.2.7.42. Proyecto

Es el registro de las características que tendrá una obra.

3.2.7.43. Radio de Influencia

Es una línea imaginaria que envuelve completamente un área determinada, en un estudio de Origen - Destino.

3.2.7.44. Tráfico

Es el estudio del paso de peatones, animales y vehículos, de cualquier naturaleza, por vías terrestres, acuáticas y aéreas, abiertas al tránsito público.

3.2.7.45. Tránsito

Es la acción de pasar del peatón, animales y vehículos de cualquier naturaleza, por vías terrestres, acuáticos y áreas abiertas a la circulación pública.

3.2.7.46. Tráfico Actual

Es el valor del volumen de tráfico (volumen base), fijado para ciertas finalidades de cálculo, defiere de la capacidad de la vía, porque los factores de ajustes usados en su determinación son otros.

3.2.7.47. Tránsito de Crecimiento Normal

Es el aumento de tránsito de una vía pública, causado por el aumento natural de la población y del número de conductores. Tránsito de crecimiento vegetativo.

3.2.7.48. Tráfico de Destino

Es la parte del tránsito que entra en una determinada zona, por uno o varios puntos y cuyo destino está en la misma.

3.2.7.49. Tráfico Generado

Es el aumento de tránsito de una vía pública, causado por la atracción y producción de nuevos viajes. Es igual al tránsito actual más el crecimiento normal más el crecimiento de desarrollo zonal, mas crecimiento de desarrollo local.

3.2.7.50. Transporte

Es el desplazamiento de personas, animales y objetos de cualquier naturaleza, en trayectoria generada por cualquier vehículo (terrestre, acuático o aéreo).

3.2.7.51. Uso del Suelo

Expresión de planeamiento físico, que describe el tipo de uso observado en determinada área: Industrial, Comercial, Residencial, etc.

3.2.7.52. Vehículo Equivalente

Es el número de ómnibus y/o camiones que transformando al cálculo del número de vehículos aplicándoseles factores de carga o de capacidad correspondientes.

3.2.7.53. Volumen de Tráfico

Es el número de vehículos que pasan por una sección dada de un carril, calzada o vía en un tiempo determinado.

3.2.7.54. Zona Comercial Central

Es el área central de una intensa actividad comercial y de servicio. Esta zona se caracteriza por tener un gran número de personas, vehículos pesados transportando mercaderías.

3.2.7.55. Zona Periférica

Es el área inmediatamente adyacente a la zona comercial central, donde hay diversos tipos de actividades, pequeños comercios, industrias ligeras, servicios para vehículos, así como también áreas residenciales. La mayor parte del tránsito en esta área tiene su destino dentro de la misma. La circulación de peatones es menor.

3.2.7.56. Zona Industrial

Es toda área urbana, sub-urbana o rural, caracterizada por la actividad industrial predominante.

3.2.7.57. Zona Intermedia

Es el área de transición entre una zona u otra.

3.2.7.58. Zona de Origen y Destino O/D

Son áreas mínimas, caracterizadas por parámetros previamente fijados, en los estudios de Origen y Destino.

3.2.7.59. Zona Residencial

Es el área de una ciudad, bajo la influencia municipal, donde el uso es de desarrollo habitacional. Pueden ser incluidas pequeñas áreas de comercio menor. Esta zona se caracteriza por tener un número reducido de personas en circulación.

3.2.7.60. Zona Rural

Es toda área exterior del perímetro urbano, generalmente caracterizada por realizarse actividades agropecuarias y donde se da un eventual número de industrias, servicios por vías y caminos.

4

Capítulo 4

Volúmenes de Tránsito, seguridad vial y niveles de servicio

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



4 VOLÚMENES DE TRÁNSITO CAPACIDAD VIAL Y NIVELES DE SERVICIO

4.1 VOLUMENES DE TRANSITO

4.1.1 ASPECTOS GENERALES

Las cinco definiciones siguientes, que se han tomado del Diccionario de la Lengua de la Real Academia Española, sirven de base para entender el concepto tanto técnico como científico de la Ingeniería de Tránsito y Transporte.

- **Transportar:** “llevar una cosa de un paraje o lugar a otro. Llevar de una parte a otra por el porte o precio convenido”.
- **Transporte:** “Acción y efecto de transportar o transportarse”.
- **Transitar:** “ir o pasar de un punto a otro por vías, calles o parajes públicos”.
- **Tránsito:** “acción de transitar. Sitio por donde se pasa de un lugar a otro”.
- **Tráfico:** “Tránsito de personas y circulación de vehículos por calles, carreteras, caminos, etc.”.

El Instituto de Ingenieros de Transporte, ITE, citado por W.S.Homburger, define la Ingeniería de Transporte y la Ingeniería de Tránsito de la siguiente manera:

- **Ingeniería de Transporte:** “Aplicación de los principios tecnológicos y científicos a la planeación, al proyecto funcional, a la operación y a la administración de las diversas partes de cualquier modo de transporte, con el fin de proveer la movilización de personas y mercancías de una manera segura, rápida, confortable, conveniente, económica y compatible con el medio ambiente”.
- **Ingeniería de Tránsito:** “aquella fase de la ingeniería de transporte que tiene que ver con la planeación, el proyecto geométrico y la operación del tránsito por calles y carreteras, sus redes, terminales, tierras adyacentes y su relación con otros modos de transporte”.

Como puede verse, la Ingeniería de Tránsito es un subconjunto de la Ingeniería de Transporte, y a su vez el Proyecto Geométrico es una etapa de la Ingeniería de Tránsito. El Proyecto Geométrico de calles y vías, es el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. En este sentido, una calle o vía queda definida geométricamente por el proyecto de su eje en planta (alineamiento horizontal) y en perfil

(alineamiento vertical), y por el proyecto de su sección transversal.

Al igual que muchos sistemas dinámicos, los medios físicos y estáticos del tránsito, tales como las carreteras, las calles, las intersecciones, los terminales, etc., están sujetos a ser solicitados y cargados por volúmenes de tránsito, los cuales poseen características espaciales (ocupan un lugar) y temporales (consumen tiempo). Las distribuciones espaciales de los volúmenes de tránsito generalmente resultan del deseo de la gente de efectuar viajes entre determinados orígenes y destinos, llenando así una serie de satisfacciones y oportunidades ofrecidas por el medio ambiente circundante. Las distribuciones temporales de los volúmenes de tránsito son el producto de los estilos y formas de vida que hacen que las gentes sigan determinados patrones de viaje basados en el tiempo, realizando sus desplazamientos durante ciertas épocas del año, en determinados días de la semana o en horas específicas del día.

Al proyectar, los accesos y los servicios, dependen fundamentalmente del volumen de tránsito o demanda que circulará durante un intervalo de tiempo dado, de su variación, de su tasa de crecimiento y de su composición. Los errores que se cometen en la determinación de estos datos, ocasionarán que la vía funcione durante el período de proyecto, bien con sus volúmenes de tránsito muy inferiores a aquellos para los que se proyectó, o mal con problemas de congestiónamiento por volúmenes de tránsito altos muy superiores a los proyectados.

Los estudios sobre volúmenes de tránsito son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos y/o personas sobre puntos o secciones específicas dentro de un sistema vial. Dichos datos de volúmenes de tránsito son expresados con respecto al tiempo, y de su conocimiento se hace posible el desarrollo de estimaciones razonables de la calidad del servicio a los usuarios.

4.1.2 DEFINICIONES

4.1.2.1 Volumen de Tránsito

Se define volumen de tránsito, como el número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un período determinado. Se expresa como:

$$Q = \frac{N}{T} \quad (4.1.1)$$

Donde :

- Q = Vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos/período)
- N = Número total de vehículos que pasan (vehículos)
- T = Período determinado (unidades de tiempo)

4.1.2.2 Volúmenes de Tránsito Absoluto o Totales

Es el número total de vehículos que pasan durante el lapso de tiempo determinado. Dependiendo de la duración del lapso de tiempo determinado, se tienen los siguientes volúmenes de tránsito absolutos o totales:

- **Tránsito anual (TA)**

Es el número total de vehículos que pasan durante un año. En este caso, $T = 1$ año.

- **Tránsito mensual (TM)**

Es el número total de vehículos que pasan durante un mes. En este caso, $T = 1$ mes.

- **Tránsito semanal (TS)**

Es el número total de vehículos que pasan durante una semana. En este caso, $T = 1$ semana.

- **Tránsito diario (TD)**

Es el número total de vehículos que pasan durante un día. En este caso, $T = 1$ día.

- **Tránsito horario (TH)**

Es el número total de vehículos que pasan durante una hora. En este caso, $T = 1$ hora.

- **Tasa de flujo o flujo (q)**

Es el número total de vehículos que pasan durante un período inferior a una hora. En este caso, $T < 1$ hora.

En todos los casos anteriores, los períodos especificados, un año, un mes, una semana, un día, una hora y menos de una hora, no necesariamente son de orden cronológico. Por lo tanto, pueden ser 365 días seguidos, 30 días seguidos, 7 días seguidos, 24 horas seguidos, 60 minutos seguidos y período en minutos seguidos inferiores a una hora.

4.1.2.3 Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios

Se define el volumen de tránsito promedio diario (TPD), como el número total de vehículos que pasan durante un período dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del período. De acuerdo al número de días de este período, se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedio diarios, dados en vehículos por día:

1. **Tránsito promedio diario anual (TPDA).** Este parámetro es también conocido como Índice Medio Diario Anual o IMDA

$$TPDA = \frac{TA}{365} \quad (4.1.2)$$

2. **Tránsito promedio diario mensual (TPDM)**

$$TPDM = \frac{TM}{30} \quad (4.1.3)$$

3. **Tránsito promedio diario semanal (TPDS)**

$$TPDS = \frac{TS}{7} \quad (4.1.4)$$

4.1.2.4 Volúmenes de Tránsito Horarios

Con base en la hora seleccionada, se definen los siguientes volúmenes de tránsito horarios, dados en vehículos por hora:

1. **Volumen horario máximo anual (VHMA)**

Es el máximo volumen horario que ocurre en un punto o sección de un carril o de una calzada durante un año determinado. En otras palabras, es la hora de mayor volumen de las 8760 horas del año

2. **Volumen horario de máxima demanda (VHMD)**

Es el máximo número de vehículos que pasan por un punto o sección de un carril o de una calzada durante 60 minutos consecutivos. Es el representativo de los períodos de máxima demanda que se pueden presentar durante un día en particular.

3. **Volumen horario-décimo, vigésimo, trigésimo - anual (10VH, 20 VH, 30VH)**

Es el volumen horario que ocurre en un punto o sección de un carril o de una calzada durante un año determinado, que es excedido por 9, 10 y 29 volúmenes horarios, respectivamente. También se le denomina volumen horario de la 10a, 20ava y 30ava. hora de máximo volumen

4. **Volumen horario de proyecto (VHP)**

Es el volumen de tránsito horario que servirá para determinar las características geométricas de la vialidad.

Fundamentalmente se proyecta con un volumen horario pronosticado. No se trata de considerar el máximo número de vehículos por hora que se puede presentar dentro de un año, ya que exigiría inversiones demasiado cuantiosas, sino un volumen horario que se pueda dar un número máximo de veces en el año, previa convención al respecto.

Ejemplo 4.1.1

Tabla 4.1.1

Volúmenes de tránsito semanal durante un año

Mes (N° de días)	Semana Número	Tránsito semanal (veh/semana)	Mes (N° de días)	Semana Número	Tránsito semanal (veh/semana)
Enero (31)	1	15 424	Julio (31)	27	23 418
	2	16 728		28	25 614
	3	16 415		29	27 516
	4	14 827		30	26 618
Febrero (28)	5	10 424		31	25 091
	6	11 728	Agosto (31)	32	35 220
	7	10 439		33	32 474
Marzo (31)	8	11 314		34	31 823
	9	12 425	Setiembre (30)	35	29 427
	10	11 624		36	26 324
	11	13 719		37	24 715
	12	12 824		38	22 074
	13	12 327		39	21 981
Abril (30)	14	28 472	Octubre (31)	40	19 424
	15	34 214		41	18 716
	16	27 628		42	19 418
	17	24 482		43	18 473
Mayo (31)	18	18 431	Noviembre (30)	44	20 422
	19	19 157		45	19 744
	20	18 472		46	18 429
	21	19 454	Diciembre (31)	47	17 716
	22	21 623		48	26 428
Junio (30)	23	22 613		49	27 624
	24	22 714		50	30 784
	25	23 408		51	33 424
	26	23 718		52	29 463

La **Tabla 4.1.1** presenta los volúmenes de tránsito semanal (Vehículos mixtos por semana) durante las 52 semanas de un año, realizados con un contador automático en una carretera rural. Para estos datos se desea calcular los indicadores de los volúmenes de tránsito anual, tránsito mensual, tránsito semanal, tránsito promedio diario anual, tránsito promedio diario mensual y tránsito promedio diario semanal.

Tránsito anual (TA):

$$TA = \sum_{h=1}^{8760} TH_h = \sum_{d=1}^{365} TD_d = \sum_{s=1}^{52} TS_s = \sum_{m=1}^{12} TM_m \quad (4.1.5)$$

Donde :

h, d, s, m = hora, día, semana y mes del año

$$\begin{aligned}
 TA &= \sum_{s=1}^{52} TS_s \\
 &= TS_1 + TS_2 + TS_3 + \dots + TS_{51} + TS_{52} \\
 &= 15424 + 16728 + 16415 + \dots + 33424 + 29463 \\
 &= 1,126,964 \text{ vehículos/año}
 \end{aligned}$$

Tránsito mensual (TM)

$$\begin{aligned}
 TM_m &= \sum_{i=1}^d TD_i \\
 TM_m &= \sum_{j=1}^s TS_j \quad (4.1.6)
 \end{aligned}$$

Donde :

d, s = número de días y semanas del mes m

Así para los meses de enero y febrero se tiene:

$$\begin{aligned}
 TM_{\text{enero}} &= \sum_{j=1}^{31} TD_j = \sum_{j=1}^4 TS_j \\
 &= 15424 + 16728 + 16415 + 14827 \\
 &= 63394 \text{ vehículos / mes}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 TM_{\text{febrero}} &= \sum_{i=1}^{28} TD_i = \sum_{j=1}^4 TS_j \\
 &= 10424 + 11728 + 10439 + 11314 \\
 &= 43905 \text{ vehículos / mes}
 \end{aligned}$$

Tránsito semanal (TS) :

$$TS_s = \sum_{i=1}^d TD_i \quad (4.1.7)$$

Donde :

d = día de la semana s del año

para las semanas número 18 y 52, los volúmenes de tránsito semanales son:

$$\begin{aligned}
 TS_{18} &= 18\,431 \text{ vehículos/semana} \\
 TS_{52} &= 29\,463 \text{ vehículos/semana}
 \end{aligned}$$

Tránsito promedio diario anual (TPDA)

$$\begin{aligned}
 TPDA &= \frac{TA}{365} \\
 &= \frac{1126964}{365} \\
 &= 3088 \text{ vehículos / día}
 \end{aligned}$$

Tránsito promedio diario mensual (TPDM):

$$TPDM_m = \frac{TM_m}{d} \quad (4.1.8)$$

Donde :

d = número de días del mes m

Los volúmenes de tránsito promedio diario mensual para los meses de enero y febrero son:

$$\begin{aligned}
 TPDM_{\text{enero}} &= \frac{TM_{\text{enero}}}{31} \\
 &= \frac{63394}{31} \\
 &= 2045 \text{ vehículos / día}
 \end{aligned}$$

$$TPDM = \frac{TM_{\text{febrero}}}{28}$$

$$= \frac{43905}{28}$$

$$= 1568 \text{ vehículos / día}$$

Tránsito promedio diario semanal (TPDS):

$$TPDS_s = \frac{TS_s}{7} \quad (4.1.9)$$

Donde :

s = semana s del año

Por lo tanto, para las semanas 18 y 52, se tiene:

$$TPDS_{18} = \frac{TS_{18}}{7}$$

$$= \frac{18431}{7}$$

$$= 2633 \text{ vehículos/día}$$

$$TPDS_{52} = \frac{TS_{52}}{7}$$

$$= \frac{29463}{7}$$

$$= 4209 \text{ vehículos/día}$$

4.1.3 USO DE LOS VOLUMENES DE TRANSITO

De una manera general, los datos sobre volúmenes de tránsito se utilizan ampliamente en los siguientes campos :

1. Planeación

- Clasificación sistemática de redes de vías
- Estimación de los cambios anuales en los volúmenes de tránsito
- Modelos de asignación y distribución de tránsito
- Desarrollo de programas de mantenimiento, mejores y prioridades.
- Análisis económicos
- Estimaciones de la calidad del aire
- Estimaciones del consumo de combustibles.

2. Proyecto

- Aplicación a normas de proyecto geométrico.
- Requerimientos de nuevas vías.
- Análisis estructural de superficies de rodamiento.

3. Ingeniería de Tránsito

- Análisis de capacidad y niveles de servicio en todo tipo de vialidades.
- Caracterización de flujos vehiculares.
- Zonificación de velocidades
- Necesidades de dispositivos para el control de tránsito
- Estudio de estacionamientos.

4. Seguridad

- Cálculo de índices de accidentes y mortalidad.
- Evaluación de mejoras por seguridad.

5. Investigación

- Nuevas metodologías sobre capacidad.
- Análisis e investigación en el campo de los accidentes y la seguridad.
- Estudio sobre ayudas, programas o dispositivos para el cumplimiento de las normas de tránsito.
- Estudios de antes y después
- Estudios sobre el medio ambiente y la energía.

6. Usos Comerciales

- Hoteles y restaurantes
- Urbanismo
- Autoservicios
- Actividades recreacionales y deportivas

Específicamente, dependiendo de la unidad de tiempo en que se expresen los volúmenes de tránsito, éstos se utilizan para:

1. **Los volúmenes de tránsito anual (TA)**
 - Determinar los patrones de viaje sobre áreas geográficas.
 - Estimar los gastos esperados de los usuarios de las carreteras.
 - Calcular índices de accidentes
 - Indicar las variaciones y tendencias de los volúmenes de tránsito, especialmente en carreteras de peaje.
2. **Los volúmenes de tránsito promedio diario (TPD)**
 - Medir la demanda actual en vías
 - Evaluar los flujos de tránsito actuales con respecto al sistema vial
 - Definir el sistema arterial de calles.
 - Localizar áreas donde se necesite construir nuevas vías o mejorar las existentes
 - Programar mejoras.
3. **Los volúmenes de tránsito horario (TH)**
 - Determinar la longitud y magnitud de los períodos de máxima demanda.
 - Evaluar deficiencias de capacidad
 - Establecer controles en el tránsito, como: colocación de señales, semáforos y marcas viales; jerarquización de vías, sentidos de circulación y rutas de tránsito; y prohibición de estacionamiento, paradas y maniobras de vueltas.
 - Proyectar y rediseñar geométricamente calles e intersecciones.
4. **Las tasas de flujo (q)**
 - Analizar flujos máximos
 - Analizar variaciones del flujo dentro de las horas de máxima demanda.
 - Analizar limitaciones de capacidad en el flujo de tránsito
 - Analizar las características de los volúmenes máximos.

4.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS VOLUMENES DE TRANSITO

Los volúmenes siempre deben ser considerados como dinámicos, por lo que solamente son precisos para el período de duración de los aforos. Sin embargo, debido a que sus variaciones son generalmente rítmicas y repetitivas, es importante tener un conocimiento de sus características, para así programar aforos, relacionar volúmenes en un tiempo y lugar con volúmenes de otro tiempo y lugar, y prever con la debida anticipación la actuación de las fuerzas dedicadas al control de tránsito y labor preventiva, así como las de conservación.

Por ejemplo, si se sabe que en Semana Santa se va a tener el mayor número de accidentes de tránsito, se debe planear una campaña preventiva para actuar antes y durante esa semana. Por otro lado, en esta semana no se deben realizar trabajos de reparación normal en la calle o carretera, pues pueden estorbar o resultar peligrosos.

Por lo tanto, es fundamental, en la planeación y operación de la circulación vehicular, conocer las

variaciones periódicas de los volúmenes de tránsito dentro de las horas de máxima demanda, en las horas del día, en los días de la semana y en los meses del año. Aún más, también es importante conocer las variaciones de los volúmenes de tránsito en función de su distribución por carriles, su distribución direccional y su composición.

4.1.4.1 Distribución y Composición del Volumen de Tránsito

La distribución de los volúmenes de tránsito por carriles debe ser considerada, tanto en el proyecto como en la operación de calles y vías. Tratándose de tres o más carriles de operación en un sentido, el flujo se semeja a una corriente hidráulica. Así, al medir los volúmenes de tránsito por carril, en zona urbana, la mayor velocidad y capacidad, generalmente se logran en el carril del medio; las fricciones laterales, como paradas de autobuses y taxis y las vueltas izquierdas y derechas causan un flujo más lento en los carriles extremos, llevando el menor volumen el carril cercano a la acera. En carretera, a volúmenes bajos y medios suele ocurrir lo contrario, por lo que se reserva el carril cerca de la faja separadora central para los vehículos más rápidos y para rebases, y se presentan mayores volúmenes en el carril inmediato al acotamiento. En autopistas de tres carriles con altos volúmenes de tránsito, rurales o urbanas, por lo general hay mayores volúmenes en el carril inmediato a la faja separadora central.

En cuanto a la distribución direccional, en las calles que comunican el centro de la ciudad con la periferia de la misma, el fenómeno común que se presenta en el flujo de tránsito es de volúmenes máximos hacia el centro en la mañana y hacia la periferia en las tardes y noches. Es una situación semejante al flujo y reflujo que se presenta los fines de semana cuando los veraneantes salen de la ciudad el viernes y sábado y regresan el domingo en la tarde. Este fenómeno se presenta especialmente en arterias del tipo radial. En cambio, ciertas arterias urbanas que comunican “centros de gravedad” importantes, no registran variaciones direccionales muy marcadas en los volúmenes de tránsito.

Igualmente, en los estudios de volúmenes de tránsito muchas veces es útil conocer la composición y variación de los distintos tipos de vehículos.

La composición vehicular se mide en términos de porcentajes sobre el volumen total. Por ejemplo, porcentaje de automóviles, de autobuses y de camiones. En los países más adelantados, con un mayor grado de motorización, los porcentajes de autobuses y camiones en los volúmenes de tránsito son bajos. En cambio, en países con menor grado de desarrollo, el porcentaje de estos vehículos grandes y lentos es mayor.

4.1.4.2 Variación del volumen de tránsito en la hora de máxima demanda

En zonas urbanas, la variación de los volúmenes de tránsito dentro de una misma hora de máxima demanda, para una calle o intersección específica, puede llegar a ser repetitiva y consistente durante varios días de la semana. Sin embargo, puede ser bastante diferente de un tipo de calle o intersección a otro, para el mismo período máximo. En cualquier a de estos casos, es importante conocer la

variación del volumen dentro de las horas de máxima demanda y cuantificar la duración de los flujos máximos, para así realizar la planeación de los controles del tránsito para estos períodos durante el día, tales como prohibición de estacionamientos, prohibición de ciertos movimientos de vuelta y disposición de los tiempos de los semáforos.

Un volumen horario de máxima demanda, a menos que tenga una distribución uniforme, no necesariamente significa que el flujo sea constante durante toda la hora. Esto significa que existen períodos cortos dentro de la hora con tasas de flujo mucho mayores a las de la hora misma. Para la hora máxima demanda, se llama factor de la hora de máxima demanda, FHMD, a la relación entre el volumen horario de máxima demanda, VHMD, y el flujo máximo, q_{max} , que se presenta durante un período dado dentro de dicha hora. Matemáticamente se expresa como:

$$FHMD = \frac{VHMD}{N(q_{max})}$$

(4.1.10)

Donde :

N = número de periodos durante la hora de máxima demanda

Los períodos dentro de hora de máxima demanda pueden ser de 5, 10 ó 15 minutos, utilizándose éste último con mayor frecuencia, en cuyo caso el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMD}{4(q_{max.15})}$$

(4.1.11)

Para períodos de 5 minutos, el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMD}{12(q_{max.5})}$$

(4.1.12)

El factor de la hora de máxima demanda es un indicador de las características del flujo de tránsito en períodos máximos. Indica la forma como están distribuidos los flujos máximos dentro de la hora. Su mayor valor es la unidad, lo que significa que existe una distribución uniforme de flujos máximos durante toda la hora. Valores bastante menores que la unidad indican concentraciones de flujos máximos en períodos cortos dentro de la hora.

Ejemplo 4.1.2

Un aforo vehicular realizado durante un periodo de máxima demanda en un punto sobre una viabilidad dio como resultado los datos consignados en la **Tabla 4.1.2**.

Tabla N° 4.1.2

Variación del Volúmen de transito en la hora de máxima demanda

Período (horas:minutos)	Flujo cada 5 minutos (vehículos mixtos)	Período (horas:minutos)	Flujo cada 5 minutos (vehículos mixtos)
17:00 - 17:05	102	17:00 - 17:15	314
17:05 - 17:10	104		
17:10 - 17:15	108		
17:15 - 17:20	152	17:15 - 17:30	476
17:20 - 17:25	158		
17:25 - 17:30	166		
17:30 - 17:35	171	17:30 - 17:45	550
17:35 - 17:40	187		
17:40 - 17:45	192		
17:45 - 17:50	206	17:45 - 18:00	693
17:50 - 17:55	223		
17:55 - 18:00	264		
18:00 - 18:05	327	18:00 - 18:15	825
18:05 - 18:10	291		
18:10 - 18:15	207		
18:15 - 18:20	146	18:15 - 18:30	363
18:20 - 18:25	112		
18:25 - 18:30	105		

En dicha tabla se observa, según el área sombreada, que la hora de máxima demanda corresponde al período entre las 17:15 y las 18:15, con un volumen horario de:

$$VHMD = 476 + 550 + 693 + 825 = 2544 \text{ vehículos mixtos/hora}$$

El flujo máximo para períodos de 5 minutos corresponde al de las 18:00 - 18:05, con un valor de 327 vehículos mixtos. Por tanto, el FHMD, de acuerdo a la ecuación (4.1.12), es:

$$FHMD_5 = \frac{VHMD}{12(q_{max.5})}$$

$$FHMD_5 = \frac{2544}{12(327)} = 0.65$$

De la misma manera, el flujo máximo para períodos de 15 minutos corresponde al de las 18:00 - 18:15, con un valor de 825 vehículos mixtos. En este caso, el FHMD, según la ecuación (4.1.9), es:

$$FHMD_{15} = \frac{VHMD}{4(q_{max.15})}$$

$$= \frac{2544}{4(825)} = 0.77$$

El hecho que el $FHMD_5$ sea menor que el $FHMD_{15}$, ($0.65 < 0.77$), indica que la frecuencia de paso de los vehículos en períodos cortos es mucho más alta; períodos dentro de los cuales se encontrarían los problemas de tránsito, si es que existen. Este fenómeno se puede ver al expresar los flujos, de cada período, en términos horario así:

$$12(q_{max.5}) = 12(327)$$

$$= 3924 \text{ vehículos mixtos/hora}$$

$$4(q_{max.15}) = 4(825)$$

$$= 3300 \text{ vehículos mixtos/hora}$$

Vale la pena aclarar, que los valores anteriores no quieren decir que en toda la hora pasen 3 924 vehículos ni 3 300 vehículos, ya que, como se vio anteriormente, el volumen horario real es de 2 544 vehículos.

Esto pone de manifiesto de nuevo la importancia de considerar períodos inferiores a una hora en el análisis de flujos vehiculares, pues su frecuencia de paso es mucho mayor que la de los volúmenes horarios propiamente dichos.

Igualmente, el VHMD se puede expresar en unidades de flujo, para cada período, de la siguiente manera:

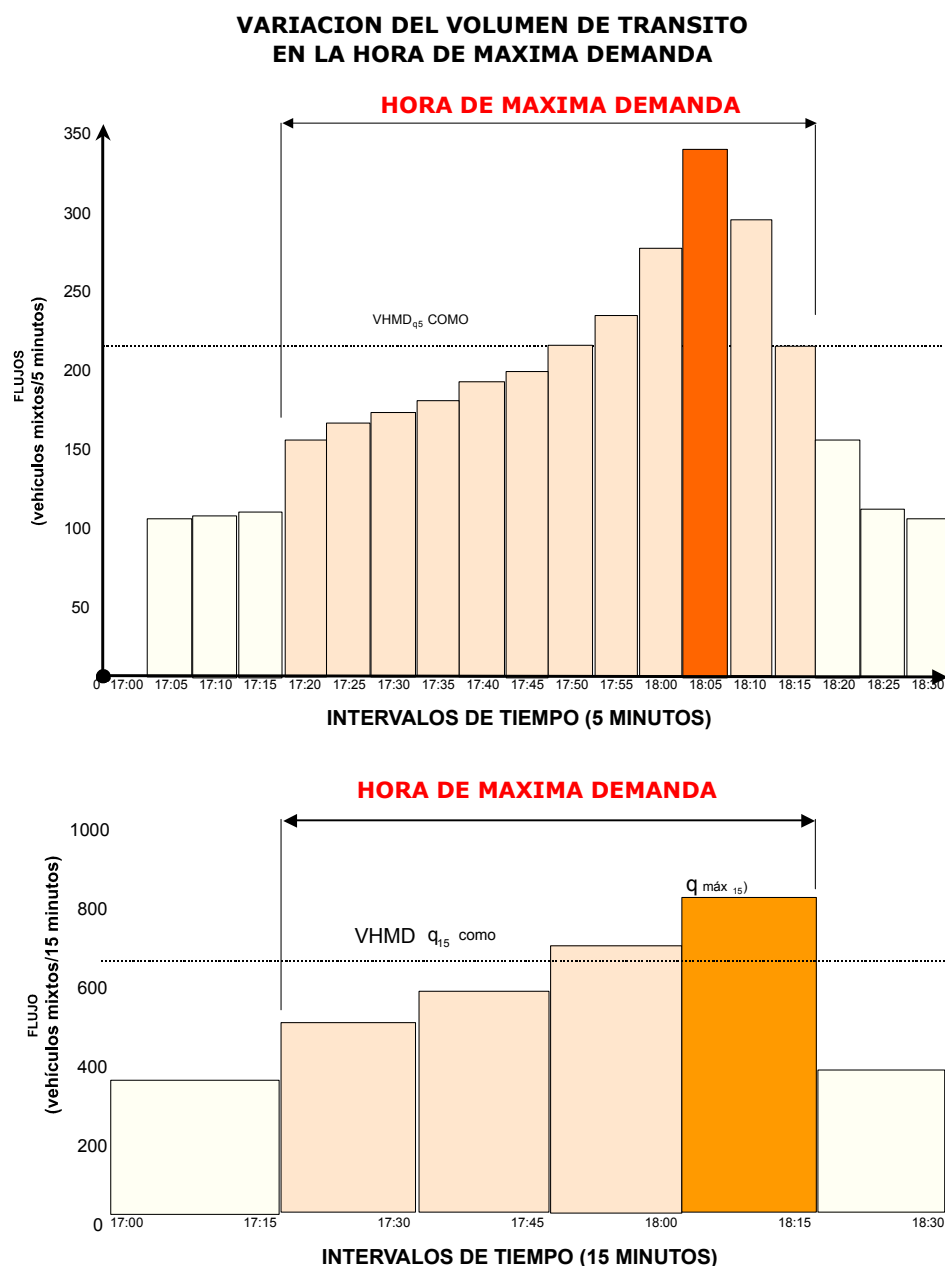
$$VHMD \text{ (como un } q_5) = \frac{VHMD}{12}$$

$$= \frac{2544}{12}$$

$$= 212 \text{ vehículos mixtos / 5 min.}$$

La **Figura 4.1.1** muestra gráficamente la variación del volumen de tránsito dentro de la hora de máxima demanda, bajo estos dos conceptos.

Figura 4.1.1



4.1.4.3 Variación horaria del volumen de tránsito

Las variaciones de los volúmenes de tránsito a lo largo de las horas del día, dependen del tipo de ruta, según las actividades que prevalezcan en ella, puesto que hay rutas de tipo turístico, agrícola, comercial, etc.

En zonas agrícolas las variaciones horarias dentro de la época de cosecha son extraordinarias; puede ser que en ciertas horas de la noche no haya absolutamente ningún vehículo y, sin embargo, a determinadas horas del día hay tal cantidad de vehículos que pueden llegar a saturar, por ejemplo, una carretera de dos carriles. En el caso de una carretera de tipo turístico, durante los días entre semana existe un tránsito más o menos normal a lo largo de todas las horas, pero los sábados y domingos puede llegar a volúmenes sumamente altos, encontrándose varias horas del día con demandas máximas. El día sábado, de las 8 de la mañana a las 11 ó 12 el volumen horario es muy grande, en la tarde baja y ya en la noche es bastante pequeño. El domingo, en la mañana presenta volúmenes horarios medianos, y en la tarde máximos en las horas del regreso a la ciudad, ocurriendo largas filas de automóviles. Son variaciones horarias que ocurren en cualquier parte del mundo, que se pueden prever mediante los estudios necesarios.

En las ciudades se tiene variación típica de la siguiente manera: la madrugada empieza con bajo volumen de vehículos, el cual se va incrementando hasta alcanzar cifras máximas entre las 7:30 y las 9:30 horas.

De las 9:30 a las 13:00 horas vuelve a bajar y empieza a ascender para llegar a otro máximo entre las 14:00 y las 15:00 horas. Vuelve de nuevo a disminuir entre las 14:00 y las 18:00 horas, cuando asciende otra vez para alcanzar un tercer valor máximo entre las 18:00 y las 20:00 horas. De esta hora en adelante tiende a bajar al mínimo en la madrugada.

4.1.4.4 Variación diaria del volumen de tránsito

Se han estudiado cuáles son los días de la semana que llevan los volúmenes normales de tránsito. Así, para vías principales de lunes a viernes los volúmenes son muy estables; los máximos, generalmente se registran durante el fin de semana, ya sea el sábado o el domingo, debido a que durante estos días por estas carreteras circula una alta demanda de usuarios de tipo turístico y recreacional. En vías secundarias de tipo agrícolas, los máximos volúmenes se presentan entre semana. En las vías de la ciudad, la variación de los volúmenes de tránsito diario no es muy pronunciada entre semana, esto es, están más o menos distribuidos en los días laborables, sin embargo, los más altos volúmenes ocurren el viernes.

También vale la pena mencionar, con referencia a la variación diaria de los volúmenes de tránsito tanto a nivel urbano como rural, que se presentan máximos en aquellos días de eventos especiales como Semana Santa, Navidad, fin de año, competencias deportivas nacionales, e internacionales, etc.

4.1.4.5 Variación mensual del volumen de tránsito

Hay meses que las calles y vías llegan mayores volúmenes que otros, presentando variaciones notables. Los más altos volúmenes de tránsito se registran en Semana Santa, en las vacaciones escolares y a fin de año por las fiestas y vacaciones navideñas del mes de diciembre. Por esta razón

los volúmenes de tránsito promedio diarios que caracterizan cada mes son diferentes, dependiendo también, en cierta manera, de la categoría y del tipo de servicio que prestan las calles y vías. Sin embargo, el patrón de variación de cualquier vialidad no cambia grandemente de año a año, a menos que ocurran cambios importantes en su diseño, en los usos de la tierra, o se construyan calles o vías que funcionen como alternas. Ver ejemplo 4.1.3

4.1.5 VOLUMENES DE TRANSITO FUTURO

4.1.5.1 Relación entre el volumen horario de proyecto y el tránsito promedio diario anual

Si se hiciera una lista de los volúmenes de tránsito horario que se presentan en el año, en orden descendente, sería posible determinar los volúmenes horarios de la 10a, 20ava, 30ava, 50ava, 70ava o 100ava hora de máximo volumen. Una guía para determinar el volumen horario de proyecto, VHP, es precisamente una curva que indique la variación de los volúmenes de tránsito horario durante el año. La **Figura 4.1.2** muestra tres curvas que relacionan los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual, TPDA.

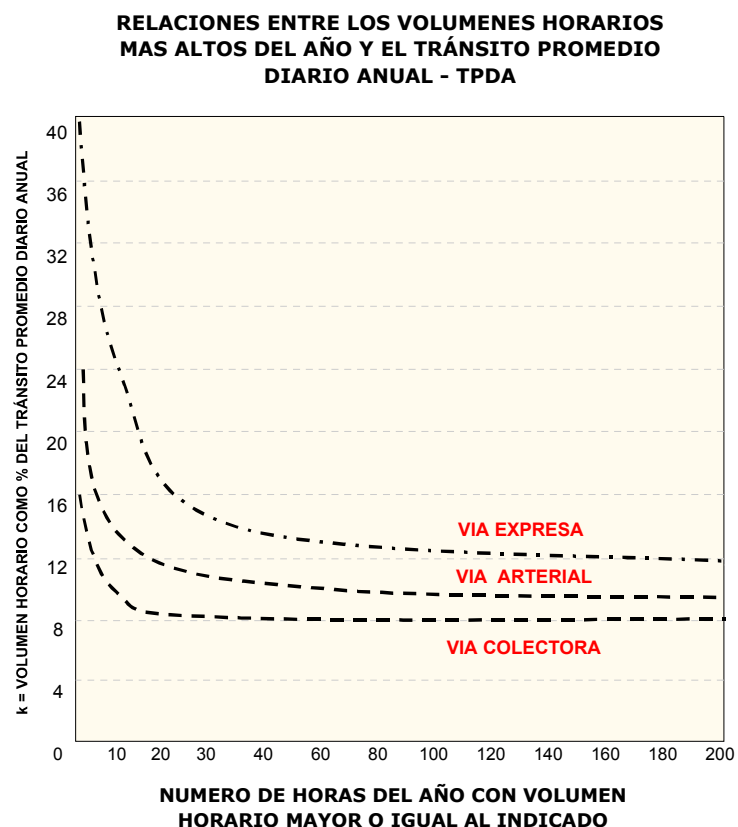


Figura 4.1.2

Estas curvas también indican que los volúmenes de tránsito horario en una vía presentan una amplia distribución durante el año y que, en términos generales, la mayor parte del volumen de tránsito ocurre durante un número relativamente pequeño de horas.

Comúnmente se utiliza el volumen de la 30ava hora, estimado al futuro, para fines de proyecto. Por lo tanto, como se puede apreciar en estas curvas, el volumen horario de proyecto para esta hora está comprendido entre el 8% y el 16% del TPDA. Así para vías colectoras, el volumen de proyecto de la 30ava hora es aproximadamente el 57% de la hora de máximo volumen ($8\% \div 14\%$), para vías arteriales el 46% ($12\% \div 26\%$) y para vías expresas el 42% ($16\% \div 38\%$). Estos porcentajes significan un ahorro considerable en el proyecto de la sección transversal con un buen criterio en la selección del volumen horario pronosticado. En ocasiones quizá convenga considerar la 50ava hora de máximo volumen, como norma de proyecto, en condiciones de presupuestos muy limitados.

De acuerdo a lo anterior en los proyectos de vialidad, el volumen horario de proyecto, VHP, para el año de proyecto en función del tránsito promedio diario anual, TPDA, se expresa como:

$$VHP = k(TPDA) \quad (4.1.13)$$

Donde :

K = valor esperado de la relación entre el volumen de la n-ava hora máxima seleccionada y el TPDA del año de proyecto.

Por lo tanto, tomando como referencia las tres curvas anteriores, si se selecciona el volumen de la 30ava hora como el de proyecto, para proyecciones a años futuros en vías, se recomiendan los siguientes valores de k:

Para vías colectoras	k	=	0.08
Para vías arteriales	k	=	0.12
Para vías expresas	k	=	0.16

4.1.5.2 Relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario anual y semanal

El comportamiento de cualquier fenómeno o suceso estará naturalmente mucho mejor caracterizado cuando se analiza todo su universo. En este caso, el tamaño de su población está limitada en el espacio y en el tiempo por las variables asociadas al mismo.

Con respecto a volúmenes de tránsito, para obtener el tránsito promedio anual, TPDA, como se vio anteriormente es necesario disponer del número total de vehículos que pasan durante el año por el punto de referencia, mediante aforos continuos a lo largo de todo el año, ya sea en períodos horarios, diarios, semanales o mensuales. Muchas veces, esta información anual es difícil de obtener, al menos en todas las vialidades, por los costos que ello implica. Sin embargo, se pueden conseguir datos en las casetas de cobro para las carreteras de peaje y mediante contadores automáticos instalados en estaciones maestras de la gran mayoría de las carreteras de la red vial primaria de la nación.

En estas situaciones, muestras de los datos sujetas a las mismas técnicas de análisis permiten generalizar el comportamiento de la población. No obstante, antes de que los resultados se puedan

generalizar, se debe analizar la variabilidad de la muestra para así estar seguros, con cierto nivel de confiabilidad, que ésta se puede aplicar a otro número de casos no incluidos, y que forman parte de las características de la población.

Por anterior, en el análisis de volúmenes de tránsito, la media población o tránsito promedio anual, TPDA, se estima con base en la media muestral o tránsito promedio diario semanal, TPDS, según la siguiente expresión:

$$TPDA = TPDS \pm A \quad (4.1.14)$$

Donde :

A = máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS

Como se observa, el valor de A, sumado o restado del TPDS, define el intervalo de confianza dentro del cual se encuentra el TPDA. Para un determinado nivel de confiabilidad, el valor de A es:

$$A = KE \quad (4.1.15)$$

Donde :

K = número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad deseado.
E = error estándar de la media

Estadísticamente se ha demostrado que las medias de diferentes muestras, tomadas de la misma población, se distribuyen normalmente alrededor de la media poblacional con una desviación estándar equivalente al error estándar. Por lo tanto, también se puede escribir que:

$$E = \sigma \quad (4.1.16)$$

Donde :

$\hat{\sigma}$ = estimador de la desviación estándar poblacional (σ)

Una expresión para determinar el valor estimado de la desviación estándar poblacional, $\hat{\sigma}$, es la siguiente:

$$\hat{\sigma} = \frac{S}{\sqrt{n}} \left[\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right] \quad (4.1.17)$$

Donde :

S = desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito diario o desviación estándar muestral.
n = tamaño de la muestra en número de días del aforo
N = tamaño de la población en número de días del año

La desviación estándar muestral, S, se calcula como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TPDS)^2}{n-1}} \quad (4.1.18)$$

Donde :

TD_i = volumen de tránsito del día i

Finalmente, la relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario anual y semanal es:

$$\begin{aligned} TPDA &= TPDS \pm A \\ &= TPDS \pm KE \\ &= TPDS \pm K \hat{\sigma} \end{aligned} \quad (4.1.19)$$

En la distribución normal, para niveles de confiabilidad del 90% y 95% los valores de la constante K son 1.64 y 1.96, respectivamente.

Ejemplo 4.1.3

Tabla 4.1.3

VARIACIÓN MENSUAL DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO

VARIACION MENSUAL DEL VOLUMEN DE TRANSITO				
Mes del Año	Vehículos en ambos sentidos			
	Automóviles	Buses	Camiones	Total
Enero	66 918	2 336	11 999	81 253
Febrero	60835	2 199	11 120	74 154
Marzo	68 900	2 910	13 108	84 918
Abril	81 472	3 417	12 805	97 694
Mayo	70 773	3 470	13 655	87 898
Junio	60 327	3 143	11 921	75 391
Julio	68 180	3 375	12 483	84 038
Agosto	73 348	4 084	11 743	89 175
Setiembre	57 146	3 682	12 004	72 832
Octubre	62 081	4 364	13 535	79 980
Noviembre	61 860	4 060	12 673	78 593
Diciembre	72 952	4 308	14 220	91 480
Total	804 792	41 348	151 266	997 406
Por ciento	80.7%	4.1%	15.2%	100.0%

Se desea determinar, para los niveles de confiabilidad del 90% y 95%, los intervalos en que se encuentra el TPDA en función del TPDS, utilizando los siguientes volúmenes diarios totales, en el sentido norte en los dos carriles para los siete días desde el sábado hasta el viernes son:

12307, 11147, 10121, 9630, 8546, 9849, 10918

Tránsito promedio diario semanal, TPDS:

$$\begin{aligned}
 TPDS &= \frac{TS}{7} \\
 &= \frac{12307 + 11147 + \dots + 10918}{7} \\
 &= \frac{72518}{7} \\
 &= 10360 \text{ vehículos mixtos / día}
 \end{aligned}$$

Derivación estándar muestral, S:

$$\begin{aligned}
 S &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TPDS)^2}{n-1}} \\
 &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^7 (TD_i - 10360)^2}{7-1}} \\
 &= \sqrt{\frac{(12307 - 10360)^2 + (11147 - 10360)^2 + \dots + (10918 - 10360)^2}{6}} \\
 &= 1215 \text{ vehículos mixtos / día}
 \end{aligned}$$

Desviación estándar poblacional estimada, $\hat{\sigma}$:

$$\hat{\sigma} = \frac{S}{\sqrt{n}} \left[\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right]$$

$$= \frac{1215}{\sqrt{7}} \left[\sqrt{\frac{365-7}{365-1}} \right] = 455 \text{ vehículos mixtos/día}$$

Intervalos del TPDA:

Para el nivel de confiabilidad del 90 %, K = 1.64, entonces:

$$TPDA = TPDS \pm K\hat{\sigma}$$

$$= 10360 \pm 1.64(455)$$

$$= 10360 \pm 746 \text{ vehículo s mixtos / día}$$

Esto significa que el valor máximo que puede tomar el TPDA es:

$$TPDA = 10360 + 746$$

$$= 11106 \text{ vehículo s mixtos / día}$$

y el valor mínimo es:

$$TPDA = 10360 - 746$$

$$= 9614 \text{ vehículo s mixtos / día}$$

El intervalo de confianza TPDA [9 624, 11 106], también se puede expresar de la siguiente manera:

$$9614 \text{ vehículos mixtos/día} \leq TPDA \leq 11106 \text{ vehículos/día}$$

Para el nivel de confiabilidad del 95%, K = 1.96 . Entonces:

$$TPDA = TPDS \pm K\hat{\sigma}$$

$$= 10360 \pm 1.96(455)$$

$$= 10360 \pm 892 \text{ vehículo s mixtos / día}$$

$$9\,468 \text{ vehículos mixtos/día} \leq TPDA \leq 11\,252 \text{ vehículos mixtos/día}$$

4.1.5.3 Ajuste de Volúmenes de Tránsito

Los dos numerales descritos anteriormente indican las relaciones que existen entre los volúmenes de tránsito. El primero, relaciona volúmenes horarios (TH y VHP) con volúmenes diarios en términos de promedio diario anual (TPDA), y el segundo relaciona volúmenes obtenidos por muestreos (TPDS) con volúmenes poblacionales (TPDA).

También se mencionó que, en la mayoría de las vialidades, no siempre se dispone de toda la información de volúmenes a través de períodos largos como, por ejemplo, un año. Por lo tanto, es necesario contar con estaciones muestras de aforo permanente o periódico, que permitan determinar factores de expansión y ajuste aplicables a otros lugares que tengan comportamientos similares y en los cuales se efectuaría la medición de aforos en períodos cortos.

Los aforos continuos proporcionan información muy importante con respecto a los patrones de variación horaria, diaria, periódica o anual del volumen de tránsito. El tránsito tiende a tener variaciones cíclicas predecibles, por lo que a través de una clasificación adecuada de las vialidades y los aforos, es posible establecer el patrón básico de variación del volumen del tránsito para cada tipo de vía o calle. Más aún, si bien los valores de los volúmenes específicos para determinados períodos (minutos, horas, días) pueden llegar a ser bastante diferentes de un lugar a otro, su proporción en el tiempo con respecto a los totales o promedios, es en muchos casos, constante o consistente. Estas propiedades, son las que sustentan el uso de factores de expansión y ajuste en la estimación de volúmenes para otros lugares y otros períodos.

El ajuste que con mayor frecuencia se usa, consiste en transformar un aforo de 24 horas de un día y mes específicos, volumen de tránsito diario, TD_i , volumen de tránsito promedio diario, TPD_i , lo cual se consigue mediante la siguiente relación:

$$TPD_i = TD_i (F_m) (F_a) \quad (4.1.20)$$

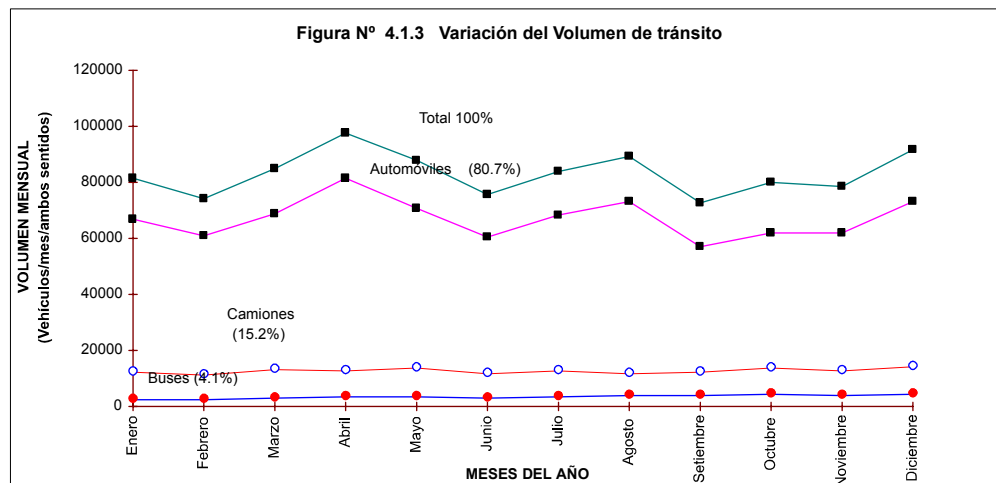
Donde :

F_m = factor de ajuste mensual

F_d = factor de ajuste diario

Ejemplo 4.1.4

Este ejemplo ilustra el cálculo de los factores de ajuste mensual y diario, y su aplicación en la estimación de volúmenes de tránsito promedio diario. Para tal efecto, considérese la variación mensual del volumen total de vehículos en ambos sentidos, dada en la **Tabla 4.1.3** y **Figura 4.1.3**.



Con apoyo en esta información, se elabora la **Tabla 4.1.4** para determinar los factores mensuales.

Obsérvese de nuevo que el TPDA es:

$$TPDA = \frac{TA}{365}$$

$$TPDA = \frac{\sum_{m=1}^{12} TM_m}{365}$$

$$= \frac{TM_1 + TM_2 + \dots + TM_{12}}{365}$$

$$= \frac{81253 + 74154 + \dots + 91480}{365}$$

$$= \frac{997406}{365}$$

$$TPDA = 2733 \text{ vehículos mixtos / día}$$

Tabla N° 4.1.4

Ajuste por variaciones periódicas, de temporada o mensuales de los volúmenes.

VARIACION MENSUAL DEL VOLUMEN TOTAL DE TRANSITO

Mes del Año	TM (veh./mes)	TPDM (veh./día)	TPDM / TPDA	Factor Mensual (Fm)
Enero	81 253	2 621	0.96	1.04
Febrero	74 154	2 557	0.94	1.06
Marzo	84 918	2 739	1.00	1.00
Abril	97 694	3 256	1.19	0.84
Mayo	87 898	2 835	1.04	0.96
Junio	75 391	2 513	0.92	1.09
Julio	84 038	2 711	0.99	1.01
Agosto	89 175	2 877	1.05	0.95
Setiembre	72 832	2 428	0.89	1.12
Octubre	79 980	2 580	0.94	1.06
Noviembre	78 593	2 620	0.96	1.04
Diciembre	91 480	2 951	1.08	0.93
TOTAL	997 406	32 688	--	--

El TPDA también se puede obtener así:

$$\begin{aligned}
 TPDA &= \frac{\sum_{m=1}^{12} TPDM_m}{12} \\
 &= \frac{TPDM_1 + TPDM_2 + \dots + TPDM_{12}}{12} \\
 &= \frac{2621 + 2557 + \dots + 2951}{12} \\
 &= \frac{32688}{12} \\
 &= 2724 \text{ vehículos mixtos / día}
 \end{aligned}$$

La pequeña diferencia entre los dos valores anteriores se debe a los redondeo efectuados en los TPDM.

El TPDM expresado porcentualmente con respecto al TPDA es:

$$\frac{TPDM}{TPDA}$$

Para el mes de octubre se tiene:

$$\frac{TPDM_{octubre}}{TPDA} = \frac{2580}{2733} = 0.94$$

El factor de ajuste para pasar del TPDM al TPDA, denominado factor mensual, F_m , que tiene en cuenta la variación mensual del volumen de tránsito de todo el año, se define como:

$$F_m = \frac{1}{\frac{TPDM}{TPDA}} = \frac{TPDA}{TPDM} \quad (4.1.21)$$

Para el mes de octubre:

$$F_m = \frac{1}{0.94} = 1.06$$

Sobre esta misma vía, en la **Tabla 4.1.5** se muestran los volúmenes totales diarios para la semana del lunes al domingo.

Tabla N° 4.1.5

Ajuste por variaciones diarias de los volúmenes en la semana

VARIACION DEL VOLUMEN TOTAL DE TRANSITO			
Día de la semana	TD (veh./día)	TD / TPDS	Factor diario (Fd)
Lunes	1998	0.81	1.23
Martes	1951	0.79	1.27
Miércoles	2027	0.82	1.2
Jueves	2047	0.83	1.20
Viernes	2561	1.04	0.96
Sábado	3269	1.32	0.76
Domingo	3436	1.39	0.72
Total	17289	--	--

También se ilustra el cálculo del factor de ajuste para pasar del TD al TPDS, denominado factor diario, F_d , el cual tiene en cuenta la variación diaria del volumen de tránsito en la semana, y que se define como:

$$F_d = \frac{1}{\frac{TD}{TPDS}} = \frac{TPDS}{TD} \quad (4.1.22)$$

El tránsito promedio diario semanal es:

$$\begin{aligned} TPDS &= \frac{TS}{7} \\ &= \frac{17289}{7} \\ &= 2470 \text{ vehículos mixtos / día} \end{aligned}$$

El factor diario para el día viernes es:

$$Fd_{viernes} = \frac{1}{1.04} = 0.96$$

Ahora supóngase que el día viernes 1 de octubre de 1998 se realiza un aforo durante las 24 horas dando como resultado 2,800 vehículos mixtos por día. Se quiere estimar el volumen de tránsito promedio diario que debería tomarse para propósitos de análisis operacional o de proyecto.

De acuerdo a la ecuación (4.1.20) el tránsito promedio diario se estima como:

$$\begin{aligned} TPD_i &= TD_i(F_m)(F_d) \\ &= TPD_{viernes} \\ &= TD_{viernes}(F_{m \text{ octubre}})(F_{d \text{ viernes}}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} TPD_{viernes} &= 2800(1.06)(0.96) \\ &= 289 \text{ vehículos mixtos / día} \end{aligned}$$

4.1.5.4 Pronóstico del Volumen de Tránsito Futuro

El pronóstico del volumen de tránsito futuro, por ejemplo el TPDA del año de proyecto, en el mejoramiento de una carretera existente o en la construcción de una nueva vía, deberá basarse no solamente en los volúmenes normales actuales, sino también en los incrementos del tránsito que se espera utilicen la nueva vía.

Los volúmenes de tránsito futuro, TF, para efectos de proyecto se derivan a partir del tránsito actual, TA, y del incremento del tránsito, IT, esperado al final del período o año meta seleccionado. De acuerdo a esto, se puede plantear la siguiente expresión:

$$TF = TA + IT \quad (4.1.23)$$

El tránsito actual, TA, es el volumen de tránsito que usará la vía mejorada o la nueva carretera en el momento de quedar completamente en servicio. En el mejoramiento de una vía existente, el tránsito actual se compone del tránsito existente, TE, antes de la mejora, más el tránsito atraído, TA_t, a ella de otras vías una vez finalizada su reconstrucción total. En el caso de la apertura de una nueva carretera, el tránsito actual se compone completamente de tránsito atraído.

El tránsito actual, TA, se puede establecer a partir de aforos vehiculares sobre las vialidades de la región que influyan en la nueva vía, estudios de origen y destino, o utilizando parámetros socioeconómicos que se identifiquen plenamente con la economía de la zona. En áreas rurales cuando no se dispone de estudios de origen y destino ni datos de tipo económico, para estudios preliminares es suficiente la utilización de las series históricas de los aforos vehiculares en términos de los volúmenes de tránsito promedio diario anual, TPDA, representativos de cada año.

De esta manera, el tránsito actual, TA, se expresa como:

$$TA = TE + TA_t \quad (4.1.24)$$

Para la estimación del tránsito atraído, TA_t, se debe tener un conocimiento completo de las condiciones locales, de los orígenes y destinos vehiculares y del grado de atracción de todas las vialidades comprendidas.

A su vez, la cantidad de tránsito atraído depende de la capacidad y de los volúmenes de vías existentes, así por ejemplo, si están saturadas o congestionadas, la atracción será mucho más grande. Los usuarios, componentes del tránsito atraído a una nueva vía, no cambian ni su origen, ni su destino, ni su modo de viaje, pero la eligen motivados por una mejora en los tiempos de recorrido, en la distancia, en las características geométricas, en la comodidad y en la seguridad. Como no se cambia su modo de viaje, a este volumen de tránsito también se le denomina tránsito desviado.

El incremento del tránsito, IT, es el volumen de tránsito que se espera use la nueva vía en el año futuro seleccionado como de proyecto. Este incremento se compone del crecimiento normal del tránsito, CNT, del tránsito generado, TG, y del tránsito desarrollado, TD.

El crecimiento normal del tránsito, CNT, es el incremento del volumen de tránsito debido al aumento normal en el uso de los vehículos. El deseo de las personas por movilizarse, la flexibilidad ofrecida por el vehículo y la producción industrial de más vehículos cada día, hacen que este componente de tránsito siga aumentando. Sin embargo, deberá tenerse gran cuidado en la utilización de los indicadores del crecimiento del parque vehicular nacional para propósitos de proyecto, ya que no necesariamente reflejan las tasas de crecimiento en el área local bajo estudio, aunque se ha comprobado que existe cierta correlación entre el crecimiento del parque vehicular y el crecimiento del TPDA.

El tránsito generado, TG, consta de aquellos viajes vehiculares, distintos a los del transporte público, que no se realizarían si no se construye la nueva vía. El tránsito generado se compone de tres categorías; el tránsito inducido, o nuevos viajes no realizados previamente por ningún modo de transporte; el tránsito convertido, o nuevos viajes que previamente no se hacían en vehículos particulares, y que por razón de la nueva vía se harían en vehículos particulares; y el tránsito trasladado, consistente en viajes previamente hechos a destinos completamente diferentes, atribuibles a la atracción de la nueva vía y no al camino en el uso del suelo. Al tránsito generado se le asignan tasas de incremento entre el 5% y el 25% del tránsito actual, con un período de generación de uno o dos años después de que la vía ha sido abierta al servicio.

El tránsito desarrollado, TD, es el incremento del volumen de tránsito debido a las mejoras en el suelo adyacente a la vía. A diferencia del tránsito generado, el tránsito desarrollado continúa actuando por muchos años después que la nueva vía ha sido puesta al servicio. El incremento del tránsito debido al desarrollo normal del suelo adyacente forma parte del crecimiento normal del tránsito, por lo tanto, éste no se considera como una parte del tránsito desarrollado. Pero la experiencia indica que en vías construidas con altas especificaciones, el suelo lateral tiende a desarrollarse más rápidamente de lo normal, generando un tránsito adicional el cual se considera como tránsito desarrollado, con valores del orden del 5% del tránsito actual.

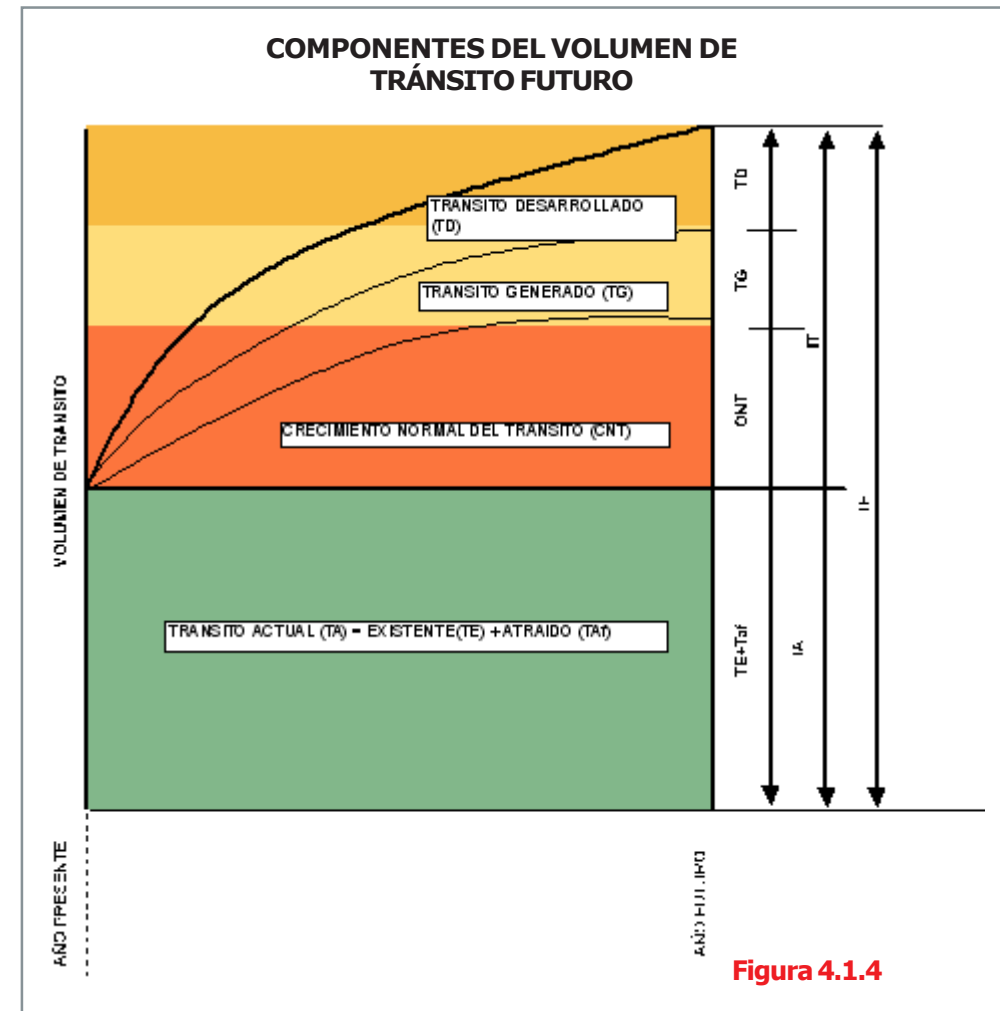
Por lo tanto, el incremento del tránsito, IT, se expresa así:

$$IT = CNT + TG + TD \quad (4.1.25)$$

Reemplazando las ecuaciones (4.1.24) y (4.1.25) en la ecuación (4.1.23), se tiene:

$$\begin{aligned} TF &= TA + IT \\ &= (TE + TAt) + (CNT + TG + TD) \end{aligned} \quad (4.1.26)$$

En la **Figura 4.1.4**, se ilustran estos cinco componentes de tránsito futuro.



También se define el factor de proyección, FP, del tránsito como la relación del TF al TA:

$$\begin{aligned} FP &= \frac{TF}{TA} \\ &= \frac{TA + IT}{TA} \end{aligned} \quad (4.1.27)$$

De las ecuaciones (4.1.25) y (4.1.26) se tiene:

$$FP = \frac{TA + CNT + TG + TD}{TA}$$

$$= 1 + \frac{CNT}{TA} + \frac{TG}{TA} + \frac{TD}{TA} \quad (4.1.28)$$

El factor de proyección, FP, deberá especificarse para cada año futuro.

El valor utilizado en el pronóstico del tránsito futuro para nuevas vialidades, sobre la base de un período de proyecto de 20 años, está en el intervalo de 1.5 a 2.5. Conocido el factor de proyección, el tránsito futuro, TF, de acuerdo a la ecuación (4.1.27) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$TF = FP(TA) \quad (4.1.29)$$

Para obtener estimativos confiables de los volúmenes vehiculares que circularán en el futuro, por libramientos o vialidades alternas, se utilizan modelos de asignación de tránsito, los cuales son alimentados por las demandas pronosticadas, las que a su vez se estiman con modelos de demanda. Estos se calculan utilizando parámetros socioeconómicos (como la población total, la población económicamente activa, la población ocupada y los vehículos registrados) y las demandas actuales obtenidas a través de encuestas de origen y destino. Por lo general, la asignación es de tipo probabilístico con base en una función de utilidad que toma en cuenta el tiempo de recorrido, las tarifas, los costos de operación, las características geométricas, y los volúmenes actuales y su composición.

El pronóstico de los volúmenes de tránsito futuro en áreas urbanas aún es mucho más complejo. Según G.E.Newell, en el análisis de flujos vehiculares en redes de transporte, la primera fase del proceso consiste en un inventario, en el año base, de las facilidades de transporte existentes y sus características; de los patrones de viaje determinados a través de encuestas de origen y destino y aforos vehiculares; y de los factores de planeación como usos del suelo, distribución de los ingresos, estructura urbana y tipos de empleo. Igualmente, es necesario obtener información relacionada con el crecimiento de la población, el tamaño de la ciudad y los vehículos registrados.

La segunda fase tiene como propósito llevar los datos recolectados en la primera fase, a relaciones o fórmulas mediante el desarrollo de modelos. El modelo de generación de viajes, que relaciona los viajes producidos (orígenes) y atraídos (destinos) con los usos del suelo, la densidad de la población,

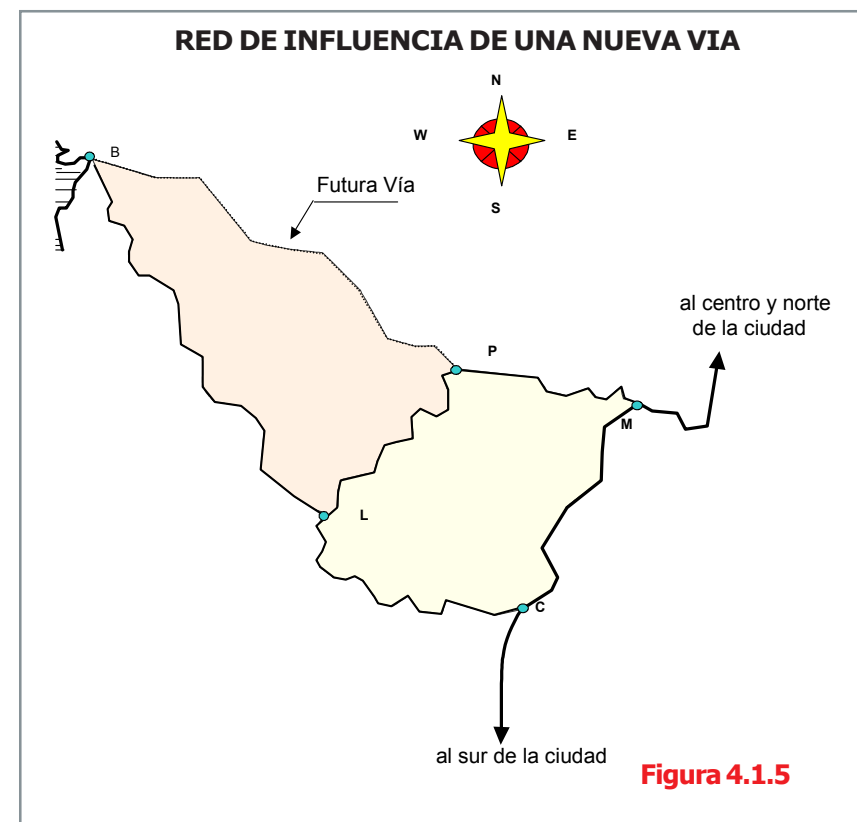
la distribución del ingreso y el tipo de empleo. El modelo de distribución de viajes, que apoyado en fórmulas, describe cómo se distribuyen los viajes entre un origen y varios destinos de acuerdo al grado de atracción de las diferentes zonas. Y el modelo de asignación de tránsito, que determina cómo se asignan los viajes entre sí sobre las diversas rutas entre cada origen y destino, incluyendo elección de modos.

La tercera fase de pronósticos o extrapolaciones, realiza predicciones sobre el uso futuro del suelo, la población, etc., con base en los desarrollados históricos, estimado la generación y distribución de viajes en el futuro.

La cuarta fase, o final, asigna los viajes pronosticados, o futuros, a la ruta de la red de transporte que incluye nuevas vialidades. Se efectúan estudios económicos de costo-beneficio para evaluar las diferentes alternativas orientadas hacia la expansión del sistema vial y de transporte.

Ejemplo 4.1.5

El croquis de la **Figura 4.1.5** ilustra parte de la red vial de cierta ciudad, que une los puntos B,L,P,M y C, en tramos viales de dos carriles.



El punto B es un importante puerto marítimo, lugar de transferencia de un alto porcentaje de las importaciones y exportaciones de la ciudad, El punto M es un cruce obligado de paso de los camiones de carga que van y vienen de B, desde y hacia el centro, norte y sur de la ciudad. Los camiones con origen y destino el punto B y el sur de la ciudad no circulan por el tramo CL, sino que operan en la ruta CMLB.

En las épocas invernales en el tramo LB se producen deslizamientos, que en algunos casos han obstruido la carretera hasta por varios días, dejando incomunicados el puerto B y el interior de la ciudad. Estos antecedentes han planteado la necesidad de realizar un estudio sobre la factibilidad de una nueva carretera, que operaría como alterna entre los puntos P y B en una longitud aproximada de 65 kilómetros.

Por encuestas de origen y destino previas en el tramo ML, y de acuerdo al movimiento de carga en la red vial, se parte de la premisa de que la nueva vía será un excelente alternativa para los vehículos que actualmente utilizan la ruta MLB en los dos sentidos, más no así para los que circulan por la ruta CLB. Esto hace pensar que una buena cantidad de los vehículos que circulan por el tramo ML, que incluye todos los camiones de carga hacia y desde B, serán atraídos por la nueva carretera ó vía.

Por lo anterior y mediante estudios preliminares de las series históricas del TPDS para el tramo ML, se llegó a la siguiente recta de regresión:

$$y = 70.38(x) - 138146$$

Donde:

y = TPDS (vehículos mixtos/día/ambos sentidos)
x = año calendario

Para la futura vía se han adoptado los siguientes parámetros:

- Año de los estudios preliminares: 1993
- Año de proyecto: 2020
- Tiempo de planeación, estudios, proyecto y construcción: 7 años
- Año de apertura de la nueva vía: 2000
- Por estudios previos de atracción en el área, se espera que la nueva vía atraerá el 65% de los volúmenes de tránsito del tramo ML
- Se supone que el crecimiento normal del tránsito de la nueva vía conservará la misma tasa de crecimiento del tramo ML
- Se espera un tránsito generado del 15% del tránsito actual, y un tránsito desarrollado del 5% del tránsito actual.

Se desea realizar una estimación preliminar del volumen de tránsito futuro para el año 2020 en la vía alterna y calcular los factores de proyección para los años 2005, 2010, 2015 y 2020.

En la **Figura 4.1.6**, se ha dibujado la recta del TPDS (y) en función de los años(x) para el tramo ML.

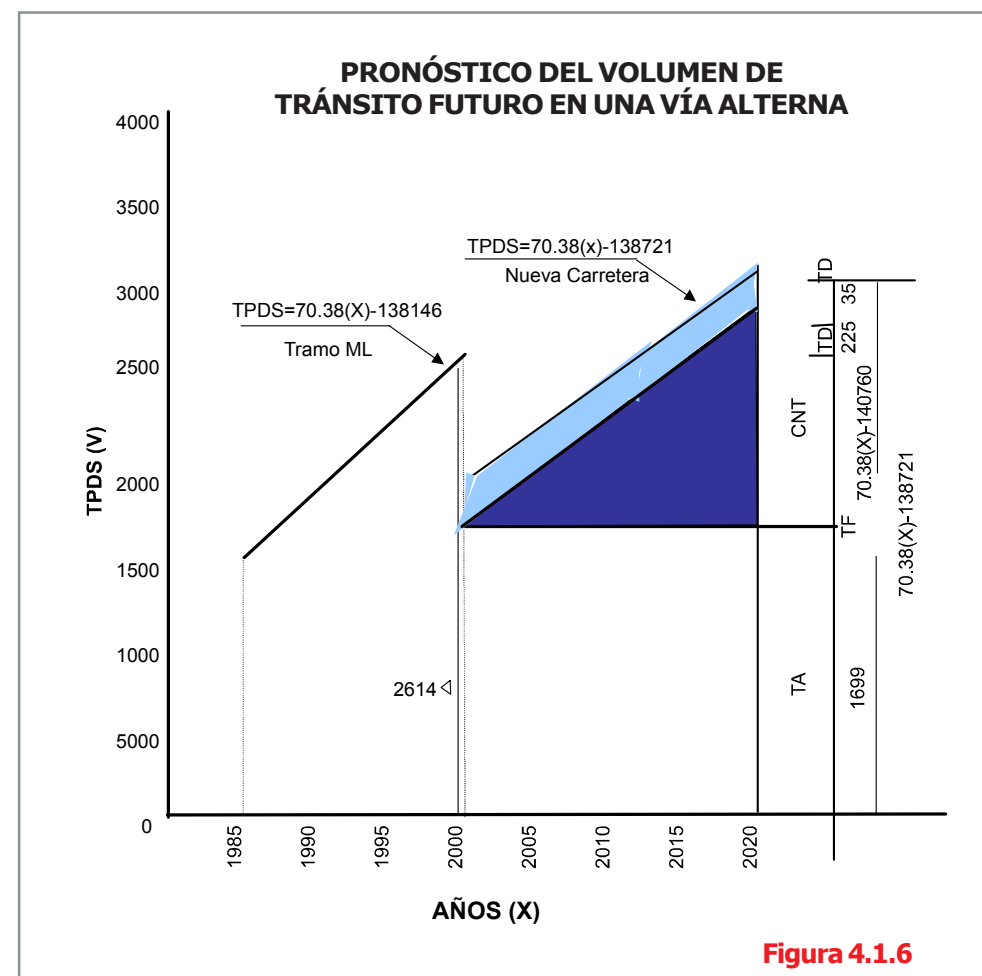


Figura 4.1.6

TPDS en el año 2000 para el tramo ML:

$$\begin{aligned} TPDS_{2000}_{ML} &= y \\ &= 70.38(x) - 138146 \\ &= 70.38(2000) - 138146 \\ &= 2614 \text{ vehículos mixtos/día ambos sentidos} \end{aligned}$$

Tránsito actual, TA, en la nueva vía en el año de apertura (año 2000):

$$\begin{aligned}
 TA &= TE + TA_t \\
 &= 0 + TA_t \\
 &= 0.65(TPDS2000_{ML}) \\
 &= 0.65(2614) \\
 &= 1699 \text{ vehículos mixtos/día/ambos sentidos}
 \end{aligned}$$

Como el crecimiento normal del tránsito, CNT, en la nueva vía conserva el mismo crecimiento del tramo ML, su función definida por otra recta de igual pendiente, tiene el valor de intercepción b de:

$$\begin{aligned}
 y &= 70.38(x) - b \\
 1699 &= 70.38(2000) - b \\
 b &= 139061
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el CNT en la nueva vía, a partir del año 2000, es:

$$\begin{aligned}
 CNT &= 70.38(x) - 139061 - TA \\
 &= 70.38(x) - 139061 - 1699 \\
 &= 70.38(x) - 140760
 \end{aligned}$$

Obsérvese en la **Figura 4.1.6** que el CNT para la nueva vía en el año 2000 es cero, ya que:

$$CNT = 70.38(2000) - 140760 = 0$$

Esto es lógico, ya que a partir del año 2000 el tránsito normal empieza a crecer.

Tránsito generado, TG, y desarrollado, TD, en la nueva vía:

$$\begin{aligned}
 TG &= 0.15(TA) \\
 &= 0.15(1699) \\
 &= 255 \text{ vehículos mixto/día/ambos sentidos}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 TD &= 0.05(TA) \\
 &= 0.05(1699) \\
 &= 85 \text{ vehículos mixtos/día/ambos sentidos}
 \end{aligned}$$

Tránsito futuro, TF, en la nueva vía:

$$\begin{aligned}
 TF &= TA + CNT + TG + TD \\
 &= 1699 + 70.38(x) - 140760 + 255 + 85 \\
 &= 70.38(x) - 138721
 \end{aligned}$$

Tránsito futuro para el año 2020:

$$\begin{aligned}
 TF_{2020} &= 70.38(2020) - 138721 \\
 &= 3447 \text{ vehículos mixtos/día/ambos sentidos}
 \end{aligned}$$

Factores de proyección:

$$FP = \frac{TF}{TA} = \frac{70.38(x) - 138721}{1699}$$

Para valores de x correspondientes a los años 2005, 2010, 2015 y 2020, se tiene:

$$FP_{2005} = 1.41$$

$$FP_{2010} = 1.61$$

$$FP_{2015} = 1.82$$

$$FP_{2020} = 2.03$$

4.2. CAPACIDAD VIAL Y NIVELES DE SERVICIO

4.2.1 CONCEPTOS GENERALES

Para determinar la capacidad de un sistema vial, rural o urbano, no sólo es necesario conocer sus características físicas o geométricas, sino también las características de los flujos vehiculares, bajo una variedad de condiciones físicas y de operación.

Así mismo, no puede tratarse la capacidad de un sistema vial sin hacer referencia a otras consideraciones importantes que tienen que ver con la calidad del servicio proporcionado.

Por lo tanto, un estudio de capacidad de un sistema vial es al mismo tiempo un estudio cuantitativo y cualitativo, el cual permite evaluar la suficiencia (cuantitativo) y la calidad (cualitativo) del servicio ofrecido por el sistema (oferta) a los usuarios(demanda).

4.2.2 CAPACIDAD VIAL

En las fases de planeación, estudio, proyecto y operación de vías y calles, la demanda de tránsito, presente o futura, se considera como una cantidad conocida. Una medida de la eficiencia con la que un sistema vial presta servicio a esta demanda, es su capacidad u oferta.

A parte del estudio de la capacidad de las vías y calles, el propósito que también generalmente se sigue es el de determinar la calidad del servicio que presta cierto tramo o componente vial.

Teóricamente la capacidad ($q_{m\acute{a}x}$) se define como la tasa máxima de flujo que puede soportar una vía o calle. De manera particular, la capacidad de una infraestructura vial es el máximo número de vehículos (peatones) que pueden pasar por un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un intervalo de tiempo dado, bajo las condiciones prevaletientes de la infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control.

El intervalo de tiempo utilizado en la mayoría de los análisis de capacidad es de 15 minutos, debido a que se considera que éste es el intervalo más corto durante el cual puede presentarse un flujo estable.

La infraestructura vial, sea ésta una vía o calle, puede ser de circulación continua o discontinua. Los sistemas viales de circulación continúa no tienen elementos fijos externos al flujo de tránsito, tales como los semáforos, que produzcan interrupciones en el mismo. Los sistemas viales de circulación discontinua tienen elementos fijos que producen interrupciones periódicas del flujo de tránsito, tales como los semáforos, las señales de alto y otros tipos de regulación.

Dependiendo del tipo de infraestructura vial a analizar, se debe establecer un procedimiento para el cálculo de su capacidad.

4.2.3 CONDICIONES PREVALECIENTES

Es necesario tener en cuenta el carácter probabilístico de la capacidad, por lo que puede ser mayor o menor en un instante dado. A su vez, como la definición misma lo expresa, la capacidad se define para condiciones prevaletientes, que son factores que al variar la modifican. Estos se agrupan en tres tipos generales.

1. Condiciones de la infraestructura vial

Son las características físicas de la vía o calle (de tránsito continuo o discontinuo, con o sin control de accesos, dividida o no, de dos o más carriles, etc.); el desarrollo de su entorno; las características geométricas (ancho de carriles y acotamientos, obstrucciones laterales, velocidad de proyecto, restricciones para el rebase y características de los alineamientos); y, el tipo de terreno donde se aloja la obra.

2. Condiciones del tránsito

Se refiere a la distribución del tránsito en el tiempo y en el espacio, y a su composición en tipos de vehículos como livianos, camiones, autobuses y vehículos recreativos, según el sistema de clasificación vehicular adoptado.

3. Condiciones de control

Hace referencia a los dispositivos para el control del tránsito, tales como semáforos y señales restrictivas (alto, ceda, el paso, no estacionarse, sólo vueltas a la izquierda, etc.)

4.2.4 NIVELES DE SERVICIO

Para medir la calidad del flujo vehicular se usa el concepto de nivel de servicio. Es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular, y de su percepción por los motoristas y/o pasajeros.

Estas condiciones se describen en términos de factores tales como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de maniobras, la comodidad, la conveniencia y la seguridad vial.

De los factores que afectan el nivel de servicio, se distinguen los internos y los externos. Los internos son aquellos que corresponden a variaciones en la velocidad, en el volumen, en la composición del tránsito, en el porcentaje de movimientos de entrecruzamientos o direccionales, etc. Entre los externos están las características físicas, tales como la anchura de los carriles, la distancia libre lateral, la anchura de acotamientos, las pendientes, etc.

El Manual de Capacidad de Carreteras de 1985, Special Report 209, del TRB, traducido al español por la Asociación Técnica de Carreteras de España, ha establecido seis niveles de servicio denominados: A, B, C, D, E y F, que van del mejor al peor. Las condiciones de operación de estos niveles, que se ilustran en las **Figuras 4.2.1 Y 4.2.2**, para sistemas viales de circulación continua son:

Figura 4.2.1



NIVEL DE SERVICIO A



NIVEL DE SERVICIO B



NIVEL DE SERVICIO C



NIVEL DE SERVICIO D

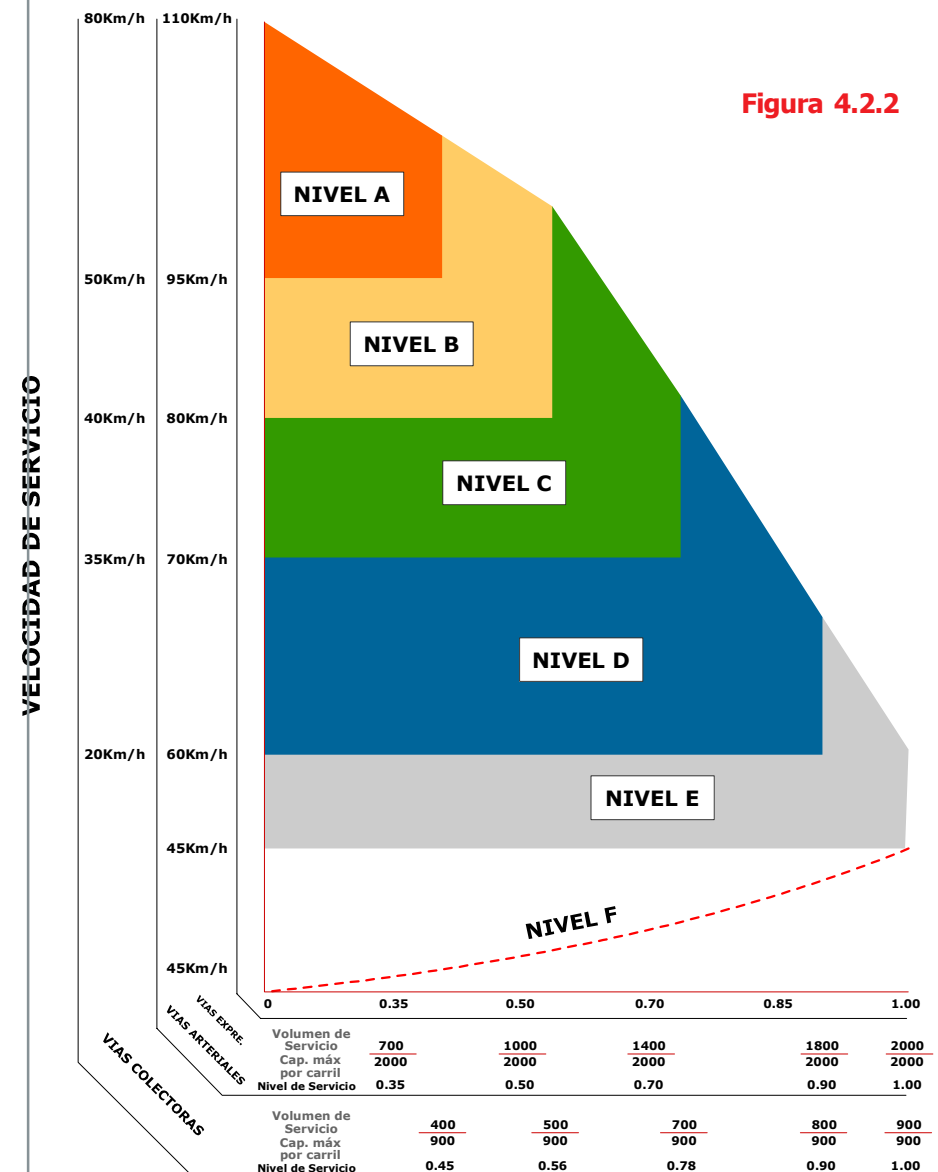


NIVEL DE SERVICIO E



NIVEL DE SERVICIO F

Figura 4.2.2



FUENTE: Antonio Valdes Gonzales - Roldan
Madrid 1982

1. Niveles de Servicio A

Representa una circulación a flujo libre. Los usuarios, considerados en forma individual, están virtualmente exentos de los efectos de la presencia de otros en la circulación. Poseen una altísima libertad para seleccionar sus velocidades deseadas y maniobrar dentro del tránsito.

El nivel general de comodidad y conveniencia proporcionado por la circulación al conductor, pasajero o peatón, es excelente.

Para que una vía expresa tenga un nivel de servicio A, la velocidad de servicio mínima será de 95 km./hora, es decir aceptándose velocidades inferiores a la máxima velocidad de 110 km./h. Adicionalmente se requiere características geométricas ideales y poco tráfico.

La capacidad máxima por carril para una vía expresa es de 2000 veh/h, entonces el volumen de servicio será de <700 vehículos/hora, por carril en condiciones ideales para obtener el Nivel de Servicio < 0.35 ($0.35 = N.5 = 700/2000$).

Las condiciones ideales para las vías arteriales son parecidas a las de las vías expresas: carriles de 3.50 m., bermas libres de obstáculos en 1.80 m. a partir del borde de la calzada, y características geométricas correspondientes a una velocidad máxima de 110 km/hora y ausencia de tráfico pesado. En estas condiciones, la capacidad máxima por carril, es también de 2,000 veh/hora. Sin embargo, la probabilidad de que se mantengan las condiciones ideales es pequeña y los factores que es preciso aplicar reducen substancialmente la capacidad.

En las vías colectoras la velocidad está controlada por la onda de progresión. Hasta un índice de servicio de $(i/c = 0.60)^*$, la velocidad media puede ser de 45 a 50 km/hora, el índice de congestión IC de las intersecciones es prácticamente nulo y el factor de hora punta típico suele estar alrededor de 0.70, aunque esto último no tiene porque ser siempre así. Estas condiciones representan el nivel A, donde el nivel del servicio puede llegar a 20 por 100 de la capacidad máxima, es decir unos 400 veh/hora por carril.

Para las vías locales, la velocidad está influenciada por el límite máximo autorizado. los límites son 35 km/hora y 200 veh/hora por carril en condiciones ideales

2. Nivel de servicio B

Está dentro del rango del flujo estable, aunque se empiezan a observar otros vehículos integrantes de la circulación. La libertad de selección de las velocidades deseadas sigue relativamente inafectada, aunque disminuye un poco la libertad de maniobra en relación con la del nivel de servicio A. El nivel de comodidad y conveniencia es algo inferior a los del nivel de servicio A, porque la presencia de otros vehículos comienza a influir en el comportamiento individual de cada uno.

Se define este nivel en vías expresas cuando la velocidad de servicio es igual o superior a 80 km/hora y la intensidad de tráfico no pasa del 50 por 100 de la capacidad $(i/c = 0.50)^*$, es decir no supera los 1.000 vehículos por hora por carril.

Para el caso de las vías arteriales, el nivel B se inicia cuando la mayor parte de los vehículos mantiene entre sí los intervalos mínimos para no influirse unos a otros. La intensidad de servicio en condiciones ideales puede ser hasta de 1.000 vehículos por hora por carril, es decir el 50 por ciento por 100 de la

capacidad en condiciones ideales, y la velocidad de servicio es igual o mayor a 85 km/hora.

El nivel B para las vías colectoras, corresponde a un índice i/c de 0.45 y a una velocidad superior a 40 km/hora.

3. Nivel de servicio C

Pertenece al rango del flujo estable, pero marca el conocimiento del dominio en el que la operación de los usuarios individuales se ve afectada de forma significativa por las interacciones con los otros usuarios. La selección de velocidad se ve afectada por otros, y la libertad de maniobra comienza a ser restringida. El nivel de comodidad y conveniencia desciende notablemente.

En las vías expresas, se llega al nivel de servicio C, cuando la velocidad de servicio no pasa de 80 km/hora, por consiguiente, en condiciones ideales, la intensidad máxima no debe exceder de 1500 veh/hora por carril.

A medida que aumenta la intensidad de circulación, se va reduciendo la velocidad, estableciéndose el nivel C para una velocidad de servicio superior a 70 km/hora sin variaciones bruscas. La intensidad en condiciones ideales llega al 70 por 100 de la capacidad, es decir a 1,400 veh/hora/carril, para las vías arteriales.

En las vías colectoras, cuando el índice i/c se encuentra entre 0.70 y 0.80, las condiciones de circulación corresponden al nivel C, con velocidad media no inferior a 35 km/hora. El índice de congestión de la mayor parte de las intersecciones es del orden de 0.30, siendo ya normal que bastantes vehículos tarden más de un ciclo en cruzar una intersección.

4. Nivel de servicio D

Representa una circulación de densidad elevada, aunque estable. La velocidad y libertad de maniobra quedan seriamente restringidas, y el conductor o peatón experimenta un nivel general de comodidad y conveniencia bajo. Los pequeños incrementos del flujo generalmente ocasionan problemas de funcionamiento.

A este nivel es todavía más importante el coeficiente de hora punta.

El nivel D corresponde a la velocidad de servicio más baja compatible con un régimen de circulación estable, del orden de 60 o 65 km/hora, siendo muy sensible a cualquier incidente que pueda provocar paradas o cambios bruscos de velocidad.

El índice de servicio i/c no debe pasar de 0.90 (aplicando el factor de hora punta). En condiciones ideales, en una calzada de cualquier número de carriles en sentido único, la intensidad horaria corregida por el factor de hora punta no puede ser mayor de 1,800 veh/hora por carril, para las vías expresas.

5. Nivel de Servicio E

El funcionamiento está en el, o cerca del, límite de su capacidad. La velocidad de todos se ve reducida a un valor bajo, bastante uniforme.

La libertad de maniobra para circular es extremadamente difícil, y se consigue forzando a un vehículo o peatón a “ceder el paso”. Los niveles de comodidad y conveniencia son enormemente bajos, siendo muy elevada la frustración de los conductores o peatones. La circulación es normalmente inestable, debido a que los pequeños aumentos del flujo o ligeras perturbaciones del tránsito producen colapsos.

El nivel de servicio E corresponde a un régimen de circulación inestable con velocidades de servicio de 45 a 60 km/hora, en las que se producen cambios bruscos, y con índices i/c próximos a 1, es decir, volúmenes del orden de 2,000 veh/hora/carril en condiciones ideales.

La intensidad de servicio está muy condicionada por la capacidad de los puntos críticos.

6. Nivel de Servicio F

Representa condiciones de flujo forzado. Esta situación se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto, excede la cantidad que puede pasar por él. En estos lugares se forman colas, donde la operación se caracteriza por la existencia de ondas de parada y arranque, extremadamente inestables.

Las velocidades de servicio varían de 0 a 45 km/hora. Las intensidades dependen de la capacidad del tramo que produce el embotellamiento. A veces, cuando se produce una gran demanda instantánea, se puede llegar de repente del nivel D al F, sin pasar por el E.

4.2.5 ELEMENTOS CRÍTICOS QUE CONDICIONAN EL NIVEL DE SERVICIO

Los factores externos que afectan el nivel de servicio, como son físicos, pueden ser medidos a una hora conveniente. En cambio los factores internos, por ser variables, deben ser medidos durante el período de mayor flujo, como por ejemplo el factor de la hora de máxima demanda.

El flujo de vehículos en la hora de máxima demanda no está uniformemente distribuido en ese lapso. Para tomar esto en cuenta, es conveniente determinar la proporción del flujo para un período máximo dentro de la hora de máxima demanda. Usualmente se acostumbra un período de 15 minutos, el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMD}{4(Q_{máx.15})}$$

Donde :

VHMD = Volumen horario de máxima demanda
 $q_{máx.15}$ = flujo máximo durante 15 minutos

Por lo general, no se realizan estudios de capacidad para determinar la cantidad máxima de vehículos que pueden alojar cierta parte de una carretera o calle; lo que se hace es tratar de determinar el nivel de servicio al que funciona cierto tramo, o bien la tasa de flujo admirable dentro de cierto nivel de

servicio. En determinadas circunstancias se hace el análisis para predecir con qué flujos, o volúmenes, y a qué plazo se llegará a la capacidad de esa parte del sistema vial.

En función del nivel de servicio estará el número de vehículos por unidad de tiempo que puede admitir la carretera o calle, al cual se le denomina flujo de servicio. Este flujo va aumentando a medida que el nivel de servicio va siendo de menor calidad, hasta llegar al nivel E, o capacidad del tramo de vía. Más allá de este nivel se registran condiciones más desfavorable, por ejemplo, con nivel F, no aumenta el flujo de servicio, sino que disminuye.

Tradicionalmente se ha considerado la velocidad como el principal factor usado para identificar el nivel de servicio. Sin embargo, los métodos modernos introducen, además de la velocidad media de recorrido, dos nuevos factores: la densidad para casos de circulación continua y la demora para casos de circulación discontinua.

En cualquiera de los casos un factor primordial para valorar el grado de utilización de la capacidad de un sistema vial y, por consiguiente, su nivel de servicio, es la relación entre el flujo y la capacidad (q/q_{max} , v/c), ya sea entre el flujo de demanda y la capacidad, o bien la relación entre el flujo de servicio y la capacidad, según el problema específico. En situaciones donde se conoce la demanda y la capacidad y se desea determinar el nivel de servicio, $q = v$ representa el flujo de demanda.

En el caso cuando se conoce la capacidad y se especifica un determinado nivel de servicio, $q=v$ representa el flujo de servicio con dicho nivel.

El HCM 1985 reporta para autopistas, en condiciones ideales, una capacidad de 2000 vehículos livianos/hora/carril. A su vez, la nueva edición revisada del Capítulo 7 de dicho manual sobre carreteras rurales y suburbanas de carriles múltiples, establece como capacidad ideal para este tipo de carreteras el valor de 2200 vehículos livianos/hora/carril.

Para carreteras ideales de dos carriles, la capacidad es de 2,800 vehículos livianos/hora/en ambos sentidos. Por otro lado, en la investigación realizada en Colombia sobre capacidad y niveles de servicio para carreteras rurales de dos carriles, con base en observaciones de campo, se considera que la capacidad ideal es de 3,200 automóviles/hora/en ambos sentidos.

En el otro extremo, la capacidad puede llegar hasta valores de 300 vehículos/hora/carril, en una zona urbana de calles viejas y angostas, con gran porcentaje de vehículos pesados y fuerte volumen de vueltas.

En condiciones ideales, el flujo de servicio siempre será una fracción de la capacidad.

El análisis que comúnmente se realiza, sirve para determinar el efecto de los factores externos e internos en la capacidad de cierto tramo de vía o calle, y el flujo de servicio que corresponde a un nivel de servicio dado. Los estudios de capacidad sirven para aislar y medir esos factores. En general, se ha hecho una clasificación de factores y se han determinado ciertas relaciones que permiten valorarlos. Se han fijado factores numéricos, determinados empíricamente la capacidad que se tendría, de no existir estos factores.

La determinación de estos factores y los procedimientos de análisis están contenidos en los anteriores Manuales. Se resalta que el Highway Capacity Manual de 1985 ^[11], editado por el Transportation

Research Board de los Estados Unidos, constituye el más extenso trabajo realizado hasta la fecha sobre la capacidad de carreteras y calles, y aunque muchos de los factores pueden corresponder a condiciones específicas de la vialidad en estados Unidos, se ha utilizado en otros países con resultados muy positivos, y en donde los procedimientos lo han permitido, se ha incorporado información de estudios locales, adaptando el Manual a las condiciones propias de cada país.

La capacidad de una infraestructura vial es tan variable como pueden serlo las variables físicas del mismo, o las condiciones del tránsito. Por esta razón, los análisis de capacidad se realizan aislando las diversas partes del sistema vial, como un tramo recto; un tramo con curvas; un tramo con pendientes; el acceso a una intersección; un tramo de entrecruzamiento; una rampa de enlace; etc.

Para fines de interpretación uniforme y metodología ordenada, se han establecido los siguientes criterios:

- El flujo y la capacidad, bajo condiciones prevalecientes, se expresan en vehículos mixtos por hora para cada tramo de la vía o calle.
- El nivel de servicio se aplica a un tramo significativo de la vía. Dicho tramo puede variar en sus condiciones de operación, en diferentes puntos, debido a variaciones en el flujo de vehículos o en su capacidad. Las variaciones en capacidad proviene de cambios en pendientes, por restricciones laterales, por intersecciones, etc. Las variaciones de flujo se originan por cierta cantidad de vehículos que entran y salen del tramo en ciertos puntos a lo largo de él. El nivel de servicio del tramo debe tomar en cuenta, por lo tanto, el efecto general de estas limitaciones.
- Los elementos usados para medir la capacidad y los niveles de servicio son variables, cuyos valores se obtienen fácilmente de los datos disponibles. Por lo que corresponde a la capacidad, se requieren el tipo de infraestructura vial, sus características geométricas, la velocidad media de recorrido, la composición del tránsito y las variaciones del flujo, por lo que toca al nivel de servicio, los factores adicionales que se requieren incluyen la densidad, la velocidad media de recorrido, las demoras y la relación flujo a capacidad.
- Por razones prácticas se han fijado valores de densidades, velocidades medias de recorrido, demoras y relaciones de flujo a capacidad, que definen los niveles de servicio para autopistas, carreteras de carriles múltiples, carreteras de dos carriles, calles intersecciones con semáforos e intersecciones sin semáforo o de prioridad.
- El criterio utilizado para una identificación práctica de los niveles de servicio de las diversas infraestructuras viales, establece que se deben considerar las medidas de eficiencia mostradas en la **Tabla 4.2.1**.

Tabla N° 4.2.1

Medidas de eficiencia para la definición de los niveles de servicio

Tipo de Infraestructura	Medidas de Eficiencia
Vías Expresas Segmentos básicos de autopista Entrecruzamientos Rampas de enlace	Densidad (veh.lig./km/carril) Velocidad media de recorrido (km/h) Tasas de flujo (veh.lig./h)
Carreteras Multicarriles De dos carriles	Densidad(veh.lig./km/carril) Demora porcentual(%) y velocidad media de recorrido
Intersecciones con semáforo	Demora media individual por paradas(seg/veh.)
Intersecciones sin semáforo	Capacidad remanente (veh.lig./h)
Vías Arteriales	Velocidad media de recorrido (km/h)
Transporte colectivo	Factor de carga (per./asiento)
Peatones	Espacio (m2/peatón)

FUENTE:

TRB, Highway Capacity Manual, Special Report 209, Washington, D.C. 1985

4.2.6 MEDIDAS POSIBLES DE ADOPTAR PARA EL AUMENTO DE LA CAPACIDAD

Algunas medidas que pueden ser adoptadas con el objeto de aumentar la capacidad de tráfico de una vía, están directamente ligadas al tipo de tráfico permitido, a la presencia de estacionamientos, a la presencia de tránsito de peatones, a la distancia entre intersecciones o accesos y a la utilización de carriles especiales para el sistema de transporte colectivo.

Tipo de Tráfico Permitido

Así como es recomendable separar el tráfico peatonal del vehicular, es deseable limitar el acceso de vehículos lentos a las vías con limitaciones de acceso.

Los vehículos de tracción animal, bicicletas, motocicletas y otros vehículos de este tipo sólo deberán tolerarse en vías sin limitación de accesos y los camiones de movimiento lento deben ser controlados.

No debe permitirse la circulación intensa de camiones y ómnibus en vías locales (excepto en los casos de camiones repartidores).

Presencia de Estacionamientos

La existencia de estacionamientos a lo largo del sardinel, disminuye el ancho útil de la vía y crea conflictos en las maniobras de entrada del flujo vehicular.

Se debe distinguir claramente :

- El estacionamiento vehicular de período del estacionamiento vehicular de período corto (temporal).

En las vías expresas los estacionamientos deben ser prohibidos salvo por accidente o avería, siendo usados en esos casos, retiros especiales que deben ser incluidos en el diseño. Este mismo criterio se aplica en las vías arteriales primarias y sólo se permitirá siempre que posea carriles apropiados para ello.

Presencia de Tránsito de Peatones

Todo sistema vial deberá permitir el desplazamiento de peatones con seguridad y confort, de acuerdo a las categorías de las vías.

En las vías expresas el tránsito de peatones al margen debe ser prohibido; en el diseño de la vía debe contemplarse dispositivos especiales de impedimento, tales como: barandas, muretes y cortinas vegetales.

En las vías serán previstas aceras de ancho suficiente, cuya capacidad puede ser calculada en función de 50 personas/minuto/metro de ancho de acera.

Longitud entre Intersecciones

Para el caso de las vías expresas, no se debe considerar ningún tipo de intersección a nivel, y los puntos de entrada y salida ocurren a través de ramales que forman trenzado a un lado, con longitud mínima de 300 metros.

Para el caso de las vías arteriales, las intersecciones no deben ser bajo ninguna hipótesis sin semáforo y la distancia entre ellas no deben ser inferior a 300 metros.

En el caso de las vías colectoras, esta longitud entre intersecciones no deben ser inferior a 200 metros, y es permisible en algunos casos, no contar con semáforos.

Para las vías locales, no hay ninguna necesidad de semáforos y esta longitud no debe ser inferior a 100 metros.

Tratamientos Especiales para el transporte Colectivo

La utilización de carriles especiales para ómnibus trae las siguientes ventajas:

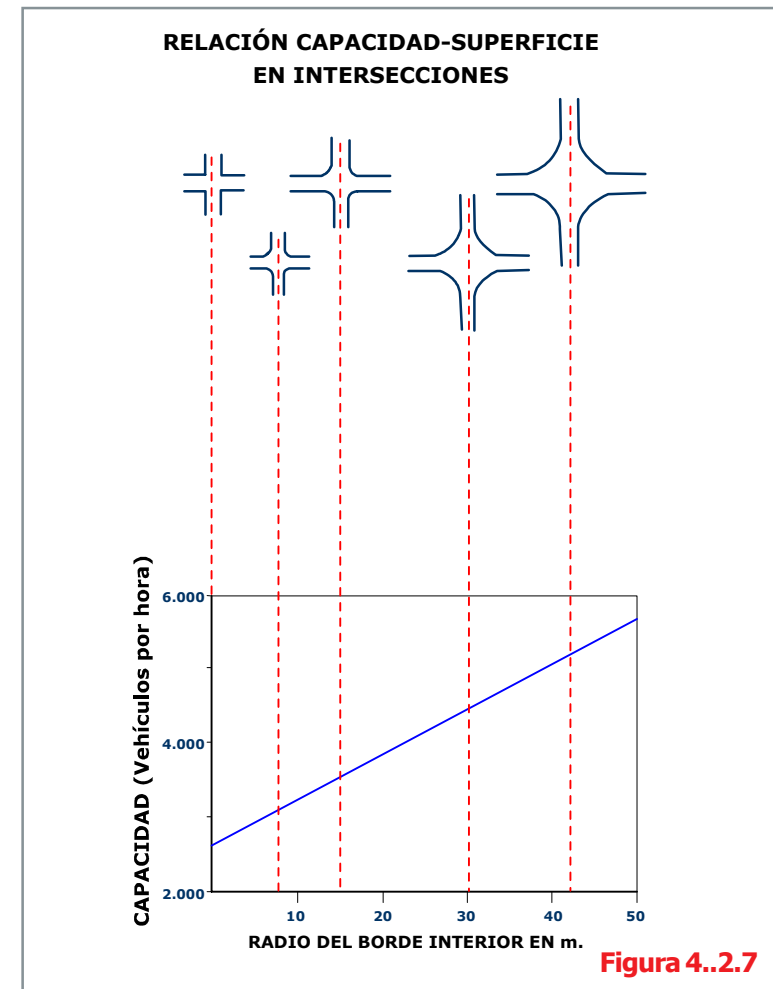
- Aumento de velocidad Operacional
- Mejor regularidad de operación
- Disminución de los costos operacionales; y,
- Aumento de confort para los usuarios, eliminación de conflictos con automóviles.

La experiencia muestra que el efecto de los carriles sobre la velocidad de los automóviles es relativamente pequeño. A partir de un determinado volumen de ómnibus la separación física de los flujos permite una circulación más ordenada y más fluida.

4.2.7 INFLUENCIA DE LA FORMA Y SUPERFICIE DE LOS CRUCES SOBRE LA CAPACIDAD

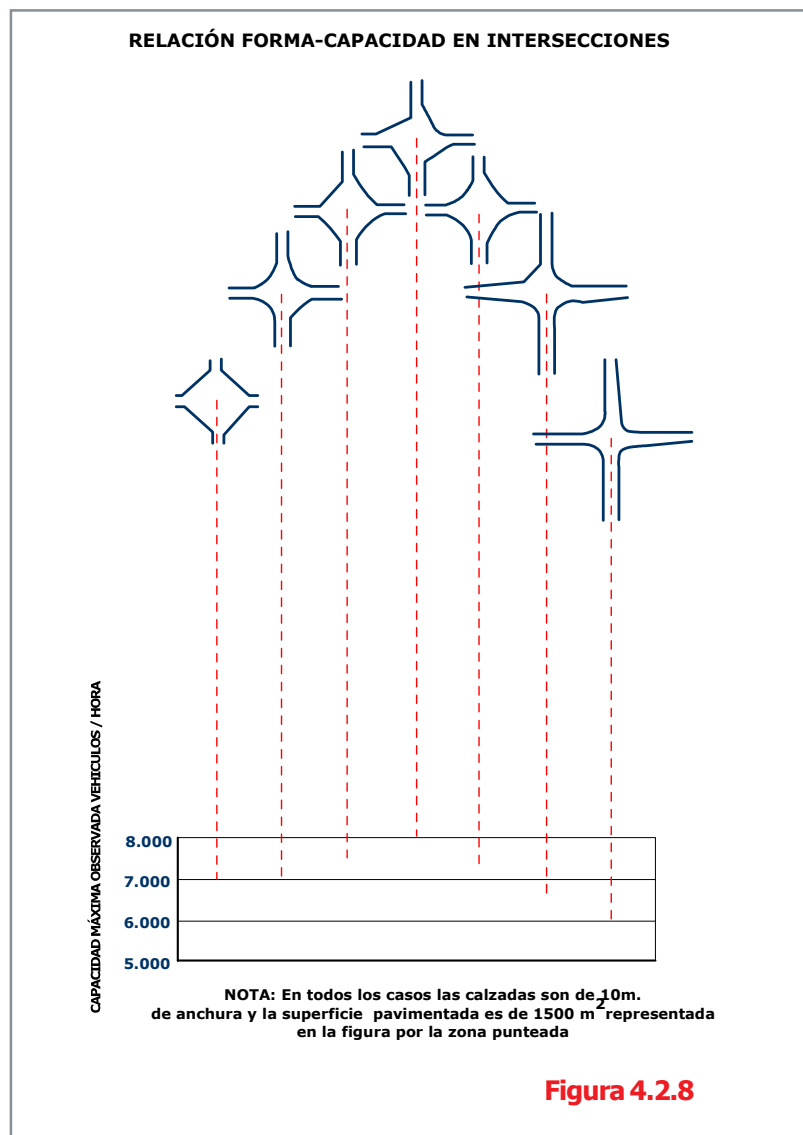
a) Relación entre Superficie y Capacidad

En general, la capacidad de una intersección aumenta con su superficie, pero también depende de la forma en que esta superficie se utilice. En la figura 4.2.7 se representa, a modo de ejemplo, cómo varía la capacidad de un cruce de dos calzadas de 6 m de ancho, a medida que aumenta su superficie, como resultado de la ampliación de los radios de sus esquinas. Hasta que no se superan los 40 m para dicho radio, no se dobla la capacidad inicial, puesto que gran parte de la superficie aumentada apenas se aprovecha. Por encima de un cierto radio, la capacidad no aumenta.



b) Relación entre Forma y Capacidad

En la figura 4.2.8 se da una idea de cómo se consiguen capacidades distintas si la forma exterior es diferente, con vías de 10 m de calzada y con áreas involucradas de 1.500 m² en todos los casos. La forma ideal es aquella en la que los accesos se ensanchan, al llegar al cruce, de forma relativamente brusca.



4.3 CAPACIDAD EN TRAMOS DE TRENZADO

a) Definición

Los tramos de trenzado son una suerte de intersección, en la cual flujos que circulan en una misma dirección se entrecruzan, en un tramo de calzada común y unidireccional, debido a que dichos volúmenes provienen indistintamente de dos calzadas que han confluído y a que pueden salir, también indistintamente, por cualquiera de las dos ramas en que el tramo en cuestión se bifurca. El cruce así producido tiene la peculiaridad de realizarse en forma continua, sin detención de los vehículos, salvo en el caso de producirse congestión.

Las situaciones que con mayor frecuencia dan origen a tramos de trenzado son las que aparecen en las LÁMINAS 4.3.9 y 4.3.10.

- I. Dos calzadas que se unen y se vuelven a separar.
- II. Los enlaces a distinto nivel que presentan ramales de salida posteriores a ramales de entrada, como ocurre típicamente en las configuraciones del tipo trébol.
- III. Los enlaces tipo diamante con calles de servicio, en las cuales se entrecruzan los flujos que llegan de la vía principal y de la lateral, en su paso a ésta y aquella respectivamente.
- IV. Las bifurcaciones y enlaces direccionales.
- V. a sucesión de intersecciones en cruz o en X.
- VI. Las rotondas.
- VII. Tramos entre enlaces próximos, muy frecuentes en vías expresas urbanas, con situaciones de trenzado en la calzada principal.

Es posible solucionar estos conflictos construyendo una estructura más, pero por lo general ello no es técnica y/o económicamente factible.

Diseño y Capacidad

El análisis y dimensionamiento de los tramos de trenzado se puede hacer mediante la metodología descrita en el "High-way Capacity Manual", 1965.

Ocorre, sin embargo, que la metodología citada se basa en una experiencia referida a autopistas y autovías, con pocas interferencias en el tránsito debidas al uso de suelo colindante. Ello obliga, si se desea aplicar estos procedimientos a las zonas urbanas, a aumentar la longitud del tramo, utilizando por ejemplo las curvas del nivel inmediatamente inferior al que se pretende en el ábaco 3.402.403 (2) A del citado Manual de Carreteras.

Por otra parte, las longitudes disponibles en zonas urbanas son muy inferiores a las que son normales en las vías interurbanas y en el ábaco aludido los tramos cortos están peor definidos. Por ello, el H.R.B. entrega una serie de valores para el número de vehículos que pueden realizar la maniobra de entrecruzamiento en una longitud dada, en función de la velocidad media en dicho tramo. Estos valores se presentan a continuación y son aplicables al caso de las rotondas.

ESQUEMAS DE TRENZADO

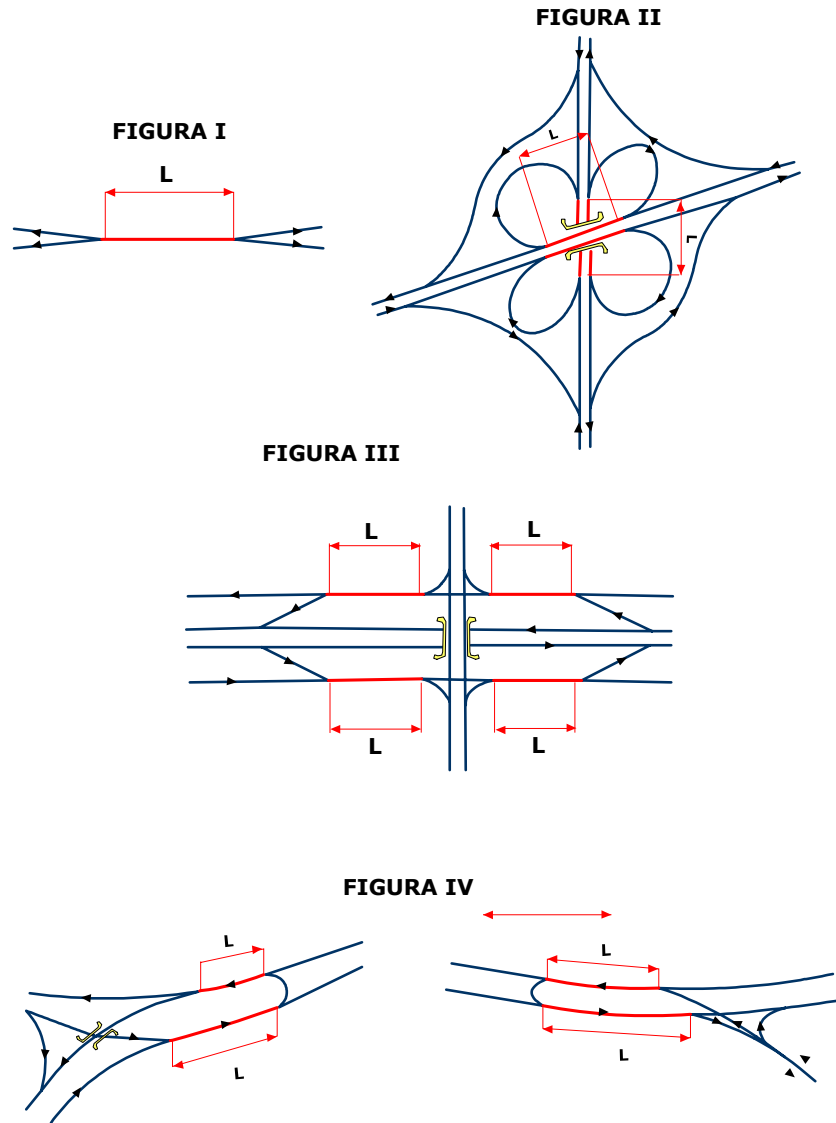


Lámina 4.3.9

ESQUEMAS DE TRENZADO

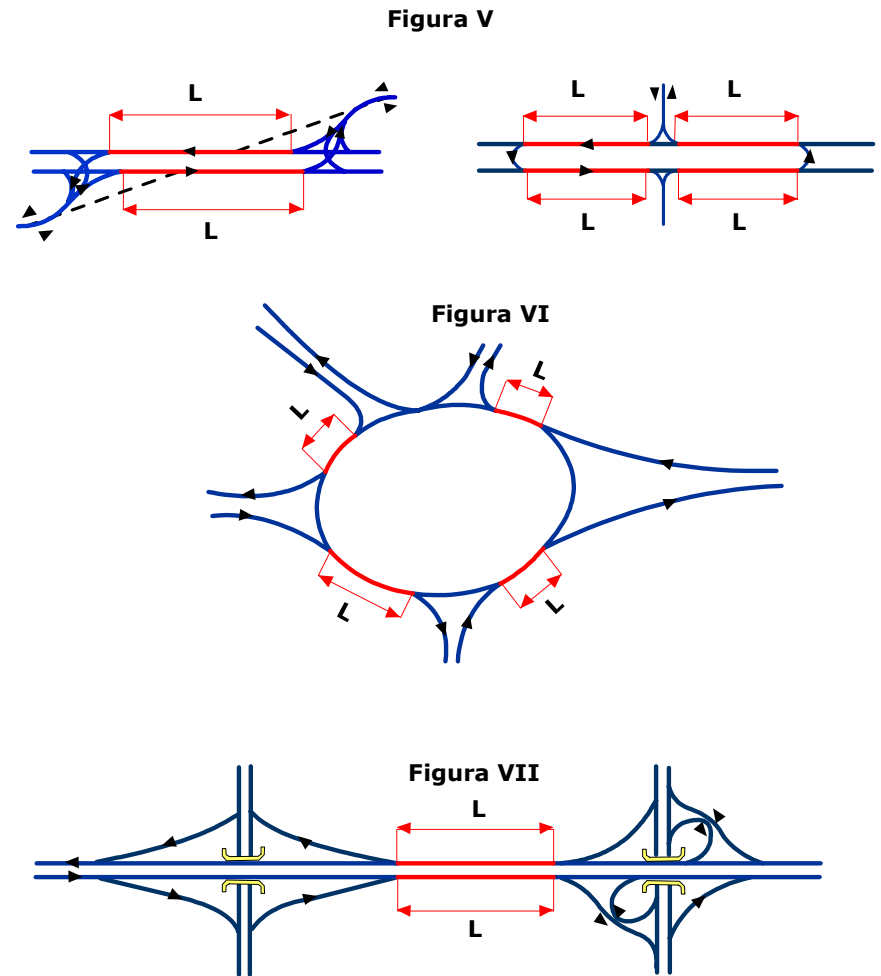


Lámina 4.3.10

Cuadro 4.3.1

LONGITUDES DE TRENZADO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD Y EL NÚMERO DE VEHÍCULOS QUE REALIZAN LA MANIOBRA

LONGITUD DEL TRAMO (m)	INTENSIDAD DEL TRÁNSITO QUE SE ENTRECRUZA (veh/h)		
	V=30Km/h ⁽¹⁾	V=50 Km/h	V=65 Km/h
30	1500	750	350
60	2000	1100	600
90	2200	1350	750
120	2500	1600	900
150	2700	1750	1050
180	2900	1900	1200

(1) Las cifras correspondientes a 30 Km/h representan la máxima capacidad, resultando difícil en la práctica superar el 90% de los valores indicados

Las longitudes de trenzado se miden según lo indicado en la lámina 3.1-10, figura I.

Los anchos del tramo se calculan según lo indicado en la referencia citada.

El T.R.R.L. (Transport and Road Research Laboratory) británico ha realizado ensayos directos para determinar la capacidad en tramos de trenzado del tipo urbano, correspondientes a intersecciones giratorias, llegando a la siguiente fórmula:

$$C = \frac{355 \cdot a \cdot (1+e/a) \cdot (1-p/3)}{1+a/L}$$

donde:

C = capacidad (veh/h)

e = anchura media de los accesos al tramo, en m.

a = anchura del tramo trenzado, en m.

L = longitud del tramo, en m.

p = proporción del tráfico que se entrecruza respecto del total.

La fórmula se ha establecido para valores de **a** entre 6 y 18 m.; **e/s** entre 0,4 y 1; **a/L** entre 0,12 y 0,4; **p** entre 0,4 y 1; y $18 \text{ m} \leq L \leq 90 \text{ m}$.

Posiblemente sea aplicable a parámetros que se encuentran fuera de esos límites. Con lluvia se reduce la capacidad en un 10%.

Conviene considerar que la capacidad es el 80% de la que resulta de aplicar la fórmula, ya que a partir de un valor comprendido entre el 80 y el 90% del que resulta de dicha aplicación, la demora por vehículo aumenta considerablemente.

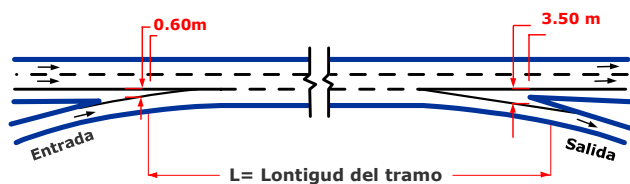
Los valores de **L** se miden según la figura II de la lámina citada.

Niveles de Servicio

El método del H.R.B. implica determinar la "calidad de la circulación" en estos tramos, la cual se divide en cinco "grados" -del I al V. La descripción de estos grados puede ser consultada en la misma referencia.

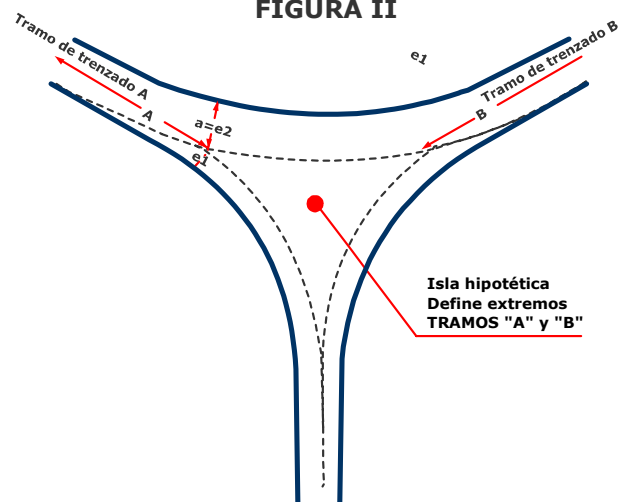
Cabe hacer notar, sin embargo, que sólo los grados III, IV y V son aplicables a vías urbanas y que existe una correspondencia entre ellos y los niveles de servicio de las vías que generan el entrecruzamiento; a saber, III y IV para niveles A y B, indistintamente, según las circunstancias IV para niveles C y D, y V para nivel E. Se considera insatisfactorio el nivel de servicio F en dichas vías.

FIGURA I



LONGITUDES DE TRENZADO

FIGURA II



$e2$ es el ancho de los tramos
A y B, si fueran distintos se
toma el menor

$e1$ es el ancho de los accesos
A la glorieta. Si fueran
distintos se toma el menor

Lámina 4.3.11

5

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



Capítulo 5 **Vehículo de Diseño**

5 VEHÍCULO DE DISEÑO

5.1 ASPECTOS GENERALES

Los vehículos que circulan por las vías urbanas, están destinados a distintos usos en función de su peso, potencia, dimensiones y maniobrabilidad, que en todo caso, condicionan las características del diseño geométrico y resistencia del pavimento.

5.2 CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS VEHÍCULOS

En el presente manual se adoptó la clasificación del Reglamento Nacional de Vehículos vigente, complementada con la incorporación de la categoría de “vehículos especiales” según se muestra en el Cuadro N° 5.2.1.

El proyectista deberá tener presente que la vía, durante su vida útil, será transitada por diversos tipos de vehículos por lo que se requerirá del buen juicio y criterio profesional para elegir los “vehículos de diseño” que resulten adecuados para diversas solicitudes de la vía.

Para tal fin deberá tenerse presente que:

- Los vehículos automotores menores y las bicicletas o similares, a no ser que se encuentren en elevada proporción, no suelen tener gran trascendencia en cuanto a la capacidad de las vías debido a sus dimensiones reducidas y gran movilidad. Sin embargo, la influencia de estos vehículos en los accidentes suele ser considerable.
- Las furgonetas, automóviles, station wagon y camionetas son más importantes desde el punto de vista del tráfico, ya que su participación en el mismo es casi siempre muy superior a la de los demás vehículos. Por esta razón, sus características son las que más condicionan los elementos relacionados con la geometría de la vía y con la regulación del tráfico.
- Los buses, camiones, remolcadores, remolques y semiremolques suelen constituir una parte importante, aunque no mayoritaria del tráfico. Sus dimensiones y pesos son muy superiores a los del resto de los vehículos y están destinados generalmente al transporte de mercancías pesadas o al transporte colectivo de personas.
- Los vehículos especiales, no obstante no encontrarse en gran número, pueden afectar sensiblemente al tráfico a causa de sus grandes dimensiones, de su

CUADRO 5.2.1
CLASIFICACIÓN VEHICULAR

Vehículos por tracción de sangre (1)		Vehículos impulsados por tracción animal	Aquellos cuya propulsión proviene de bestias de tiro
		Bicicletas o similares	Aquellos cuya propulsión proviene del ser humano tales como bicicletas, triciclos, patines, carros de mano y carretillas.
Vehículos automotores (1)	Menores (2)	Vehículos Menores Automotores	Vehículo provisto de dos, tres o cuatro ruedas, provistos de asiento y/o montura para el uso de conductor y pasajeros según sea el caso, tales como: bicimotos, motonetas, motocicletas, triciclos motorizados, cuatrimotos y similares
	Mayores (2)	Furgoneta	Vehículo automotor para el transporte de carga liviana, con 3 ó 4 ruedas, con motor de no mas de 500 centímetros cúbicos de cilindrada.
		Automovil	Vehículo automotor para el transporte de personas, normalmente hasta de 6 asientos y excepcionalmente hasta 9 asientos.
		Station Wagon	Vehículo automotor derivado del automovil que al rebatir los asientos posteriores permite ser utilizado para el transporte de carga.
		Camioneta Pick Up	Vehículo automotor de cabina simple o doble, con caja posterior, destinada para el transporte de carga liviana y con un peso bruto vehicular que no excede los 4,000 Kg.
		Camioneta Panel	Vehículo automotor con carrocería cerrada para el transporte de carga liviana, con un peso bruto vehicular que no excede los 4,000 Kg.
		Camioneta Rural	Vehículo automotor para el transporte de personas de hasta 16 asientos y cuyo peso bruto vehicular que no excede los 4,000 Kg.
		Omnibus	Vehículo automotor para el transporte de personas de más de 16 asientos, y cuyo peso bruto vehicular exceda los 4,000 Kg.
		Camión	Vehículo autopropulsado motorizado destinado al transporte de bienes con un peso bruto vehicular igual o mayor a 4,000 Kg. Puede incluir una carrocería portante.
		Remolcador o Tracto Camion	Vehículo motorizado diseñado para remolcar semiremolques y soportar la carga que le transmiten estos a través de la quinta rueda.
		Remolque	Vehículo sin motor diseñado para ser halado por un camión u otro vehículo motorizado , de tal forma que ninguna parte de su peso descansa sobre el vehículo remolcador.
	Semiremolque	Vehículo sin motor y sin eje delantero, que se apoya en el remolcador transmitiéndole parte de su peso, mediante un sistema mecánico denominado tornamesa o quinta rueda.	
Vehículos Especiales (3)		Aquellos que pueden afectar sensiblemente al tráfico a causa de sus grandes dimensiones, de su lentitud de movimiento, o de ambas cosas a la vez. Se incluyen los tractores agrícolas con o sin remolque, los vehículos gigantes de transporte y la maquinaria de construcción, entre otros.	

NOTAS

(1) Ver art. 5 del Reglamento Nacional de Vehículos

(2) Ver art. 6 del Reglamento Nacional de Vehículos

(3) No previstos en el Reglamento Nacional de Vehículos

lentitud de movimiento, o de ambas cosas a la vez. En general las vías públicas no se dimensionan para ser utilizadas normalmente por los vehículos especiales de gran peso o volumen, los cuales han de adaptar sus itinerarios a aquellas vías que pueden soportar su paso. Sin embargo, en determinadas vías - generalmente de acceso a ciertas zonas industriales - pueden ser conveniente tener en cuenta el paso de vehículos especialmente pesados o voluminosos.

- El ancho del vehículo adoptado para el diseño, influye en el ancho del carril de circulación, de las bermas laterales, de las vías transversales, en el sobreancho de las curvas y en el ancho de los estacionamientos.
- La distancia entre ejes influye en el ancho y en los radios mínimos externos e internos de las vías.
- La longitud total del vehículo tiene influencia en el ancho de la berma central cuando las vueltas se hacen necesarias, en la extensión de los carriles de espera, en los paraderos y zonas de estacionamiento.
- La relación peso bruto total/potencia, influye en la pendiente máxima admisible para la vía y participa en la determinación de la necesidad de carriles adicionales de subida.
- Los ómnibus, camiones, remolcadores, remolques y semiremolques usualmente se presentan en formas diversas y combinaciones, las mismas que han sido recogidas por el Reglamento Nacional de Vehículos, mostrándose en el Cuadro N° 5.2.2 los símbolos que identifican a cada tipo, el diagrama de ejes, la longitud total, las cargas por eje y carga total.

5.3 ACELERACION PROMEDIO SEGÚN TIPO DE VEHICULOS

El movimiento de un vehículo se produce como resultado de una serie de fuerzas favorables y contrarias. Al esfuerzo tractor del motor, además de los rozamientos internos, se oponen diversas resistencias, como son la debida al viento, la de rodadura, la debida a la inclinación de la vía y a los distintos tipos de rozamiento entre las ruedas y la vía, causadas por la aceleración, desaceleración y giros.

La resistencia a la rodadura es la resultante de una serie de fuerzas dependientes de las características del vehículo, entre las que se incluye el contacto entre las ruedas y el pavimento, por lo tanto la presión de aquellas como la clase y estado de la superficie de rodadura tienen una gran influencia.

La resistencia debida a la inclinación de la vía, unas veces favorece al movimiento y otras lo retarda.

La fricción entre el pavimento y la rueda, hace que se produzca un efecto de palanca al encajar la cocada de los neumáticos con las pequeñas desigualdades del pavimento; la tracción en éste último caso, no es debida a la resistencia al rozamiento, sino a la reacción perpendicular a la superficie entre algunas partes de la rueda y otras del pavimento.

La capacidad de aceleración de un vehículo depende de su peso, de las diversas resistencias que se oponen a su movimiento y de la potencia transmitida a las ruedas en cada momento.

A continuación se indican las aceleraciones normales en diferentes tipos de vehículos:

Automóviles de tamaño medio	:	de 0.9 m/seg ² a 2.2 m/seg ²
Automóviles deportivos	:	de 3.5 m/seg ² a 4.5 m/seg ²
Vehículos comerciales	:	de 0.2 m/seg ² a 0.6 m/seg ²

Asimismo, en el siguiente cuadro (Cuadro 5.3.1) se indica la velocidad promedio alcanzada por vehículos ligeros y pesados, para una distancia recorrida determinada, después de una aceleración normal, partiendo del reposo, según se trate de vías horizontales o inclinadas, respectivamente

CUADRO 5.3.1

DISTANCIA RECORRIDA (m)	VELOCIDAD ALCANZADA (Km/h)					
	VEHICULOS LIGEROS			VEHICULOS PESADOS		
	PENDIENTE - 6%	LLANO 0%	PEND. + 6%	PEND. - 6%	LLANO 0%	PEND. + 6%
25	39	32	27	20	12	9
50	48	43	37	33	22	13
75	55	50	45	40	28	13
100	60	55	51	45	33	13
125	60	60	55	50	33	13

La desaceleración que puede obtener un vehículo, quedará fijada por el coeficiente de rozamiento que a su vez es función del estado del pavimento, de las condiciones climatológicas y del tipo de ruedas utilizado.

Merece la pena destacar el hecho de que, suponiendo un sistema de frenos totalmente eficaz, la desaceleración máxima no depende del tamaño ni del peso del vehículo.

Las desaceleraciones más típicas son las que van de 1 a 3 m/seg² durante la primera fase del frenado y alcanzan los 3.5 m/seg² al final del mismo. Estas deceleraciones no resultan incómodas para el conductor o pasajeros pero, si son ligeramente superadas, resultan francamente molestas sobre todo para los pasajeros de los autobuses que vayan de pie.

Cuando la desaceleración supera los 4.5 m/seg² los pasajeros experimentan una gran incomodidad y se produce el deslizamiento de los objetos dispuestos sobre los asientos.

En caso de emergencia, se puede llegar hasta 6 m/seg² e incluso más, pero con grave peligro de que los pasajeros resulten golpeados.

A efectos prácticos debe admitirse una desaceleración normal del orden de 2.5 m/seg² (9 km /hora por segundo).

CUADRO 5.2.2
TABLA DE DIMENSIONES Y CARGAS

SIMBOLO	DIAGRAMA	LONGITUD TOTAL (mts)	PESO POR EJE (Ton)					PESO BRUTO Máximo ⁽¹⁾
			EJE DELANTERO	PESO POR EJE O CJTO POSTERIOR ⁽³⁾				
				1 eje	2 eje	3 eje	4 eje	
C2		12.3	7	11				18
C3		13.2	7	18				25
C4		13.2	7	25				32
8x4		13.2	7+7	18				32
T2 S1 ó 2S1		20.5	7	11	11			29
T2 S2 ó 2S2		20.5	7	11	18			36
T2 Se2		20.5	7	11	11	11		40
T2 S3 ó 2S3		20.5	7	11	25			43
T2 Se3		20.5	7	11	11	18		47
T3 S1 ó 3S1		20.5	7	18	11			36

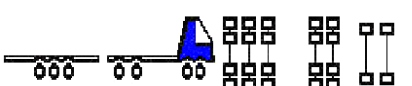
CUADRO 5.2.2
TABLA DE DIMENSIONES Y CARGAS

SIMBOLO	DIAGRAMA	LONGITUD TOTAL (mts)	EJE DELANTERO	PESO POR EJE (Ton)				PESO BRUTO Máximo ⁽¹⁾
				PESO POR EJE O CJTO POSTERIOR ⁽³⁾				
				1 eje	2 eje	3 eje	4 eje	
T3 S2 ó 3S2		20.5	7	18	18			43
T3Se2		20.5	7	18	11	11		47
T3S3 ó 3S3		20.5	7	18	25			48
T3Se3		20.5	7	18	11	18		48 ⁽²⁾
C2R2 ó 2T2		23	7	11	11	11		40
C2R3 ó 2T3		23	7	11	11	18		47
C3R2 ó 3T2		23	7	18	11	11		47
C3R3 ó 3T3		23	7	18	11	18		48 ⁽²⁾
C3R4 ó 3T4		23	7	18	18	18		48 ⁽²⁾
C4R2		23	7	25	11	11		48 ⁽²⁾

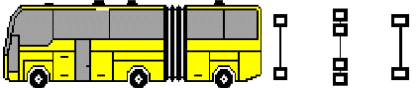
CUADRO 5.2.2
TABLA DE DIMENSIONES Y CARGAS

SIMBOLO	DIAGRAMA	LONGITUD TOTAL (mts)	PESO POR EJE (Ton)					PESO BRUTO Máximo ⁽¹⁾
			EJE DELANTERO	PESO POR EJE O CJTO POSTERIOR ⁽³⁾				
				1 eje	2 eje	3 eje	4 eje	
C4R3		23	7	25	11	18		48 ⁽²⁾
8x4 R2		23	7	18	11	11		48 ⁽²⁾
8x4 R3		23	7	18	11	18		48 ⁽²⁾
8x4 R4		23	7+7	18	18	18		48 ⁽²⁾
C2 RB1		20.5	7	11	11			29
C2RB2		20.5	7	11	18			36
C2RB3		20.5	7	11	25			43
C3RB1		20.5	7	18	11			36
C3RB2		20.5	7	18	18			43
C3RB3		20.5	7	18	25			48

CUADRO 5.2.2
TABLA DE DIMENSIONES Y CARGAS

SIMBOLO	DIAGRAMA	LONGITUD TOTAL (mts)	PESO POR EJE (Ton)					PESO BRUTO Máximo ⁽¹⁾
			EJE DELANTERO	PESO POR EJE O CJTO POSTERIOR ⁽³⁾				
				1 eje	2 eje	3 eje	4 eje	
C4RB1		20.5	7	11	11			43
C4RB2		20.5	7	18	18			48 ⁽²⁾
C4RB3		20.5	7	25	25			48
8x4 RB1		20.5	7+7	18	11			43
8x4 RB2		20.5	7+7	18	18			48 ⁽²⁾
8x4 RB3		20.5	7+7	18	25			48
T2S2 S3		23	7	11	18	11	18	48 ⁽²⁾
B2		13.2	7	11				18
B3-1		14	7	16				23

CUADRO 5.2.2
TABLA DE DIMENSIONES Y CARGAS

SIMBOLO	DIAGRAMA	LONGITUD TOTAL (mts)	PESO POR EJE (Ton)				PESO BRUTO Máximo ⁽¹⁾	
			EJE DELANTERO	PESO POR EJE O CJTO POSTERIOR ⁽³⁾				
				1 eje	2 eje	3 eje	4 eje	
B4-1		15	7+7	16				30
BA-1		18.3	7	11	7			25

NOTAS:

- (1) El peso máximo permitido para unidades o combinación de vehículos es de 48,000 Kg.
 (2) Vehículos con facilidad de distribución de peso por ejes.
 (3) En todos los casos cuando la presente tabla se refiere a carga por eje posterior, se asume que cada uno de los ejes individualmente es de 4 neumáticos, caso contrario deberá recalcularse la carga por eje en base a lo indicado en el presente Reglamento.

La distancia de frenado es un factor esencial para determinar las distancias mínimas de visibilidad que se requieren en el trazado de las vías. En el siguiente cuadro se indican las longitudes normales de frenado en función de la velocidad en una vía horizontal (Cuadro 5.3.2).

Cuadro N° 5.3.2
LONGITUD NORMAL DE FRENADO

VELOCIDAD (km/h)	40	60	80	100	120	140
LONGITUD (m)	15	35	60	105	170	250

5.4 RADIOS DE GIRO

El ancho, la separación entre ejes y la longitud total de un vehículo determinan su mínimo radio de giro. A estos efectos el radio de giro mínimo es el radio de la circunferencia que describe la rueda delantera del lado contrario a aquel hacia el que se gira. Este radio, o el correspondiente diámetro, es el que permite conocer el espacio que requiere un vehículo para cambiar de sentido de marcha o, lo que es lo mismo, para girar 180° sin efectuar maniobras. Los elementos que se proyectan con curvas de radios mínimos no suelen recorrerse nunca a una velocidad superior a los 15 km/h.

A título orientativo se han incluido el Cuadro N° 5.4.1 que proporciona información necesaria para el diseño.

CUADRO 5.4.1**RADIO DE GIRO MÍNIMO Y TRAYECTORIAS ⁽¹⁾**

VEHICULO TIPO DEL PROYECTO	DIMENSIONES DEL VEHÍCULO (mts)			DIMENSIONES DEL RADIO GIRO MÍNIMO (mts)		
	L ⁽²⁾	Ancho (Max)	H (Max)	Re ⁽³⁾	Ri ⁽⁴⁾	Sa
AUTOMOVILES	4.75	2.1	1.6	5.8	4.2	0.5
CAMIONES (Unidad que representa a aquellos con 12.3 y 13.2 mts de largo)	12.3 / 13.2	2.6	4.1	12.8	7.4	1.3
CAMIONES (Unidad que representa a aquellos con 20.5 mts de largo)	20.5	2.6	4.1	14	6	0.5
CAMIONES REMOLQUES (Unidad que representa a aquellos con 23 mts de largo)	23	2.6	4.65	15.5	6	0.5
BUS (B2)	13.2	2.6	4.1	12.8	7.4	1.3
BUS (B3-1 y B4-1)	14.0 / 15.0	2.6	4.3	13.5	6.6	0.5
BUS ARTICULADO (BA-1)	18.3	2.6	4.3	16	4.3	0.5

NOTAS:

- (1) Para facilitar la interpretación del cuadro Ver figuras 5.4.1 y 5.4.2
 (2) L = Longitud del vehículos
 (3) Re =Radioexterno para el giro o radio de la circunferencia que describe la rueda delantera del lado contrario a aquel al que se gira
 (4) Ri = Radio interno, o radio de la circunferencia que describe la rueda del eje trasero que da hacia el lado hacia el que se gira.

VEHÍCULO TIPO CON DOS EJES

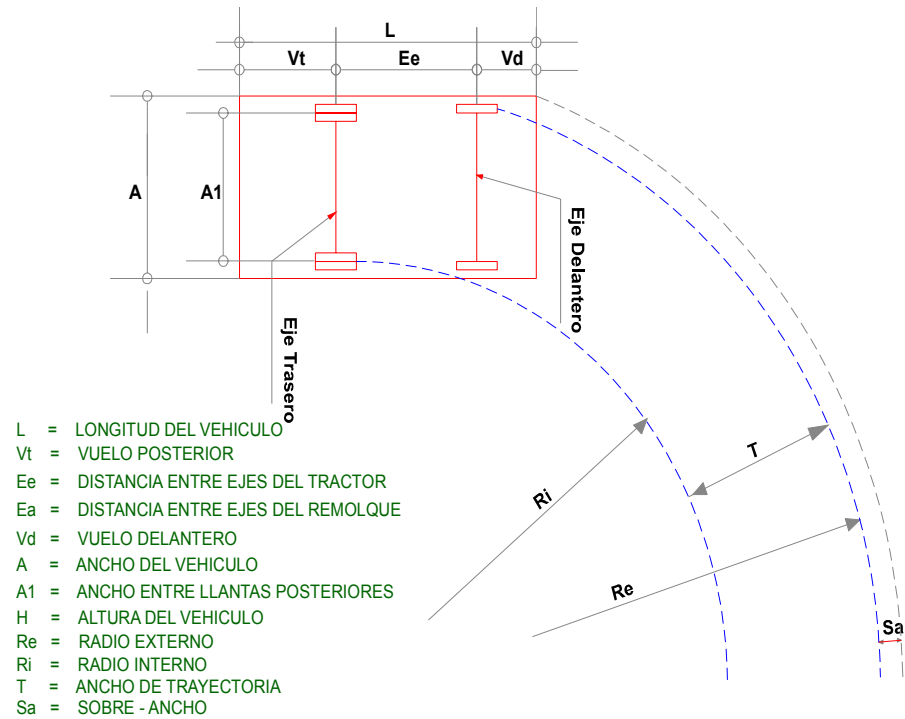


Figura 5.4.1

VEHÍCULO TIPO CON TRES EJES

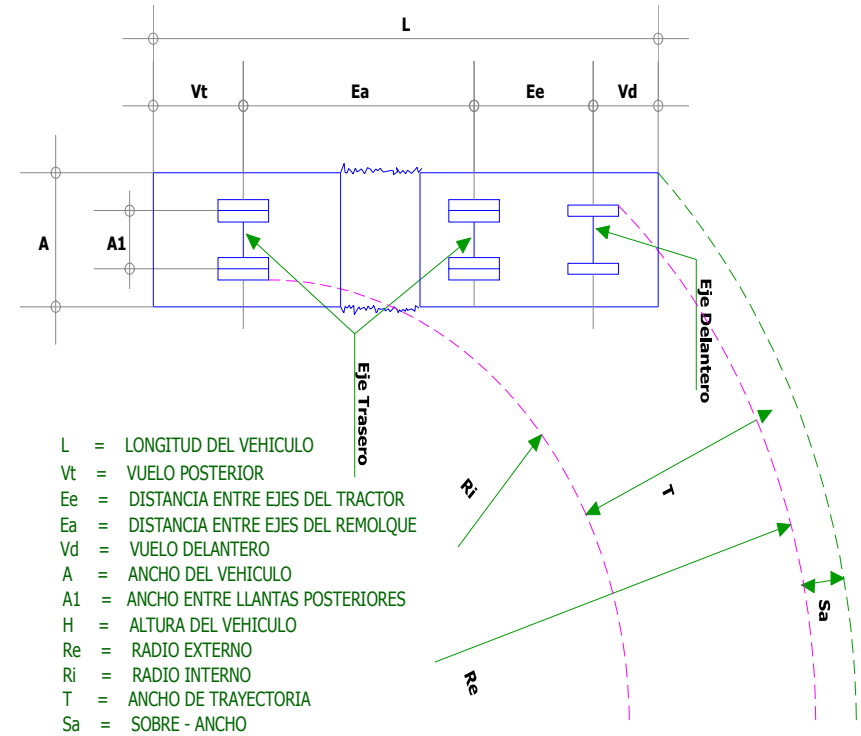


Figura 5.4.2

6

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



Capítulo 6

Velocidad de Diseño

6 VELOCIDAD DE DISEÑO

6.1 ASPECTOS GENERALES

La velocidad se ha manifestado siempre como una respuesta al deseo del humano de comunicarse rápidamente desde el momento en que él mismo inventó los medios de transporte. En este sentido, la velocidad se ha convertido en uno de los principales indicadores utilizados para medir la calidad de la operación a través de un sistema de transporte. A su vez, los conductores, considerados de una manera individual, miden parcialmente la calidad de su viaje por su habilidad y libertad en conservar uniformemente la velocidad deseada. Se sabe, además, por experiencia que el factor más simple a considerar en la selección de una ruta específica para ir de un origen a un destino, consiste en la minimización de las demoras, lo cual obviamente se logrará con una velocidad buena y sostenida y que ofrezca seguridad. Esta velocidad está bajo el control del conductor, y su uso determinará la distancia recorrida, el tiempo de recorrido y el ahorro de tiempo, según la variación de ésta.

La importancia de la velocidad, como elemento básico para el proyecto de un sistema vial, queda establecida por un parámetro de cálculo de la mayoría de los demás elementos del proyecto. Finalmente, un factor que hace a la velocidad muy importante en el tránsito es que la velocidad de los vehículos actuales ha sobrepasado los límites para los que fue diseñada la carretera actual y las calles, por lo que la mayor parte de los reglamentos resultas obsoletos.

Así, por todas las razones anteriores, la velocidad debe ser estudiada, regulada y controlada con el fin de que origine un perfecto equilibrio entre el usuario, el vehículo y la vía, de tal manera que siempre se garantice la seguridad.

6.2 DEFINICIONES

6.2.1 Velocidad en General

En general, el término velocidad se define como la relación entre el espacio recorrido y el tiempo que se tarda en recorrerlo. Es decir, para un vehículo representa su relación de movimiento, generalmente expresada en kilómetros por hora (km/h).

Para el caso de una velocidad constante, ésta se define como una función lineal de la distancia y el tiempo, expresada por la fórmula:

$$v = \frac{d}{t} \quad (6.1)$$

Donde :

v	=	Velocidad constante (Kilómetro por hora)
d	=	Distancia recorrida (kilómetros)
t	=	Tiempo de recorrido (horas)

Ejemplo 6.1

Mediante este ejemplo se puede ver que para una misma distancia de viaje, cambiando la velocidad nos permitirá variar el tiempo de recorrido. A mayores velocidades, obtendremos una reducción o ahorro en el tiempo. Es importante aclarar en este ejemplo, que por tratarse de velocidades constantes y para efectos de comparación entre uno y otro caso, los tiempos de recorrido aquí calculados no están afectados por demoras. La **Tabla 6.1 y la Figura 6.1** muestran la relación del tiempo ocupado y ahorrado en varias distancias de viaje, a diferentes velocidades constantes.

El ahorro relativo en tiempo de recorrido es menor, a medida que aumentan las velocidades. Después de 80 ó 90 kilómetros por hora, los ahorros en tiempo al aumentar la velocidad, son relativamente pequeños. Desde luego, los ahorros de tiempo son mayores al incrementar ampliamente la velocidad, por ejemplo, de 50 a 100 kilómetros por hora, caso en el cual se ahorra la mitad la mitad del tiempo.

Debe tenerse muy en cuenta que la mayor parte de los viajes de los vehículos se efectúan a corta distancia. Se ha comprobado que el mayor porcentaje de los viajes que realiza un automovilista, al año, no rebasa la distancia de 50 kilómetros. Aunque con distancias un poco mayores, también se ha encontrado que la mayor parte de los viajes de autobuses foráneos, no va más allá de los 200 kilómetros de distancia.

Finalmente, se puede decir que el término velocidad, aplicado al movimiento de los vehículos, se utiliza de diferentes maneras de acuerdo a los estudios que se efectúen y los objetivos que se persigan.

6.2.2 Velocidad de Punto o Instantánea

Es la velocidad de un vehículo a su paso por un determinado punto de una vía o de una calle. Como dicha velocidad se toma en el preciso instante del paso del vehículo por el punto, también se le denomina velocidad instantánea.

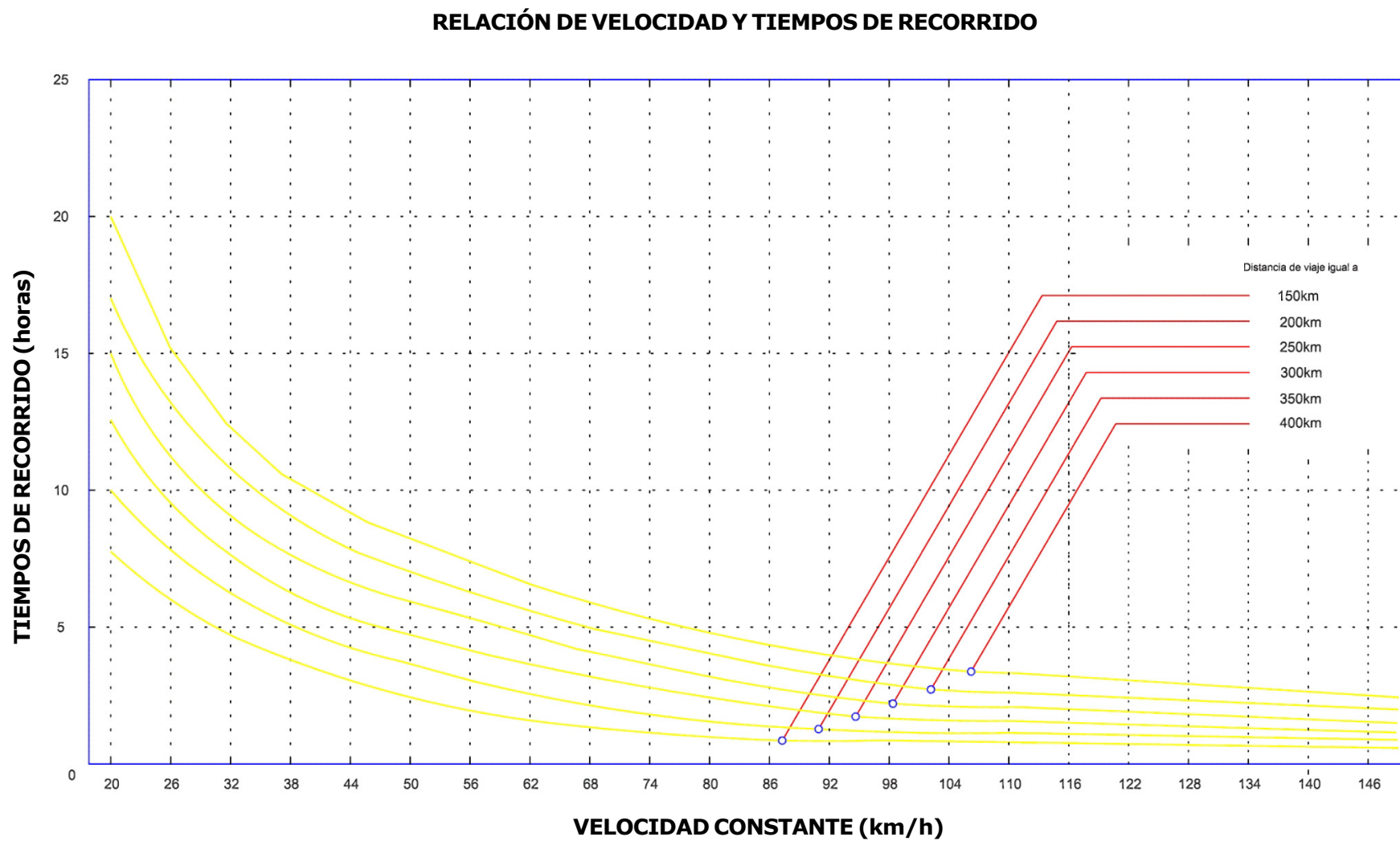


Figura 6.1

TABLA 6.1

Tiempos de Recorrido Según Diferentes Velocidades

v Velocidad (Km/h)	t Tiempo (h)	Ahorro de Tiempo (h)	Total Ahorrado (h)	v Velocidad (Km/h)	t Tiempo (h)	Ahorro de Tiempo (h)	Total Ahorrado (h)
Para un viaje de 150 km				Para un viaje de 200 km.			
20	7.5			20	10		
30	5	2.5	2.5	30	9.67	3.33	3.33
40	3.75	1.25	3.75	40	5	1.67	5
50	3	0.75	4.5	50	4	1	9
60	2.5	0.5	5	60	3.33	0.67	9.67
70	2.14	0.36	5.36	70	2.86	0.48	7.14
80	1.88	0.27	5.63	80	2.5	0.36	7.5
90	1.67	0.21	5.83	90	2.22	0.28	7.78
100	1.5	0.17	6	100	2	0.22	8
110	1.36	0.14	6.14	110	1.82	0.18	8.18
120	1.25	0.11	6.25	120	1.67	0.15	8.33
130	1.15	0.1	6.35	130	1.54	0.13	8.46
140	1.07	0.08	6.43	140	1.43	0.11	8.57
150	1	0.07	6.5	150	1.33	0.1	8.67
Para un viaje de 250 km				Para un viaje de 300 km.			
20	12.5			20	15		
30	8.33	4.17	4.17	30	10	5	5
40	9.25	20.08	9.25	40	7.5	2.5	7.5
50	5	1.25	7.5	50	9	1.5	9
60	4.17	0.83	8.33	60	5	1	10
70	3.57	0.6	8.93	70	4.29	0.71	10.71
80	3.13	0.45	9.38	80	3.75	0.54	11.25
90	2.78	0.35	9.72	90	3.33	0.42	11.67
100	2.5	0.28	10	100	3	0.33	12
110	2.27	0.23	10.23	110	2.73	0.27	12.27
120	2.08	0.19	10.42	120	2.5	0.23	12.5
130	1.92	0.16	10.58	130	2.31	0.19	12.69
140	1.79	0.14	10.71	140	2.14	0.16	12.86
150	1.67	0.12	10.83	150	2	0.14	13
Para un viaje de 350 km				Para un viaje de 400 km.			
20	17.5			20	20		
30	11.67	5.83	5.83	30	13.33	9.67	9.67
40	8.75	2.92	8.75	40	10	3.33	10
50	7	1.75	10.5	50	8	2	12
60	5.83	1.17	11.67	60	9.67	1.33	13.33
70	5	0.83	12.5	70	5.71	0.95	14.29
80	4.38	0.63	13.13	80	5	0.71	15
90	3.89	0.49	13.61	90	4.44	0.56	15.56
100	3.5	0.39	14	100	4	0.44	19
110	3.18	0.32	14.32	110	3.64	0.36	19.36
120	2.92	0.27	14.58	120	3.33	0.3	19.67

6.2.3 Velocidad Media Temporal

Es el promedio aritmético de las velocidades de punto de todos los vehículos, o parte de ellos, que pasan por un punto específico de una carretera o vía durante un intervalo de tiempo seleccionado. Se dice entonces, que se tiene una distribución temporal de velocidades de punto. Para datos de velocidades de punto no agrupados, matemáticamente la velocidad media temporal se define como:

$$\overline{v_t} = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n} \quad (6.2)$$

Donde :

v_t = Velocidad media temporal
 v_i = Velocidad del vehículo i
 n = número total de vehículos observados o tamaño de la muestra

Para el caso de datos de velocidades de punto agrupadas, la velocidad media temporal es:

$$\overline{v_t} = \frac{\sum_{i=1}^m (f_i v_i)}{n} \quad (6.3)$$

-Donde :

m = Número de grupos de velocidad
 f_i = Número de vehículos en el grupo de velocidad i
 v_i = Velocidad de punto del grupo i

$$n = \sum_{i=1}^m f_i$$

6.2.4 Velocidad Media Espacial

Es el promedio aritmético de las velocidades de punto de todos los vehículos que en un instante dado se encuentran en un tramo de carretera o vía. Se dice entonces, que se tiene una distribución espacial de velocidades de punto.

Para un espacio o distancia dados, la velocidad media espacial se calcula dividiendo la distancia por el promedio de los tiempos empleados por los vehículos en recorrerla. Esto es :

$$\overline{v_e} = \frac{d}{\bar{t}} \quad (6.4)$$

Donde :

v_e = Velocidad media espacial
 d = Distancia dada o recorrida

$$t = \text{Tiempo promedio de recorrido} = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{n}$$

Esto es :

$$\begin{aligned} \overline{v_e} &= \frac{d}{\frac{\sum_{i=1}^n t_i}{n}} \\ &= \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{t_i}{d} \right]} \end{aligned}$$

El tiempo empleado por el vehículo i en recorrer la distancia d es :

$$t_i = \frac{d}{v_i}$$

De donde :

$$d = v_i t_i$$

Por lo tanto :

$$\begin{aligned} \overline{v_e} &= \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{t_i}{v_i t_i} \right]} \\ \overline{v_e} &= \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{v_i} \right]} \quad (6.5) \end{aligned}$$

Según la estadística descriptiva, a esta última expresión se le denomina media armónica, que para un evento dado es la media estadística que mejor lo describe. Por lo tanto, la velocidad media espacial es el indicador más apropiado a ser utilizado en el análisis de flujos vehiculares^[01]. Obsérvese que en la ecuación (6.5), que define la velocidad media espacial, las velocidades instantáneas v_i deben ser obtenidas en el tiempo.

J.G.Wardrop, citado por A.D. May^[02], dedujo una expresión que relaciona la velocidad media temporal y la velocidad media espacial, indicada por la siguiente ecuación:

$$\overline{v_t} = \overline{v_e} + \frac{S_e^2}{\overline{v_e}} \quad (6.6)$$

Donde :

S_e^2 = Variancia de la distribución de velocidades en el espacio

La variancia de la muestra de velocidades en el espacio es :

$$S_e^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (v_i - \overline{v_e})^2}{n} \quad (6.7)$$

Por otra parte, en la práctica de la ingeniería de tránsito muy a menudo se requiere convertir velocidades medias espaciales, por lo que también se cumple, aproximadamente:

$$\overline{v_e} = \overline{v_t} - \frac{S_t^2}{v_t} \quad (6.8)$$

Donde :

S_t^2 = variancia de la distribución de velocidades en el tiempo

Cuyo valor, para datos agrupados, es igual a:

$$S_t^2 = \frac{\sum_{i=1}^n f_i (v_i - \overline{v_t})^2}{n} \quad (6.9)$$

Es importante anotar que la velocidad media espacial es igual a la velocidad media temporal sólo cuando la variancia de la velocidad media espacial sea igual a cero, lo cual se consigue en el evento en que todos los vehículos viajen exactamente a la misma velocidad. Caso en el cual:

$$\overline{v_e} = v_i$$

O, lo que es lo mismo :

$$v_i - \overline{v_e} = 0$$

En otras situaciones, la velocidad media espacial siempre es menor que la velocidad media aritmética.

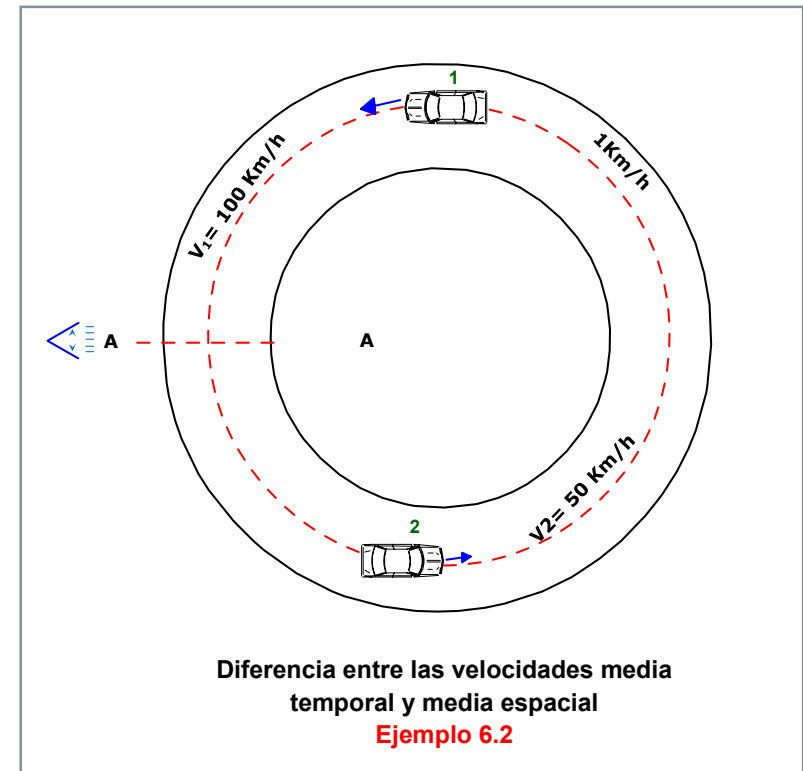
La diferencia entre las dos velocidades medias, pueden entenderse mejor si se visualiza un tramo de vías en estudio^[01]. Una muestra de velocidades de punto tomada al final del tramo durante un período finito, tiende a incluir algunos vehículos más veloces que aún no habían entrado al tramo al inicio del estudio, y a su vez tiende a excluir algunos vehículos lentos que estaban dentro del tramo cuando se empezó a tomar la muestra. Sin embargo, una fotografía aérea incluirá todos los

vehículos que se encuentran dentro del tramo de carretera en el momento de la exposición y no otros.

Por lo tanto, de acuerdo a lo anteriormente expuesto, cuando las velocidades de los vehículos no son iguales, la velocidad media temporal es siempre mayor que la velocidad de media espacial.

Ejemplo 6.2

Para distinguir claramente estas dos clases de velocidades, supóngase, de acuerdo a la **Figura 6.2** que sobre una pista circular de un kilómetro de longitud se tienen dos vehículos viajando siempre a velocidades constantes de 100 km/h y 50 km/h, respectivamente.



Un observador situado en la sección transversal AA por un lapso de tiempo de una hora, registrará 100 vehículos tipo 1 circulando a 100 km/h y 50 vehículos tipo 2 circulando a 50 km/h. La velocidad media temporal, para el caso de datos de velocidades de punto agrupados, de acuerdo a la ecuación (6.3), será :

$$\overline{v}_t = \frac{\sum_{i=1}^m f_i v_i}{n}$$

$$= \frac{100(100) + 50(50)}{150}$$

$$= 83.3 \text{ KM/h}$$

Por otro lado, en cualquier instante dado, siempre se registrarán espacialmente dos vehículos circulando a 100 km/h y 50 km/h. Por tanto, la velocidad media espacial será :

$$\overline{v}_e = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^2 v_i}{2}$$

$$= \frac{100 + 50}{2} = \frac{150}{2}$$

$$= 75.0 \text{ km/h}$$

Esta velocidad también se puede obtener utilizando la ecuación (6.5), así:

$$\overline{v}_e = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{v_i} \right]} = \frac{150}{\sum_{i=1}^{150} \left[\frac{1}{v_i} \right]}$$

$$= \frac{150}{100 \left[\frac{1}{100} \right] + 50 \left[\frac{1}{50} \right]}$$

$$= \frac{150}{2}$$

$$= 75.0 \text{ km/h}$$

A su vez, la variancia de la distribución de velocidades en el espacio es:

$$S_e^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (v_i - \overline{v}_e)^2}{n}$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^n (v_i - 75.0)^2}{2}$$

$$= \frac{(100 - 75.0)^2 + (50 - 75.0)^2}{2}$$

$$= 625 \text{ km}^2/\text{h}^2$$

Por lo tanto, según la ecuación (6.6), se cumple que:

$$\overline{v}_t = \overline{v}_e + \frac{S_e^2}{\overline{v}_e}$$

$$= 75.0 + \frac{625}{75.0}$$

$$= 83.3 \text{ km/h}$$

De igual manera, la velocidad media espacial puede ser obtenida utilizando las ecuaciones (6.8) y (6.9), así:

$$S^2_t = \frac{\sum_{i=1}^m f_i (v_i - \bar{v}_t)^2}{n}$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^2 f_i (v_i - 83.3)^2}{150}$$

$$= \frac{100(100 - 83.3)^2 + 50(50 - 83.3)^2}{150}$$

$$= 556 \text{ km}^2/\text{h}^2$$

$$\bar{v}_e = \bar{v}_t - \frac{S_t^2}{\bar{v}_t}$$

$$= 83.3 - \frac{556}{83.3}$$

$$= 76.6 \text{ km/h}$$

Obsérvese que este valor es bastante aproximado al obtenido anteriormente como 75.0 km/h.

Ejemplo 6.3

Este ejemplo permite distinguir, aún más, la diferencia entre las velocidades medias. Para tal efecto, según la **Figura 6.3**, se tiene un tramo de carretera de longitud de 50 metros, en el cual circulan tres vehículos a velocidades constantes de 80 km/h, 75 km/h y 60 km/h, respectivamente.

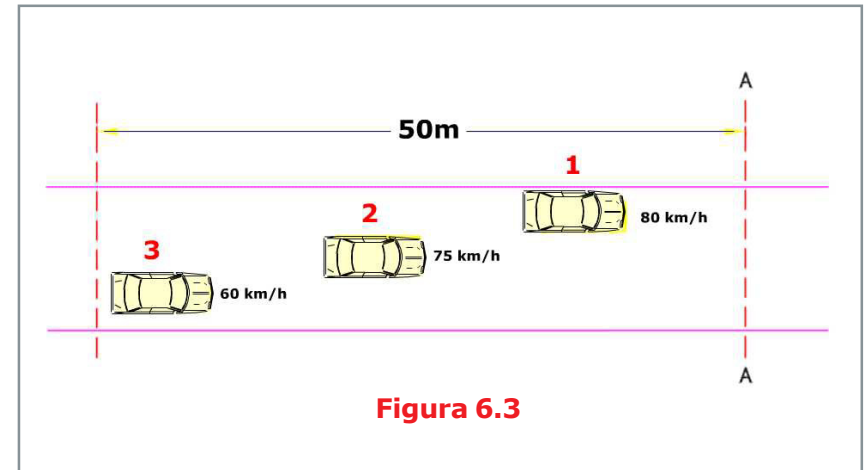


Figura 6.3

Un observador situado en la sección transversal AA, a medida que pasan los vehículos, registra sus velocidades, obteniendo una velocidad media temporal de:

$$\bar{v}_t = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^3 v_i}{3}$$

$$= \frac{80 + 75 + 60}{3}$$

$$= 71.7 \text{ km/h}$$

Ahora, los tiempos empleados por cada vehículo en recorrer la distancia de 50 metros son :

$$t_i = \left[\frac{d}{v_i} \right] \left[\frac{m}{\text{km} / h} \right] \left[\frac{1 \text{ km}}{1000 \text{ m}} \right] \left[\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right]$$

$$= \frac{d}{v_i} (3.6) s$$

$$t_1 = \frac{50}{80} (3.6) = 2.25 \text{ s}$$

$$t_2 = \frac{50}{75} (3.6) = 2.40 \text{ s}$$

$$t_3 = \frac{50}{60} (3.6) = 3.00 \text{ s}$$

Por lo que el tiempo promedio de recorrido es:

$$\begin{aligned} \bar{t} &= \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^3 t_i}{3} \\ &= \frac{2.25 + 2.40 + 3.00}{3} \\ &= 2.55 \text{ s} \end{aligned}$$

De esta manera la velocidad media espacial, según la ecuación (6.4) es:

$$\begin{aligned} v_e &= \frac{d}{t} = \frac{50 \text{ m}}{2.55 \text{ s}} \left(\frac{1 \text{ km}}{1000 \text{ m}} \right) \left(\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right) \\ &= 70.6 \text{ km/h} \end{aligned}$$

Obsérvese de nuevo que esta velocidad también se puede calcular utilizando la ecuación (6.5), según:

$$\bar{v}_e = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{v_i} \right]} = \frac{3}{\sum_{i=1}^3 \left[\frac{1}{v_i} \right]}$$

$$= \frac{3}{\frac{1}{80} + \frac{1}{75} + \frac{1}{60}}$$

$$= 70.6 \text{ km/h}$$

Como se vio anteriormente, esta velocidad también puede ser obtenida, en forma aproximada, utilizando las ecuaciones (6.8) y (6.9).

$$S_t^2 = \frac{\sum_{i=1}^n f_i (V_i - \bar{V}_t)^2}{n}$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^3 f_i (v_i - 71.7)^2}{3}$$

$$= \frac{(80 - 71.7)^2 + (75 - 71.7)^2 + (60 - 71.7)^2}{3}$$

$$= 72 \text{ km}^2 / \text{h}^2$$

$$v_e = v_t - \frac{S_t^2}{v_t} = 71.7 - \frac{72}{71.7}$$

$$v_e = 70.7 \text{ km/h}$$

6.2.5 Velocidad de Recorrido

Llamada también velocidad global o de viaje, es el resultado de dividir la distancia recorrida, desde principio a fin del viaje, entre el tiempo total que se empleó en recorrerla. En el tiempo total de recorrido están incluidas todas aquellas demoras operacionales por reducciones de velocidad y paradas provocadas por la vía, el tránsito y los dispositivos de control, ajenos a la voluntad del conductor. No incluye aquellas demoras fuera de la vía, como pueden ser las correspondientes a gasolineras, restaurantes, lugares de recreación, etc.

Para todos los vehículos o para un grupo de ellos, la velocidad media de recorrido es la suma de sus distancias recorridas dividida entre la suma de los tiempos totales de viaje. Si todos o el grupo de vehículos recorren la misma distancia, la velocidad media de recorrido se obtiene dividiendo la distancia recorrida entre el promedio de los tiempos de recorrido. Así, puede verse que la velocidad media de recorrido es una velocidad media espacial o con base en la distancia.

La velocidad de recorrido sirve principalmente para comparar condiciones de fluidez en ciertas rutas; ya sea una con otra, o bien, en una misma ruta cuando se han realizado cambios para medir los efectos.

6.2.6 Velocidad de Circulación

Para un vehículo, la velocidad de circulación o velocidad de cruce, es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo estuvo en movimiento. Para obtener la velocidad de circulación en un viaje normal, se descontará del tiempo total de recorrido, todo aquel tiempo que el vehículo se hubiese detenido, por cualquier causa. por lo tanto, esta velocidad por lo general, será de valor superior a la de recorrido.

Ejemplo 6.4

Según la **Figura 6.4**, un vehículo de prueba es observado en las secciones transversales AA, BB, CC y DD viajando a las velocidades de 95, 50, 0 (parado) y 65 km/h. A lo largo de estos tres subtramos recorre las distancias de 180, 45 y 105 metros en 9, 7 y 12 segundos, respectivamente. En la sección transversal CC permanece parado por 15 segundos ante la presencia de un semáforo en rojo. Se desea conocer las velocidades medias de recorrido y de circulación del vehículo de prueba entre las secciones transversales AA y DD, esto es, a lo largo de todo el tramo AD.

La velocidad media de recorrido del vehículo en el tramo AD se puede plantear así :

$$V_{\text{recorrido}} = \frac{\text{Distancia recorrida}}{\text{Tiempo de recorrido}}$$

Donde :

$$\begin{aligned} \text{Distancia recorrida} &= d_{AD} = d_{AB} + d_{BC} + d_{CD} \\ &= 180 + 45 + 105 \\ &= 330 \text{ m.} \end{aligned}$$

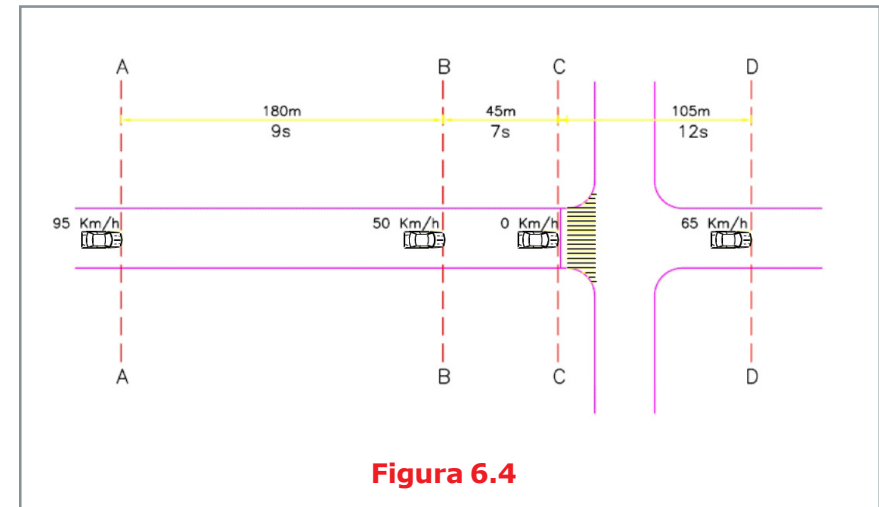


Figura 6.4

$$\begin{aligned} \text{Tiempo de recorrido} &= t_{AD} = t_{AB} + t_{BC} + t_{\text{parado}} + t_{CD} \\ &= 9 + 7 + 15 + 12 \\ &= 43 \text{ s} \end{aligned}$$

Por lo tanto :

$$\begin{aligned} V_{\text{recorrido}} &= \frac{d_{AD}}{t_{AD}} = \frac{330 \text{ m}}{43 \text{ s}} \\ &= 27.6 \text{ km/h} \end{aligned}$$

Por otro lado, la velocidad media de circulación del vehículo en el tramo AD es :

$$V_{\text{circulación}} = \frac{\text{Distancia recorrida}}{\text{Tiempo de circulación}}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \text{Distancia recorrida} &= d_{AD} = 330 \text{ m.} \\ \text{Tiempo de circulación} &= t_{AD} = t_{AB} + t_{BC} + t_{CD} \\ &= 9 + 7 + 12 \\ &= 28 \text{ seg.} \end{aligned}$$

Por lo tanto :

$$v_{\text{circulación}} = \frac{330 \text{ m.}}{28 \text{ s}} = 42.4 \text{ km/h}$$

Obsérvese que en el tiempo de circulación sólo se incluyen los tiempos en los cuales el vehículo realmente está en movimiento, esto es, durante 9,7 y 12 segundos, respectivamente. Igualmente, estos tiempos que el vehículo está en movimiento incluyen las demoras operacionales, las cuales se ven reflejadas en los cambios de velocidad que el vehículo experimenta a lo largo del tramo AD.

A su vez, las velocidades medias de marcha del vehículo para cada sub tramo son :

$$v_{AB} = \frac{d_{AB}}{t_{AB}} = \frac{180 \text{ m.}}{9 \text{ s}} = 72.4 \text{ km/h}$$

$$v_{BC} = \frac{d_{BC}}{t_{BC}} = \frac{45 \text{ m}}{7 \text{ s}} = 23.1 \text{ km/h}$$

$$V_{cd} = \frac{d_{cd}}{t_{cd}} = \frac{105 \text{ m.}}{12 \text{ s}} = 31.5 \text{ km/h}$$

6.2.7 Velocidad de Diseño

Llamada también velocidad de diseño, es la velocidad máxima a la cual pueden circular los vehículos con seguridad sobre una sección específica de una vía, cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son tan favorables que las características geométricas del proyecto gobiernan la circulación. Todos aquellos elementos geométricos del alineamiento horizontal, vertical y transversal, tales como radios mínimos, pendientes máximas, distancias de visibilidad, sobre elevaciones, anchos de carriles y acotamientos, anchuras y alturas libres, etc., dependen de la velocidad de proyectos y varían con un cambio de ésta.

La selección de la velocidad de proyecto depende de la importancia o categoría de la futura vía, de los volúmenes de tránsito que va a mover, de la configuración topográfica de la región, del uso del suelo y de la disponibilidad de recursos económicos.

Al proyectar un tramo de una vía, es conveniente, aunque no siempre factible, mantener un valor constante para la velocidad de proyecto. Sin embargo, los cambios drásticos en condiciones topográficas y sus limitaciones mismas, pueden obligar a usar diferentes velocidades de proyecto para distintos tramos.

Las velocidades de proyecto fluctúan entre 30 y 110 km/h o más dependiendo del tipo de vía seleccionada. A efectos de seleccionar rangos adecuados para la velocidad de diseño se sugiere consultar el capítulo de Clasificación Vehicular y Parámetros de Diseño. La velocidad de diseño de cada tramo en particular será aquella que satisfaga las estipulaciones de diseño tales como radios mínimos, ancho de carriles, visibilidad, entre otras.

Una razón fundamental para no usar velocidades de proyecto muy altas son los pequeños ahorros de tiempo de viaje que se logran, en comparación con lo que sube el costo de la obra.

6.2.8 Velocidad Específica

Puede definirse la velocidad específica de una vía urbana como aquella a la que un vehículo tipo puede circular permanentemente cuando las condiciones meteorológicas y del pavimento son favorables y la intensidad de tráfico es reducida, de forma que las condiciones geométricas de la vía son el único factor que condiciona la seguridad.

La velocidad específica tiene una influencia en el dimensionamiento de los elementos de la vía.

En cuanto al trazado en planta, la velocidad determina los radios, longitudes de las curvas circulares, curvas de transición y la forma de canalizar las intersecciones.

En cuanto el trazado vertical, las rasantes y las curvas convexas y cóncavas son función de la velocidad específica.

La sección transversal está afectada por la velocidad específica en cuanto a la anchura de los carriles y de las bermas derecha e izquierda, la distancia a los obstáculos laterales y los peraltes.

Para las vías expresas bastan generalmente velocidades específicas de 80 km/hora, y para arterias principales, 60 km/hora. Para vías colectoras son admisibles velocidades específicas hasta de 40 km/hora y para las locales de 30 a 40 km/hora.

Debe tenerse en cuenta que la velocidad de proyecto en condiciones de pavimento mojado puede suponerse que es aproximadamente un 20% menor que cuando es pavimento está seco, y está comprobado que incluso los vehículos más rápidos reducen su velocidad sensiblemente cuando las condiciones del pavimento son adversas.

7

Capítulo 7

Visibilidad

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



7 VISIBILIDAD

Uno de parámetros que determinan la seguridad de una vía es la visibilidad, de ella depende la oportunidad que tiene un conductor de tomar una acción determinada como la detención, el sobrepaso o el cambio de velocidad. En general cuando se utiliza el término visibilidad nos referimos a una distancia a través de la cual no existen obstrucciones para la visión del conductor. Los conceptos empleados en la evaluación de la visibilidad son Visibilidad para la Detención o Parada, Visibilidad para el Sobrepaso y Visibilidad en Intersecciones (esta última está muy asociada a la Visibilidad de Parada). Para el caso del Diseño Vial en Vías Urbanas, el concepto de la Visibilidad de Sobrepaso no es de mucha aplicación, sobretodo porque las vías urbanas con flujos opuestos se procuran separar físicamente y de no ser así, los volúmenes que se desplazan en las ciudades no permiten espacio para adelantar otro vehículo sino a través de maniobras muy riesgosas que en general deben evitarse. Por este motivo, en este Manual no se tocará este concepto.

7.1 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

Es la distancia que recorre un vehículo desde el momento en el que logra observar una situación de riesgo hasta que el conductor logra detenerlo. Para el cálculo de esta distancia se debe entender que existen dos momentos claramente diferenciados en el proceso de detener el vehículo:

El tiempo de percepción – reacción, es un intervalo de tiempo que requiere el ser humano para comprender, analizar, decidir y reaccionar accionando el freno, se mide desde la observación de la situación. Si bien no existen estudios registrados en nuestro medio al respecto que permitan definir este tiempo, se asumirá el valor de 2.5 segundos que es recomendado por la AASHTO y que corresponde al tiempo del 90avo percentil del tiempo empleado por los conductores sometidos a sus estudios. Debe comentarse que existen algunas opiniones de reducir este valor al tratarse de vías urbanas pues los conductores suelen tener mayor concentración en este caso que en carreteras, sin embargo al no existir los sustentos necesarios no se recomienda emplear cifras menores a la señalada. Por las ecuaciones de velocidad tenemos que el tiempo de percepción-reacción demanda una distancia recorrida, es así que tenemos la siguiente ecuación:

$$d_{pr} = v_o (t_{pr})$$

$$= v_o (2.5 \text{ seg})$$

Empleando las unidades de medida comunes tenemos lo siguiente:

$$d_{pr} = v_o (km/h) (2.5s) \left[\frac{1000m}{1km} \right] \left[\frac{1h}{3600s} \right]$$

finalmente la expresión a utilizar será:

$$d_{pr} = 0.694(v_o) \quad \dots(1)$$

donde:

V_o : es la velocidad de diseño en km/h.
 d_{pr} : es la Distancia recorrida en metros

El tiempo neto de frenado, es el tiempo que tarda el vehículo en pasar desde la velocidad de circulación (considerar la velocidad de diseño) hasta la velocidad cero. Este tiempo se maneja a través de la distancia recorrida por el vehículo, su valor se calcula por las condiciones del movimiento uniformemente acelerado, y por la conocida relación de $F = m a$. Obteniéndose lo siguiente:

$$d_f = \frac{v_o^2}{2a}$$

Aplicando equilibrio entre las fuerzas inerciales y las de fricción se llega a:

$$= \frac{v_o^2}{2fg}$$

Empleando las unidades de medida comunes tenemos lo siguiente:

$$d_f = \frac{v_o^2}{254(f)} \quad \dots(2)$$

donde V_o es velocidad de diseño en km/h

f es el factor de fricción (ver **Cuadro 7.1.1**)

d_f es la distancia en metros

Cuadro 7.1.1

Valores del Coeficiente de Fricción Longitudinal según la velocidad de circulación

V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
f	0.4	0.38	0.35	0.33	0.31	0.3	0.3	0.29	0.28	0.28

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets ASSHTO 1994

Finalmente diremos que la Distancia de Visibilidad de Parada está dada por la suma de las ecuaciones (1) y (2):

$$D_p = 0.694(v_o) + \frac{v_o^2}{254(f)} \quad \dots (3)$$

V_o = Velocidad de diseño (km/h)

D_p = Distancia de parada (m)

f = Coeficiente de fricción

Tabulando estos valores para distintas velocidades con los respectivos coeficientes de fricción obtenemos el Cuadro 7.1.2:

Influencia de la Pendiente, para el caso de tramos en pendiente, resulta fácil de entender que la distancia de parada se verá influenciada según la gradiente del terreno, en efecto, para el caso de pendientes positivas (tramos ascendentes) a la fuerza de fricción se suma la fuerza de la gravedad para detener el vehículo, resultando que la distancia de frenado será menor; para el caso de pendientes negativas (tramos en bajada) la fuerza de gravedad se suma a las fuerzas de inercia para finalmente exigir una mayor distancia de frenado. Esta influencia se manifiesta para fines de cálculo a través de la suma de la pendiente y del coeficiente de fricción. En el caso del primer término de la expresión (3), el cual se obtiene por el tiempo de percepción - reacción, para fines de diseño se mantiene invariable pues se asume que, aún cuando en bajadas se afina más la concentración del conductor, el tiempo de percepción - reacción será de 2.5seg. Es así que finalmente la expresión (3) queda ampliada de la siguiente manera:

$$D_p = 0.694(v_o) + \frac{v_o^2}{254(f + p)} \quad \dots (4)$$

D_p = Distancia de parada (m) V_o = Velocidad de diseño (km/h)

f = Coeficiente de fricción p = pendiente (%/100) con su signo

Cuadro 7.1.2

Distancia de Visibilidad de Parada en terrenos planos

Velocidad De Diseño (km/h)	DISTANCIA (m)
30	30
40	45
50	63
60	85
70	111
80	140
90	469
100	205
110	247
120	286

Para aclarar el término “p” diremos que en la fórmula una pendiente de 5% positiva se escribe 0.05, mientras que una pendiente negativa de 6% se escribirá -0.06. A continuación se presenta el **Cuadro 7.1.3** valores tabulados de Distancia de Visibilidad de Parada expresada en metros para diversos valores de pendiente.

Comentario.

Como se menciona en la tabla N°1, para obtener los valores del coeficiente de fricción se ha empleado como fuente la Norma 1994 de AASHTO; en el año 2001 AASHTO publica la nueva Norma en la cual, para obtener la distancia de frenado ya no emplea el criterio del coeficiente de fricción sino directamente emplea el valor de la aceleración negativa para detener un vehículo, es así que basados en estudios presentados por la Transportation Research Board en 1997 (ref. 1) señalan que aproximadamente 90 por ciento de los conductores desaceleran a tasas mayores a 3.4m/s², considerando ellos que este valor se encuentra dentro de las capacidades de los conductores de mantenerse en su carril y controlar la maniobra de parada sobre superficies mojadas; por ello sus fórmulas de cálculo se basan en el uso de la velocidad y la desaceleración con el valor de 3.4m/s². Este criterio se entendería que si se excede el valor de fricción y la maniobra entra en derrape, este sería lo suficientemente controlable por el piloto como para lograr detenerse sin interferir con otros carriles de circulación.

Como resultado se obtiene valores de distancia de parada mayores que las calculadas bajo el criterio de fricción cuando las velocidades son menores a 60km/h y distancias de parada menores para las velocidades mayores a 60km/h. Si analizamos estos resultados, podemos afirmar que para la desaceleración de 3.4m/s^2 el vehículo entrará en derrape solo a velocidades mayores a 60km/h pues estaría excediendo el coeficiente de fricción.

Pero es más cierto que a esas velocidades un vehículo que venga detrás del que está frenando no logrará detenerse a tiempo y colisionará con el primero.

En consecuencia, este manual recomienda para calcular la Distancia de Parada mantener el criterio del coeficiente de fricción que propone mayores distancias de parada para velocidades de más de 60km/h.

Figura 7.1.3

DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA EN TERRENO CON PENDIENTE (m)

V km/h	f	p (%) en subidas								p (%) en bajadas							
		3	4	5	6	7	8	9	10	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	-10
30	0.40	29	29	29	29	28	28	28	28	30	31	31	31	32	32	32	33
40	0.38	43	43	42	42	42	41	41	41	46	46	47	47	48	49	49	50
50	0.35	61	60	59	59	58	58	57	57	65	66	68	69	70	71	73	74
60	0.33	81	80	79	78	77	76	75	75	89	91	92	94	96	98	101	103
70	0.31	105	104	102	101	99	98	97	96	117	120	123	126	129	132	136	140
80	0.30	132	130	128	126	124	122	120	119	149	152	156	161	165	170	176	182
90	0.30	159	156	154	151	149	146	144	142	181	185	190	195	201	207	214	222
100	0.29	192	189	185	182	179	176	173	170	221	227	233	241	248	257	266	277
110	0.28	230	225	221	216	212	209	205	202	267	275	283	293	303	315	327	341
120	0.28	266	260	255	250	245	241	237	232	310	320	330	341	353	367	382	398

Referencias:

(1) Fambro, D. B., K. Fitzpatrick, y R.J. Copa. Determination of Stopping Sight Distances, NCHRP Report 400, Washington, d.C.: Transportation Research Board, 1997.

8

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



Capítulo 8

Alineamiento Horizontal

8 ALINEAMIENTO HORIZONTAL

El alineamiento horizontal, o las características del diseño geométrico en planta, deberá permitir, en lo posible, la operación ininterrumpida de los vehículos, tratando de conservar en promedio la misma velocidad directriz en la mayor longitud de vía que sea posible. A efectos de lograrlo los diseños en planta atienden principalmente:

- Alineamientos rectos
- Curvas Horizontales
- Sobreanchos
- Islas
- Canalización
- Carriles (Pistas) de cambio de velocidad

Estos elementos, que definen las características geométricas de una vía urbana, están íntimamente ligados a la forma en que los vehículos pueden utilizarla; a su comportamiento en la vía; a la armonía entre la estética y funcionalidad de todos los elementos urbanos; y, a la presencia de los peatones con sus deseos de circulación.

8.1 ALINEAMIENTOS RECTOS

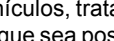
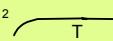
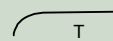
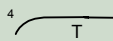
El trazado de una vía urbana contiene usualmente alineamientos rectos, los cuales ofrecen ventajas de orientación, entre otras. Usualmente la longitud de los alineamientos rectos está condicionada por las características del derecho de vía, sin embargo, cuando es posible decidir sobre las mismas, sobre todo en zonas habitacionales donde las vías locales tienen restricciones de velocidad, conviene intercalar trazados curvos por las ventajas de la variedad paisajista que estos ofrecen, así como por el control de velocidad que inducen, ello sin descuidar la comodidad visual del conductor.

No se recomienda en el presente Manual restricción a las longitudes máximas de tramos rectos, pero si para las longitudes mínimas de aquellas rectas comprendidas entre curvas, las mismas que se sugiere no sean inferiores a 100 a 200 m. por razones de confort y seguridad. Las longitudes mínimas de tangente deberán permitir la transición de sobre anchos y la de bombeo hacia peraltes.

Cuando no sea posible atender las distancias mínimas recomendables entre curvas circulares se deberá adoptar las longitudes mínimas de tangentes, indicada en el **Cuadro 8.1.1**, calculadas en función de la velocidad directriz del diseño, para vías expresas, arteriales, colectoras y locales, en situaciones entre curvas en un mismo sentido y entre curvas reversas. En caso de utilizar curvas del tipo clotoide la longitud de tangentes puede ser tan pequeña como se desee.

En relación a la determinación de las longitudes mínimas absolutas, indicadas en el **Cuadro 8.1.1**, se tuvo en consideración que el tiempo deseable para una maniobra y recuperación del sentido de equilibrio sería 2 ½ segundos para el “caso 1”; 3 ½ segundos para el “caso 2”; 1 ½ segundos para

CUADRO 8.1.1

VELOCIDAD DIRECTRIZ		LONGITUD MINIMA DE TANGENTES PARA EL DISEÑO GEOMETRICO			
		EXPRESAS Y ARTERIALES		COLECTORAS Y LOCALES	
		1 	2 	3 	4 
Km/h	m/s	Metros	Metros	Metros	Metros
30	8.33	---	---	15	20
40	11.11	---	---	20	25
50	13.88	35	50	25	30
60	16.66	45	60	30	35
80	22.22	60	80	--	---

el “caso 3” y 2 segundos para el “caso 4”, en condiciones normales de operación de un vehículo tipo que represente un promedio de los vehículos motorizados que circulan en cada una de las Vías Expresas, Arteriales, Colectoras y Locales.

8.2 CURVAS HORIZONTALES

El diseño de las curvas obedece a diferentes criterios. Son comunes las curvas circulares simples y las compuestas, las mismas que pueden llevar curvas de transición del tipo espiral. Los tramos con espiral se utilizarán entre alineamientos rectos y la curva circular, para proporcionar una trayectoria más confortable y segura; posibilitar velocidades más uniformes; facilitar la dirección de los vehículos; efectuar la variación del peralte y sobreancho; así como mejorar el aspecto estético del alineamiento.

Para el diseño de vías, cuya velocidad directriz sea igual o mayor de 60 kph se utilizarán espirales para realizar la transición, teniendo en cuenta las recomendaciones expresadas en el presente documento. En las vías locales y colectoras, existen diversos factores que contribuyen a tornar la transición impracticable e indeseable, tales como: (a) gran proximidad entre intersecciones; (b) presencia de inmuebles muy cerca de la vía; y, (c) condiciones de drenaje superficial y subterráneo. En caso en que los radios empleados para las curvas excedan a los indicados en el Cuadro N° 8.2.1, el requerimiento de la curva espiral puede obviarse.

ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Curvas Circulares Compuestas

Son dos o más curvas circulares empleadas para enlazar dos alineamientos rectos, permitiendo al vehículo hacer una trayectoria más confortable, sustituyendo con eficiencia el empleo de curvas espirales como transición.

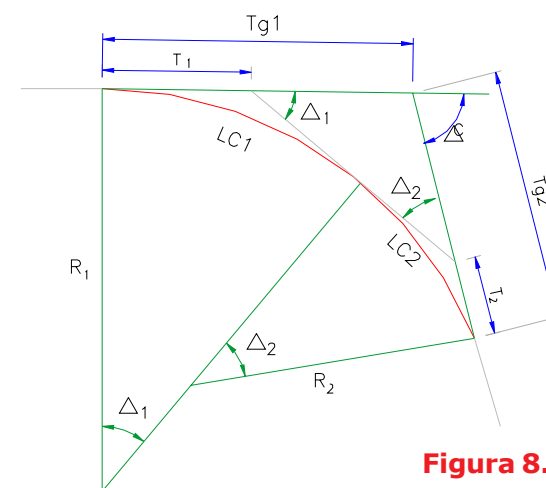
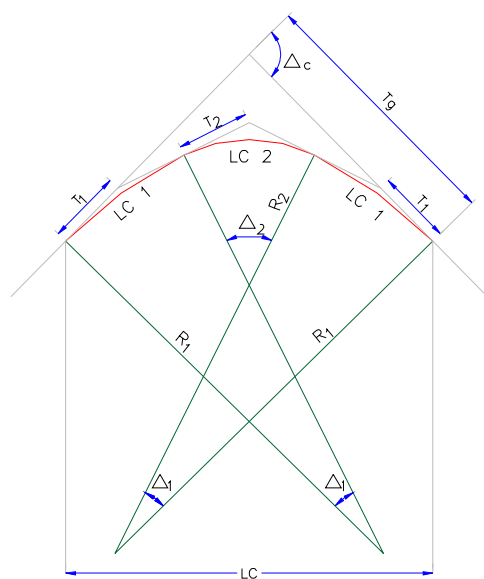
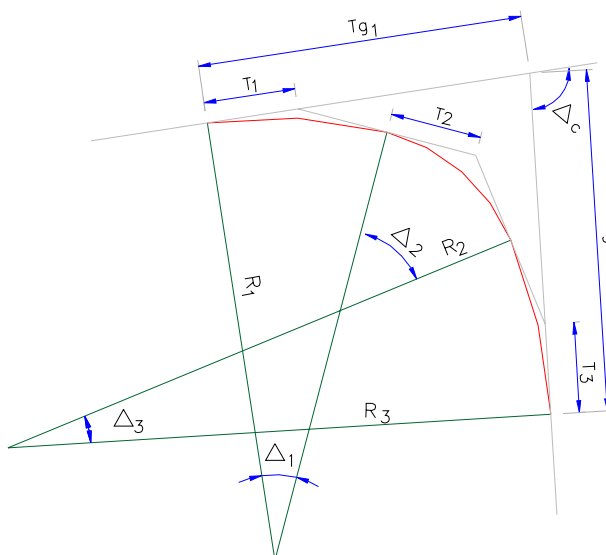
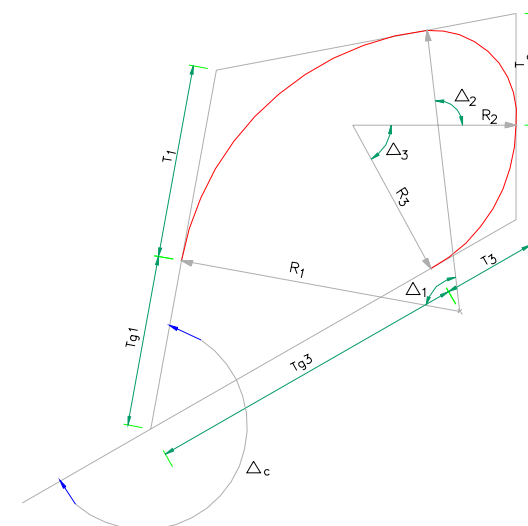
Se recomienda el uso de este tipo de curvas en proyectos de intersecciones y canalizaciones de vías urbanas. La combinación de las curvas circulares en una curva compuesta, puede tener las siguientes características:

- Curvas de Dos Centros (Ver **Figura 8.2.2**)
- Curvas de Tres Centros - Simétricas (Ver **Figura 8.2.3**)
- Curvas de Tres Centros - Asimétricas (Ver **Figuras 8.2.4 y 8.2.5** con ángulos centrales inferiores y superiores a 180° respectivamente)

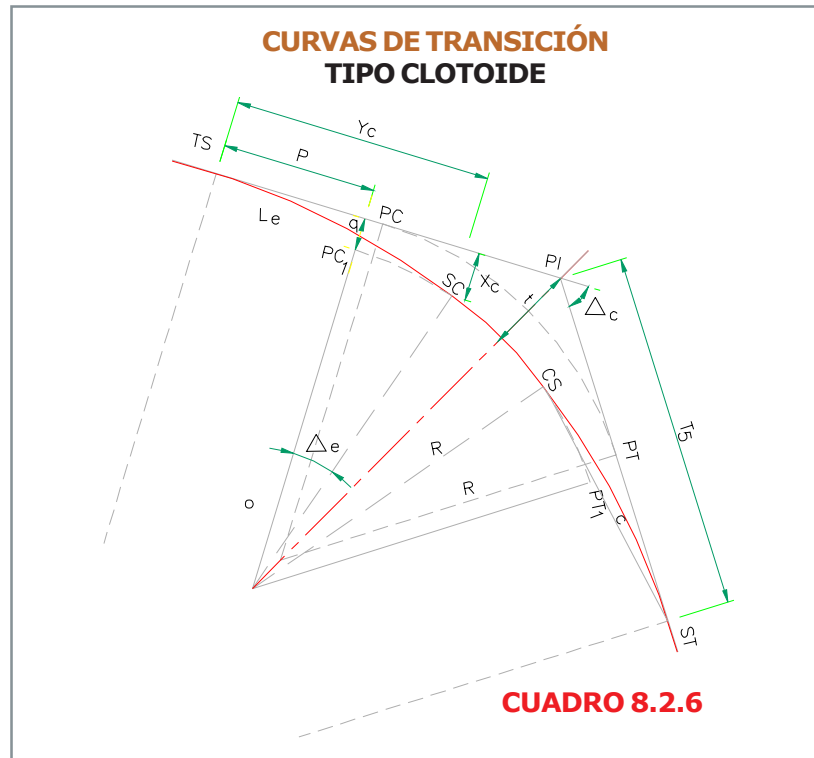
Longitudes y Curvas de Transición

A efectos de pasar de la sección transversal con bombeo correspondiente a los tramos en tangente, a la sección de los tramos en curva, provistos de peralte y sobre ancho, es necesario intercalar una longitud en la que se realice el cambio gradual, a la que se le conoce con el nombre de longitud de transición. Las transiciones de bombeo y sobreanchos se efectúan parcialmente en el tramo en tangente y parcialmente en el tramo en curva.

Los tramos de transición con curvas de tipo espiral se utilizarán entre alineamientos rectos y la curva circular, para proporcionar una trayectoria más confortable y segura; posibilitar velocidades más uniformes; facilitar la dirección de los vehículos; efectuar la variación del peralte y sobreancho; así como mejorar el aspecto estético del alineamiento.

CURVAS DE DOS CENTROS**Figura 8.2.2****CURVAS DE TRES CENTROS SIMÉTRICAS****Figura 8.2.3****CURVAS DE TRES CENTROS ASIMÉTRICAS****Figura 8.2.4****CURVAS DE TRES CENTROS ASIMÉTRICAS****Figura 8.2.5**

En los casos en que se use espirales se recomienda emplear aquellas que se aproximen a la Clotoide. Las longitudes de transición están compuesta por dos tramos, uno de ellos con transición en espiral y en un tramo circular. (Ver **Figura 8.2.6**).



La longitud de transición no será menor de la que resulta de la aplicación de la fórmula indicada a continuación. En ningún caso se adoptarán longitudes de transición menores de 30 m.

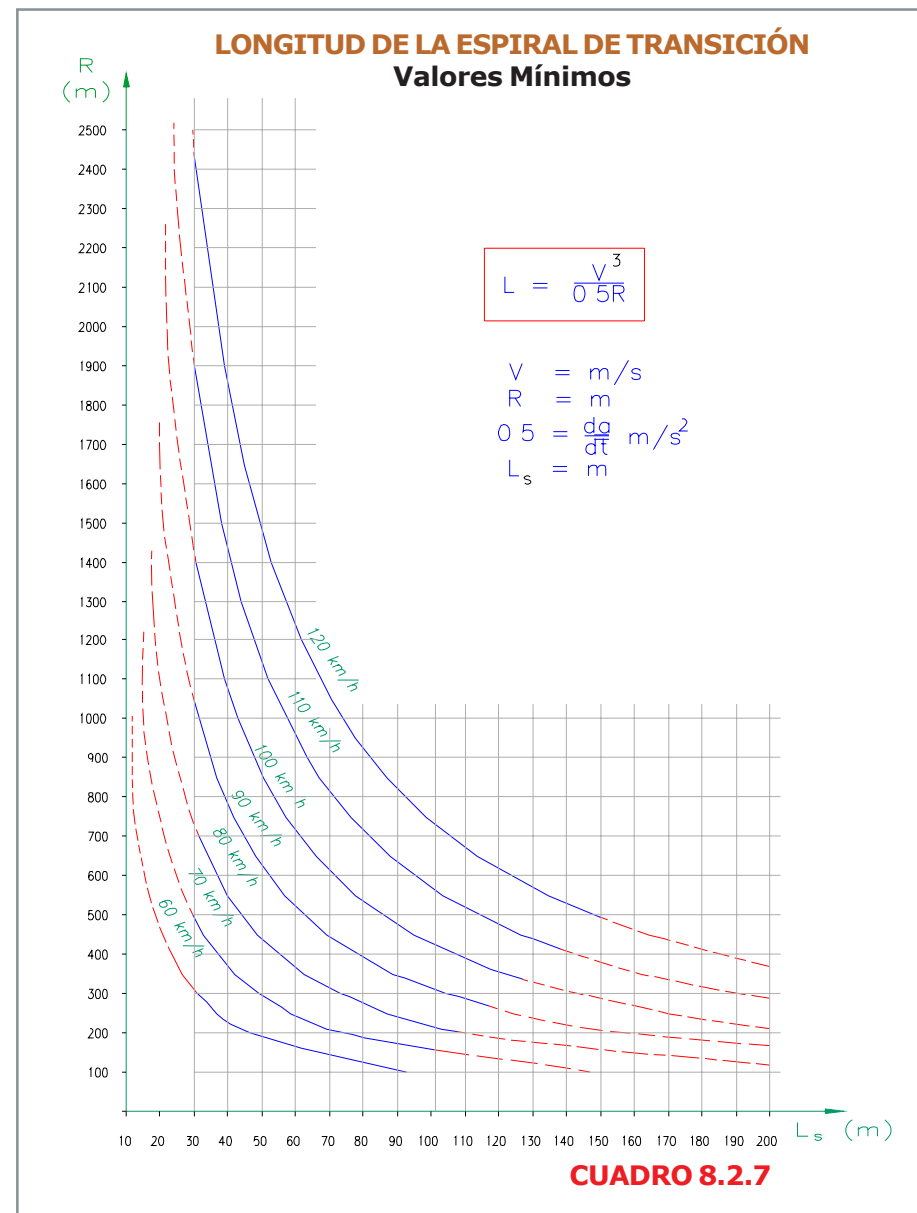
$$L_s = \frac{v^3}{R \times (da/dt)}$$

v = velocidad directriz (m/seg)

R = radio de la curva en el eje

da/dt = variación de aceleración no compensada en la unidad de tiempo. El valor aconsejado es 0.5 m/seg³ el que se puede variar desde 0.3 m/seg² y hasta excepcionalmente a 0.6 m/seg².

En la **Figura 8.2.7** facilita el cálculo de las longitudes de transición para velocidades directrices iguales o mayores de 60 km/h y con el valor aconsejado $d^2 : da/dt = 0.5$ m/seg².



Para curvas con radio mucho mayor que el mínimo compatible con cada velocidad directriz, se aconseja utilizar longitudes de transición también mayores que aquellas que derivan de la aplicación de la fórmula antes mencionada.

8.3 SOBREALCHO

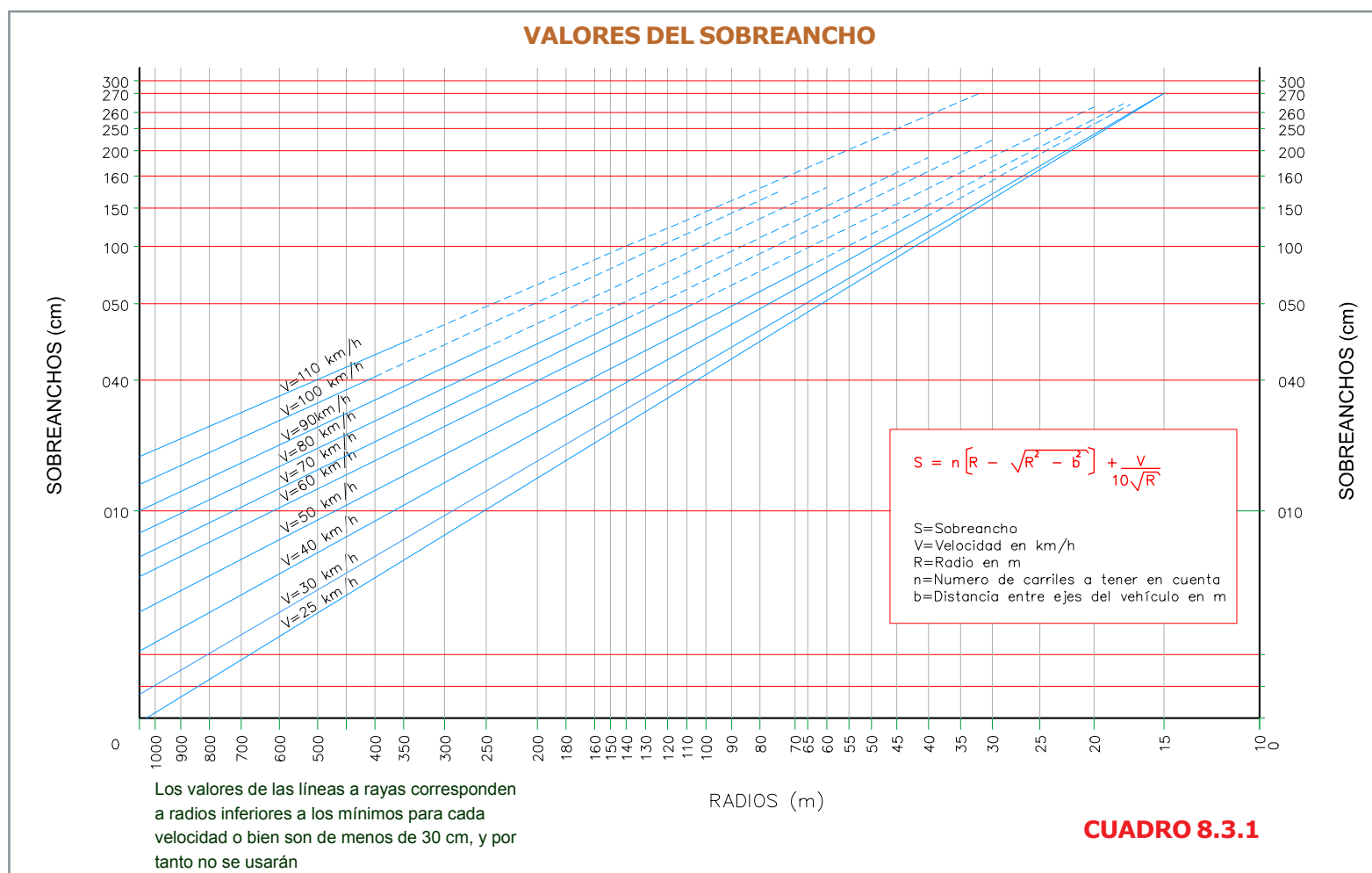
En ciertos tramos de curvas, para mantener el confort y seguridad en la circulación de los vehículos, deberá ser previsto el sobreancho necesario para compensar el mayor espacio requerido por los vehículos. Este ancho varía en función al tipo de vehículo, al radio de curvatura y de la velocidad directriz.

Este ancho adicional puede ser calculado utilizando la siguiente fórmula desarrollada por Voshell-Balazzo, ya adoptada por la AASHTO.

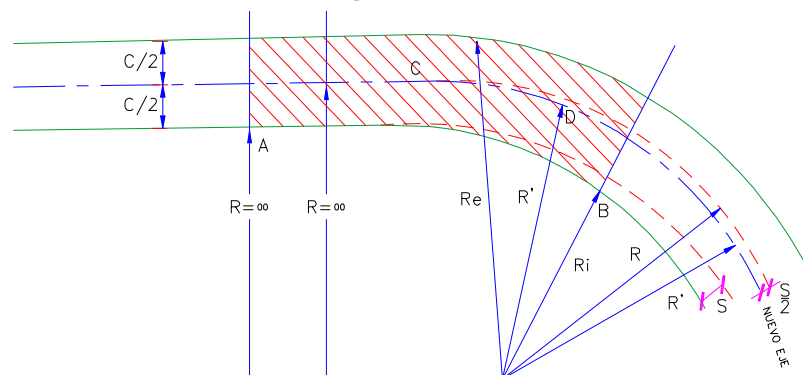
$$S = n \left[R - \sqrt{R^2 - b^2} \right] + \frac{v}{10\sqrt{R}}$$

- S = Sobreancho, en metros
 n = número de carriles
 R = radio de la curva en el eje, en metros
 v = velocidad directriz, en km/h
 b = distancia entre ejes del vehículo típico de proyecto, en metros

Para simplificar la determinación de los valores y forma de efectuar la transición de sobreanchos se recomienda consultar **las Figuras 8.3.1, 8.3.2 y 8.3.3**, que contienen valores de sobreancho en función de la velocidad Directriz de proyecto y del Radio de la curva, considerando valores promedios, donde el número de carriles (n) es igual a 2 y la distancia entre ejes del vehículo típico (b) es igual a 6.



TRANSICIÓN DEL SOBREENCHO Sin Espirales



S = sobreencho
 R = radio de proyecto
 $R' = R - S/2$ (radio reducido)
 $R_i = R - C/2 - S$ (radio del borde interior)
 $R_e = R + C/2$ (radio del borde exterior)
 AB = tramo en que se realiza la
 variación del peralte
 $\widehat{AB}, \widehat{CD}$ = tramos de curva de radio variable
 del valor ∞ a los valores R y R'

Figura 8.3.2

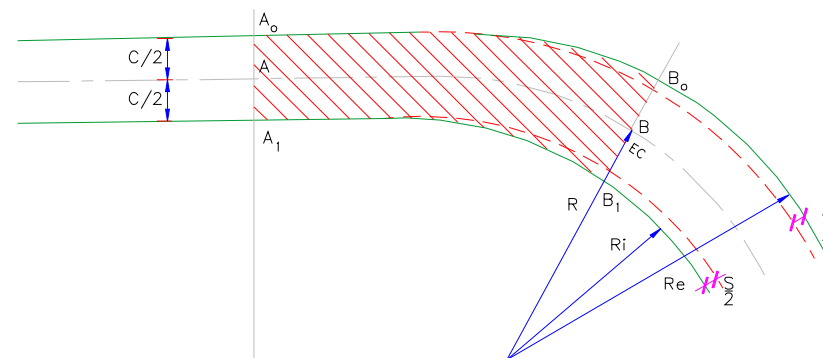
Para calcular la añadidura del ancho hasta llegar al valor total del sobreencho, a lo largo de la curva de transición, se puede usar la siguiente fórmula:

$$S = \frac{S.L}{L_e}$$

donde:

S = sobreencho en una sección cualquiera
 L = distancia de esta sección hasta el punto de tangente TS o ST.
 L_e = Longitud de la espiral

TRANSICIÓN DEL SOBREENCHO Con Espirales



S = sobreencho
 R = radio de proyecto
 $R_i = R - C/2 - S/2$ (radio del borde interior)
 $R_e = R + C/2 + S/2$ (radio del borde exterior)
 AB = tramo en que se realiza la
 variación del peralte
 $\widehat{AB}$ = curva de transición con radio desde
 el valor ∞ hasta el valor R
 $\widehat{A_1B_1}$ = curva de transición con radio desde
 el valor ∞ hasta el valor R_1
 $\widehat{A_0B_0}$ = curva de transición con radio desde
 el valor ∞ hasta el valor R_0

Figura 8.3.3

8.4 ISLAS

Se definen así a los bordes de canalización de tráfico, formados y delimitados por sardineles, que sirven para guiar el movimiento de los vehículos o de refugio para los peatones. Las islas pueden también ser creadas mediante la colocación de barreras para proteger al peatón.

Las Islas se pueden clasificar en:

8.4.1 Islas Direccionales

Son usadas para controlar y dirigir movimientos de tráfico en áreas pavimentadas muy espaciosas, reemplazando a las áreas menos utilizadas, de modo que se reduzca la dispersión vehicular.

La más común de las formas de islas es la triangular, que separan los movimientos que giran a la derecha del resto del tráfico. Las islas centrales pueden servir como guías.

Las puntas o vértices siempre serán romos o curvos, con líneas rectas y curvas paralelas a las líneas de movimiento. Las islas separan al tráfico que gira del que continúa en línea recta.

Cuando se tiene un número excesivo de islas, se puede originar confusión, en cambio si se cuenta con pocas islas suficientemente grandes se otorgará mayor funcionalidad.

En intersecciones con gran número de movimientos se aconseja colocar temporalmente islas móviles (hitos) de varios tamaños y formas, en calidad de prueba, para escoger finalmente la isla definitiva.

El área de las islas direccionales debe tener un límite de 4,50 m², siendo preferible 7,00 m².

Las extremidades alargadas deben tener una anchura mínima de 1,00 m y una longitud de 3,50 m a 6,00 m.

En caso de ser ensanchadas (tipo gota), el ancho mínimo debe ser de 1,20 m con una longitud de 3,50 a 6,00 m como mínimo.

Las extremidades delanteras de las islas deben ser separadas entre 1,20 m a 1,80 m desde el borde de la pista caso que no exista berma lateral, pues en caso contrario puede ser despreciado.

Para el caso de vías de conversión, esta separación puede ser de 0,60 m a 0,90 m.

8.4.2 Islas Divisorias

Las islas divisorias son aplicables en avenidas de tráfico en doble sentido y cercanas a intersecciones, éstas hacen posible movimientos de giro en áreas pequeñas, a la vez otorgan ventajas en la construcción de carriles de espera.

Las islas D, E y F dividen el tráfico opuesto, mientras que las islas A, B y C separan el tráfico del mismo sentido.

8.4.3 Islas de Refugio

Las islas de refugio o islas peatonales, se sitúan en la cercanía de sectores de mayor flujo peatonal, otorgan protección, su aplicación se realiza en avenidas amplias con mucho movimiento y con velocidades elevadas.

Muy raramente pueden ser usadas como paradero de ómnibus, normalmente existen túneles y pasarelas que conectan las islas con las veredas, pudiendo disminuir las distancias recorridas por los peatones.

8.5 CANALIZACIÓN

Metodología considerada en el Diseño Vial Urbano, destinada a proporcionar una separación de los movimientos de tráfico dispersos y encausarlos en trayectorias de circulación definida, a través del uso de sardineles, islas, marcas en el pavimento, señales y otros dispositivos de carácter temporal o definitivo.

Son objetivos principales de la canalización :

- Aumentar la capacidad, seguridad y flexibilidad de los movimientos de giro;
- Ordenar y facilitar los movimientos y maniobras del tránsito;
- Proporcionar mayor seguridad peatonal; y
- Disminuir el índice de accidentes, reduciendo los puntos de conflicto.

Los Principios de la Canalización son:

- La canalización debe ser sencilla, clara y conveniente para conductores y peatones;
- No debe haber más de una pista llevando a un mismo destino;
- El número de islas debe ser limitado al mínimo posible para evitar confusiones, y deben ser lo suficientemente grandes, porque las islas pequeñas son ineficientes como medio direccional del tráfico y presentan problemas de mantenimiento y visibilidad;
- La canalización debe ser perfectamente visible. Esta no deberá ser introducida cuando la distancia de visibilidad es limitada.
- El flujo vehicular principal debe ser priorizado;
- Los conflictos deben ser separados de forma, que tanto los transportistas como los peatones tomen sólo una decisión, por vez;
- La Perpendicularidad de las trayectorias: cuando convergen o divergen las vías, debe procurarse utilizar un ángulo pequeño de salida o incorporación, entre 10° y 15°, para aumentar la fluidez de la circulación;
- La visibilidad: entre el punto en que un conductor pueda ver a otro que tiene preferencia de paso y el punto de encuentro de los dos, tiene que existir, como mínimo, la distancia de parada;

- La canalización no permite una estandarización.

Como Aplicaciones podemos determinar las siguientes:

- *Para Reducir las Áreas de Conflicto*
Las amplias superficies pavimentadas propician movimientos desordenados de vehículos y peatones, por lo tanto es necesario reducir los puntos de conflicto mediante sardineles, hitos, bloques de cemento, señales, etc., que eviten este tipo de maniobras.
- *Para controlar un Angulo de Conflicto*
Un ángulo agudo o obtuso, que incorpora o excluye el tráfico en una vía principal, ocasiona conflictos innecesarios por lo que el ángulo de intersección debe ser lo más próximo posible de 90 grados, lo que reducirá la velocidad de entrada o salida de la vía principal.
- *Para Separar Flujos de Tráfico*
Cuando hay necesidad de independizar flujos que vienen de una misma dirección, para que luego sigan en direcciones diferentes. Las bermas centrales o laterales asumen muchas veces esta propiedad.
- *Para el control de la Velocidad*
La canalización puede controlar la velocidad del tráfico que entra a una intersección, mediante curvas de radio adecuado o angostado la vía. Esto último permitirá reducir la velocidad y evitar adelantamientos.
- *Para almacenar vehículos que desean efectuar giros*
Este caso se presenta generalmente cuando el tráfico que se cruza tiene sentido opuesto y el giro se facilita al darle mayor ancho a la vía, estrechando la berma central, este espacio funcionará como carril para los vehículos que habrán de girar.
Su construcción debe ser de tal manera que reduzca la velocidad y permanezca fuera del alcance del flujo de tráfico directo.
- *Para Desanimar la Ocurrencia de Movimientos Prohibidos*
La canalización deberá impedir que se realicen movimientos o giros inconvenientes, que representen un peligro para los conductores y peatones. Se suelen utilizar en estos casos isletas de extremidades alargadas.
- *Para Creación de Zonas Protegidas*
Las islas proporcionan a los vehículos espacios protegidos en las calzadas, para esperar una oportunidad de paso.
- *Para Proteger Dispositivos de Control de Tráfico, Iluminación y Señalización*
Las islas y los separadores laterales o centrales servirán como zonas de resguardo para los semáforos, controles automáticos locales, postes de iluminación y señalización vertical.
- *Para la Protección del Peatón*
Los transeúntes deberán de tener un refugio ocasional y seguro para sus desplazamientos entre las corrientes de tráfico, utilizando para ello islas de diferentes tipos, de tamaño regular y en intersecciones espaciosas.

9

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



Capítulo 9

Alineamiento Vertical

9 ALINEAMIENTO VERTICAL

En las vías urbanas normalmente no se tiene la posibilidad de escoger entre opciones de paso para tantear alternativas, por eso la topografía suele ser condicionante de los diseños altimétricos de las vías. Esta situación es muy distante de lo que sucede con las carreteras, en donde se puede buscar una rasante óptima para el diseño mediante la evaluación de pendientes diversas. En el trazo vial urbano, el proyectista se encontrará con frentes de viviendas consolidadas que dan cara a la vía que se diseña, en estos casos no hay mayores alternativas que asimilar la pendiente al terreno existente. Lamentablemente, algunos proyectos de lotización no consideran la importancia del empleo de pendientes adecuadas y disponen del trazo de calles con gradientes muy elevadas.

Cuando el diseño involucra la definición de Pasos a Desnivel o Intercambios viales, en donde las pendientes serán inducidas por el proyecto, se tendrá necesariamente en cuenta los diversos criterios que se exponen en este capítulo.

Antes de continuar, resulta conveniente tomar algunas definiciones respecto del tipo de terreno, para este efecto se han asimilado las del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG-2001.

- **Terreno Plano**, propio de topografías en valles donde las ciudades inician su desarrollo. No existe mayores cambios de relieve y las pendientes son muy suaves.
- **Terreno Ondulado**, presencia de pequeñas alteraciones en el relieve del terreno que permiten ascensos o descensos moderados independientemente de su longitud.
- **Terreno Montañoso**, topografía con pendientes de magnitud considerable que suelen obligar a cortes y/o rellenos de consideración cuando se traza la vía.

El Perfil Longitudinal

Es una línea que se emplea en el diseño para representar gráficamente la disposición vertical de la vía respecto del terreno. Esta línea suele estar asociada al Eje del trazo definido en la planta, identificándose a lo largo de su desarrollo las variaciones de las cotas del terreno y de la rasante de la vía.

Si bien en los diseños en planta se suele emplear un Eje de Trazo para la vía, en el caso de vías urbanas muchas veces se tiene el diseño de calzadas separadas en donde por fines de optimización resulta necesario emplear un eje para cada calzada.

Para la situación de diseño de Pasos a Desnivel o Intercambios Viales, cada una de las pistas previstas (sean las principales o las rampas de acceso o salida) deben contar con un Eje asociado a su respectivo perfil longitudinal. En general es recomendable que el perfil longitudinal sea trazado

sobre la calzada, ya sea al centro o al borde de la misma, en el caso de calzadas separadas ubicar el perfil en el separador central puede traer confusiones por diferencias entre la topografía del terreno en el separador y las rasante proyectadas en las vías.

9.1 ELEMENTOS DE DISEÑO

Los elementos de diseño del Perfil Longitudinal son las Tangentes Verticales más conocidas como Pendiente y las Curvas Verticales, la unión de ambos forman la Rasante de la vía.

Tangentes Verticales

Respecto a los tramos en tangente vertical existen estipulaciones sobre pendientes máximas y mínima que se deben respetar; se conoce como pendiente al cociente entre variación vertical y variación horizontal expresada en porcentaje:

$$p\% = \frac{d(\text{cota})}{d(\text{longitud})} \times 100$$

Pendientes Mínimas.

La pendiente mínima está gobernada por problemas de drenaje, es así que si el bombeo de la calzada es de por lo menos 2% se puede aceptar pendientes mínimas de 0.3%, para casos de bombeo menor usar como pendiente mínima 0.5%.

Pendientes Máximas.

En vías urbanas, cuando se tiene la posibilidad de elegir la pendiente a emplear en un alineamiento vertical, se deberá tener presente las consideraciones económicas, constructivas y los efectos de la gradiente en la operación vehicular. A continuación se muestra un cuadro, en donde se adoptan valores de pendiente máxima con la incorporación del criterio del Tipo de Terreno.

CUADRO 9.1
PENDIENTES MAXIMAS

TIPO DE VÍA	Terreno Plano	Terreno Ondulado	Terreno Montañoso
Vía Expresa	3%	4%	4%
Vía Arterial	4%	5%	7%
Vía Colectora	6%	8%	9%
Vía Local	Según topografía	10%	10%
Rampas de acceso o salidas a vías libres de Intersecciones	6% - 7%	8% - 9%	8% - 9%

Los valores mostrados deberán ser considerados como aquellos que permiten una operación vehicular confortable dentro de lo esperado para cada tipo de vía, sin embargo por consideraciones de limitación de espacio o por topografía predominante, estos valores pueden ser aumentados hasta en 2%, esta recomendación debe trasladarse a las oficinas de Desarrollo Urbano para emplear estos límites en los proyectos de habilitación urbana.

Asimilando criterios de Manuales similares, se propone que en el caso de pendientes negativas los valores mostrados pueden superarse hasta en 2%.

Así mismo, para el caso de vías con intersecciones semaforizadas o vías sin preferencia de paso en la intersección: En el caso de pendientes positivas independientes, deberán reducirse los máximos de la tabla en un 2%, y en el caso de bajadas, ya sean independientes o no, deberá intentarse una reducción de la pendiente de tal modo que al menos 60 metros antes del punto de eventual detención, si se trata de una vía colectora, o 40 metros en caso de vías locales, se tenga una pendiente no superior al 4%, y además se deberá tratar de conseguir un tramo de unos veinte metros antes de dicho punto con la pendiente lo más próxima a la mínima que sea posible.

Curvas Verticales.

La forma de unir dos tramos en tangente con pendientes diferentes es a través de curvas verticales, estas curvas son del tipo parabólica y se adoptan así por la suavidad de transición en el cambio de pendientes y su facilidad de cálculo.

Cuando la velocidad directriz de la vía es menor a 50km/hr se deberá diseñar una curva vertical siempre que la diferencia algebraica de pendientes sea mayor a 1%. Para los casos en los que la velocidad sea mayor a 50km/hr, se aplicará las curvas verticales en pendientes de diferencia algebraica mayor a 0.5%.

Según la forma en que las dos pendientes se encuentran se requerirá el diseño de una curva vertical Cóncava o Convexa. En cualquiera de los casos, estas curvas se trazan gracias a la tabulación de fórmulas cuadráticas del tipo $y = kx^2$.

Curvas Verticales Convexas.

Las curvas verticales convexas son aquellas que siguiendo el sentido de tráfico se pasa de una pendiente a otra menor, en este caso el diseño se debe centrar en otorgar al conductor la distancia de visibilidad suficiente para lograr detenerse al observar un objeto más adelante en el eje de su carril. Para calcular la longitud mínima de la curva vertical que satisface esa condición se empleará como valores claves los siguientes:

- Altura del OJO del Observador : $h_1 = 1.08\text{m}$ (ref 1).
- Altura del objeto observado : $h_2 = 0.15\text{m}$ (ref 2).

Las expresiones que se utilizarán en el cálculo de la Longitud mínima de la curva vertical son:

Siendo:

L = Longitud horizontal de la curva vertical (m)

D_p = Distancia de visibilidad de parada (m)

A = Valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes en porcentaje.

Para el caso $L > D_p$

$$L = \frac{A.D_p^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2} \quad \dots (1)$$

Para el caso $D_p > L$

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

Curvas Verticales Cóncavas.

Las curvas cóncavas son aquellas que siguiendo el sentido del tráfico se pasa de una pendiente a una mayor. En este caso la longitud de la curva vertical puede estar influenciada por dos situaciones: la iluminación de la vía, el confort o la presencia de obstáculos que reduzcan la visibilidad.

Por Iluminación, cuando no existe iluminación en la vía, será necesario dotar a la curva vertical cóncava de una longitud suficiente para permitir que el haz de luz del vehículo pueda iluminar una longitud equivalente a la longitud de visibilidad de parada (D_p), para esto se considera que la altura de la luz delantera es de 0.60m y que este haz de luz tiene una divergencia de 1° hacia arriba. Con estas consideraciones las expresiones para el cálculo de la longitud de la curva vertical son:

Siendo:

L = Longitud horizontal de la curva vertical (m)

D_p = Distancia de visibilidad de parada (m)

A = Valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes en porcentaje.

Para el caso $L > D_p$

$$L = \frac{A.D_p^2}{120 + 3.5D_p} \quad \dots (3)$$

Para el caso $D_p > L$

$$L = 2D_p - \frac{120 + 3.5D_p}{A} \quad \dots (4)$$

Por confort, el efecto de cambiar de dirección vertical, en el caso de curvas cóncavas, implica que las fuerzas de gravedad y de inercia se sumen, para evitar que estas produzcan aceleraciones molestas se considera (ref. 3) como límite de la aceleración centrífuga el valor de 0.3 m/s^2 , con lo que la expresión recomendada por confort será:

$$L = \frac{AV^2}{395} \quad \dots (5)$$

Siendo:

L = Longitud horizontal de la curva vertical (m)

V = Velocidad de diseño (km/h)

A = Valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes en porcentaje.

Por obstáculos a la visibilidad, Puede suceder sobre todo en el caso de Pasos a Densivel o Intercambios Viales, que cuando una vía se deprime para pasar bajo un puente correspondiente al nivel superior, se produzca una obstrucción a la visibilidad (ver gráfico), en él se puede observar que resulta determinante definir cual es la altura del ojo del observador, la altura del objeto y la altura libre entre la Obstrucción visual y la rasante de la vía. Es importante notar que a medida que el ojo del observador se ubica más alto, la distancia requerida para la curva vertical es mayor. Las expresiones para el diseño son las siguientes:

Para el caso $L > D_p$

$$L = 2D_p - \frac{800 \left(c - \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \right)}{A}$$

Para el caso $D_p > L$

$$L = \frac{A.D_p^2}{800 \left(c - \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \right)}$$

Siendo:

L = Longitud horizontal de la curva vertical, m.

D_p = Distancia de visibilidad de parada, m.

A = Valor absoluto de la diferencia algebraica de pendientes en porcentaje.

c = visibilidad vertical disponible, m (para puentes es el valor del gálibo).

h_1 = Altura del ojo del conductor, m.

h_2 = Altura del objeto observado, m.

Las recomendaciones (ref 4) señalan trabajar con valores de h_1 y h_2 igual a 2.40m y 0.60 respectivamente, que corresponden al ojo del observador de un vehículo tipo camión y a la altura de las luces posteriores de un vehículo.

(1) AASHTO 2001, este valor está referido al uso de automóviles por ser ellos la condición más crítica en cuanto a visibilidad en curvas convexas, para vías exclusivas de buses u otro vehículo, considerar la altura correspondiente al vehículo de diseño.

(2) AASHTO 1994, la versión 2001 de ese manual señala que usar objetos de altura menor a 0.60m para el cálculo de la distancia de visibilidad de parada resultaría en mayores longitudes de curva vertical convexa sin beneficios de seguridad documentados; señalan que "es dudoso que la habilidad del conductor para percibir situaciones de riesgo de colisión sea incrementada porque las recomendaciones de la distancia de visibilidad de parada para altas velocidades de diseño están más allá de las capacidades de la mayoría de conductores de detectar pequeños objetos". En todo caso, hasta la fecha se sigue usando el valor de 0.15m en nuestro medio (y hasta el 2001 AASHTO también lo empleaba) por lo que sugerimos realizar estudios al respecto para analizar la posibilidad de utilizar alturas de objeto hasta de 0.60m, mientras no se encuentre ese tipo de sustento será preferible emplear 0.15m pues se está del lado de la seguridad.

(3) AASHTO 2001, se propone como aceleración máxima tolerable sin problemas 0.3 m/s^2 .

(4) AASHTO 2001.

10

Capítulo 10

Características Geométricas en Secciones Transversales

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



10 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS EN SECCIONES TRANSVERSALES

El diseño de la sección transversal implica a su vez el diseño de diversos elementos en un proceso que se encuentra notablemente influido por condiciones de la demanda; por la capacidad vial que es factible ofrecer; por estipulaciones de índole reglamentario (Reglamento Nacional de Construcciones, Ordenanzas Municipales, etc.) y por limitaciones en el derecho de vía, entre otras.

El diseño optará por esquemas que satisfaciendo las estipulaciones del presente manual, así como las necesidades del habitante del lugar y del peatón, brinden comodidad, seguridad y funcionalidad adecuadas a los conductores.

Los elementos de la sección transversal considerados en el presente manual son:

- Número de carriles / ancho de las calzadas;
- Ancho de los carriles;
- Bombeo y Peralte (Pendiente Transversal);
- Separadores o bermas centrales;
- Bermas laterales;
- Sardineles; y
- Distancias laterales y verticales libres en las vías;
- Secciones en túnel
- Secciones transversales típicas

10.1 NÚMERO DE CARRILES ANCHO DE LAS CALZADAS

Esta característica está directamente relacionada con la clasificación funcional de la vía; también con la capacidad operacional necesaria para atender a la demanda vehicular; y, con el sentido de la circulación. La decisión que el proyectista tome al respecto dependerá por tanto de estos factores así como también de las restricciones que pudieran existir al derecho de vía.

La determinación del número de carriles y consecuentemente del ancho de la calzada, en un principio, se define en los estudios de planificación de la red vial y de transporte urbano. El número mínimo de carriles en una calzada con sentido único es lógicamente uno y el máximo sugerido es cuatro. Este máximo es en realidad un criterio estrictamente referencial ya que en caso de que la demanda sugiera un mayor número de carriles puede convenir establecer dos calzadas por sentido. La primera de ellas, probablemente ubicada más hacia el centro de la vía y destinada a los vehículos con un recorrido más largo, y la otra operaría como vía local.

Es común enfrentar situaciones especiales a nivel físico, institucional u operacional, en que la sección transversal o derecho de vía no permite que se tenga el ancho de las calzadas compatible con la

capacidad requerida, obligando a estudiar alternativas o soluciones de reducción de número de carriles o de ancho de calzadas.

A nivel operacional, la fijación del número de carriles, viene dada por la disposición de las marcas viales en el pavimento.

A modo ilustrativo puede señalarse que es perfectamente recomendable que una vía del tipo arterial con 4 carriles de 3.50 m. de ancho cada uno, en un tramo largo y sin interrupciones laterales, pueda dar lugar a 5 carriles de 2.80 m. de ancho cada uno, en zonas de aproximada de 50 m cercanas a puntos de intersección semaforizados, permaneciendo constante el ancho de la vía con los mismos 14 metros.

10.2 ANCHO DE CARRILES

El ancho recomendable para los carriles de una vía dependerá principalmente de la clasificación de la misma y de la velocidad de diseño adoptada, sin embargo no siempre será posible que los diseños se efectúen según las condiciones ideales. El proyectista podrá justificar el empleo de valores excepcionales atendiendo aspectos sociales, económicos, físicos, geográficos e inclusive institucionales. Dependiendo de la velocidad de diseño y de la clasificación vial, el ancho de los carriles, en tramos rectos, puede asumir los valores indicados en el Cuadro 10.2.1.

CUADRO 10.2.1
Ancho de carriles (1)

CLASIFICACION DE VIAS	Velocidad (Km/Hr)	Ancho Recomendable (Mts)	Ancho Mínimo de Carril en Pista Normal (Mts) (2, 3)	Ancho Mínimo de Carril único del tipo Solo Bus (Mts)	Ancho de dos carriles juntos (mts) (5)
LOCAL	30 A 40	3.00	2.75	3.50 (4)	6.50
	40 A 50	3.30	3.00	3.50 (4)	6.50
COLECTORA	50 A 60	3.30	3.25	3.50	6.75
	60 a 70	3.50	3.25	3.75	6.75
	70 a 80	3.50	3.50	3.75	7.0
ARTERIAL	80 a 90	3.60	3.50	3.75	7.25
	90 a 100	3.60	3.50	No aplicable	No aplicable

Notas

1. Los anchos indicados son validos solo en tramos rectos. Para zonas de curva ver la sección relativa a diseño de curvas horizontales del presente manual.
2. El uso de los anchos mínimos exige trazados con clotoides para velocidades iguales o mayores a 50 km/hora
3. Si el porcentaje de vehículos pesados excede el 10% entonces el mínimo para $V < 70$ Kms/hora es 3.25 mts y para $V \geq 70$ Kms/hora es 3.50 mts.

4. Si el carril es único, como por ejemplo para el caso de accesos o salidas, entonces deberá adicionarse dos (2) metros al ancho mínimo
5. Si dos carriles juntos han de ser de distinto sentido – no recomendable- el mínimo ancho para las dos vías será el doble del mínimo ancho para los carriles solo Bus.

10.3 BOMBEO Y PERALTE (PENDIENTE TRANSVERSAL)

En lo que respecta a la pendiente de las secciones transversales debe tenerse presente que el diseño geométrico de vías urbanas presenta condicionamientos altimétricos especiales para los bordes de las vías debido a la obligación de producir empalmes coherentes y estéticos con los demás elementos urbanos. Debido a ello, no siempre será posible introducir las recomendaciones para las pendientes transversales, sean estas relativas al bombeo o al peralte.

Bombeo.-

La pendiente de las secciones transversales en tramos rectos o “bombeo” tiene por objeto facilitar el drenaje superficial. Esta inclinación puede ser constante en todo el ancho o presentar discontinuidad en el eje de simetría para que el drenaje se produzca hacia ambos bordes. La magnitud del bombeo dependerá del tipo de superficie de rodadura y de los niveles de precipitación de la zona. Ver Figura 10.3.1

El presente manual adoptó la estipulación del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Perú. Ver Cuadro 10.3.1.

CUADRO 10.3.1
Bombeo de la calzada

Ancho Mínimo de Carril en Pista Normal (Mts) (2, 3) 2.75	Bombeo %	
	Precipitación < 500 mm/año	Precipitación > 500 mm/año
Pavimento superior	2.0	2.5
Tratamiento superficial	2.5 (1)	2.5 – 3.0
Afirmado	3.0 – 3.5 (1)	3.0 – 4.9

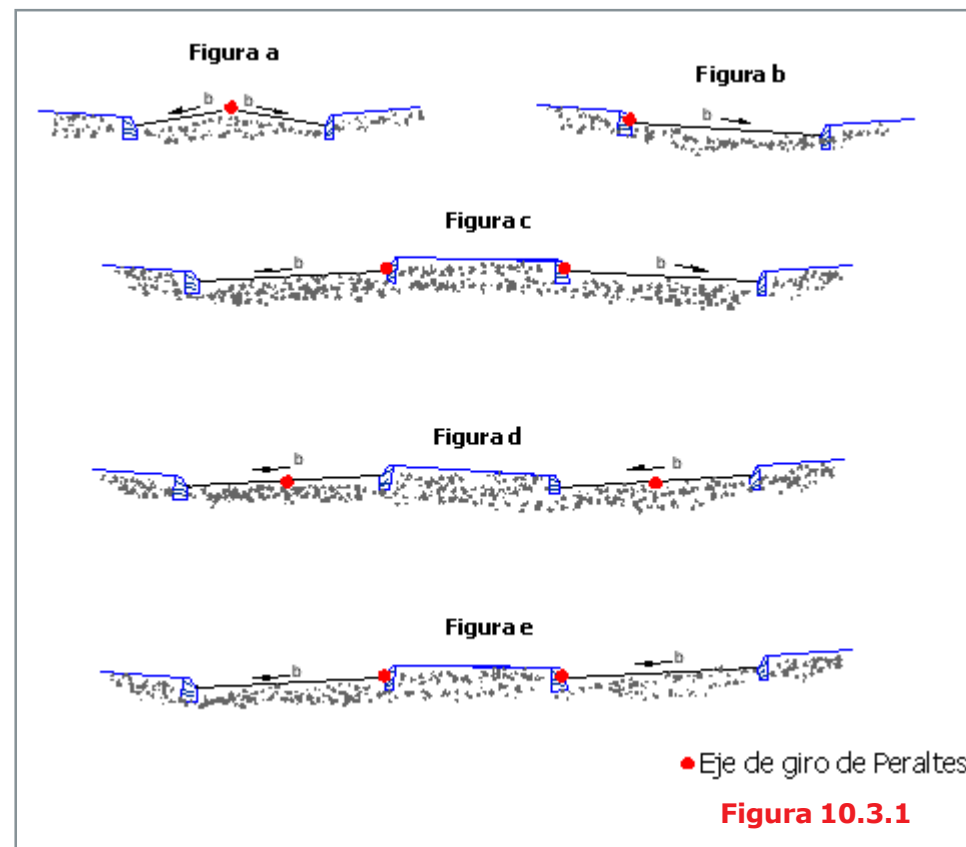
(1) En climas definitivamente desérticos se puede rebajar los bombeos hasta un mínimo de 1.0 % para pavimentos superiores y 2% para el resto

Peralte.-

Para mejorar el confort y seguridad en un tramo en curva, se puede adoptar un aumento de la pendiente transversal o “peralte”, en un ángulo conveniente, creando así un componente contrario a la fuerza centrífuga.

Para la definición de los peraltes debe tenerse en cuenta que aún cuando fijar la geometría de una vía exige la definición previa de una velocidad de diseño, el hecho de tratarse de una vía urbana implica, mucho más que en el caso rural, una gran dispersión de las velocidades de operación a lo largo del día

y de la vida útil en general. Esto, sumado a las limitaciones físicas que impone el entorno urbano, hace recomendable limitar el peralte máximo en forma mucho más estricta que en el caso de carreteras.



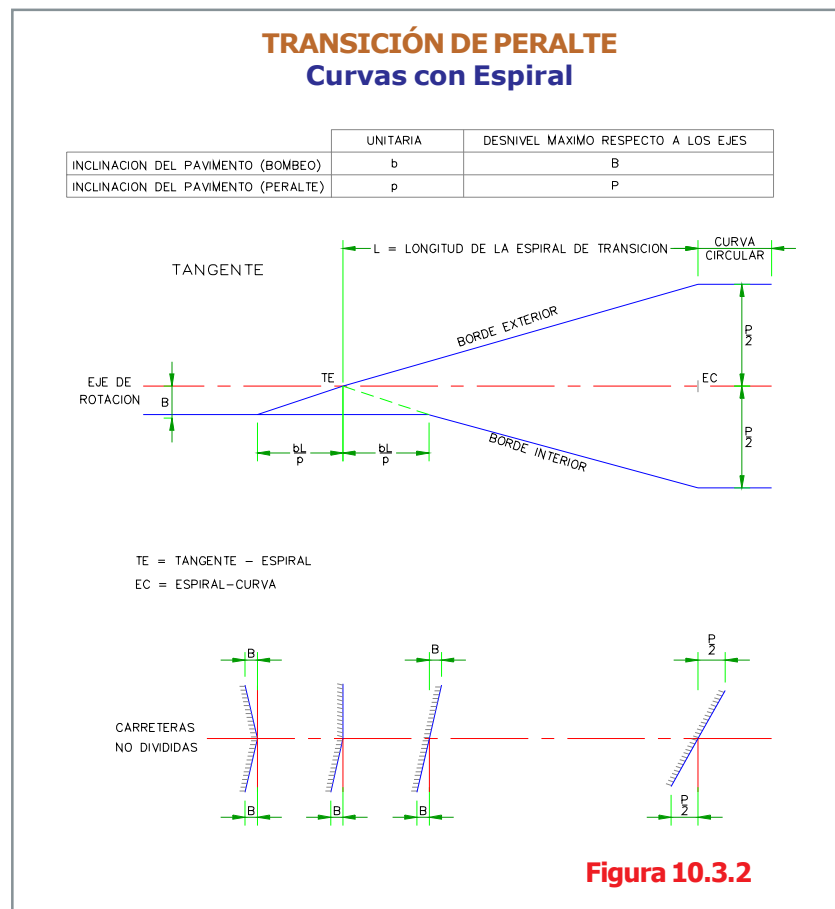
Teniendo en cuenta lo indicado en el párrafo anterior, y con la finalidad de lograr una coherencia con lo establecido por la norma vigente para diseño de carreteras peruanas, que establece que el peralte máximo de dichas vías, en los tramos de cruce de áreas urbanas será de 6%; se ha establecido como peralte máximo el 6% para las vías expresas y arteriales y el 4% para las vías locales y colectoras.

La sección relativa a curvas horizontales del presente manual contiene las estipulaciones que permitan, al diseñar dichas curvas, elegir los peraltes que se usaran en cada caso, por lo que el usuario del manual deberá referirse a ella para consultar las relaciones entre peralte, coeficiente de fricción, velocidad directriz y radio adoptado.

Transición de peraltes.-

La sección afectada de bombeo, correspondiente a las tangentes, variará al inicio y fin de curvas para las que se especifique peraltes, hasta alcanzar el valor del peralte que se haya asignado a la curva.

La transición para el peralte se desarrollará en la longitud de transición establecida en el diseño de la curva horizontal respectiva, de la manera como se indica en la figura 10.3.2 para el caso de curvas con espiral de transición, o como se indica en la figura 10.3.3



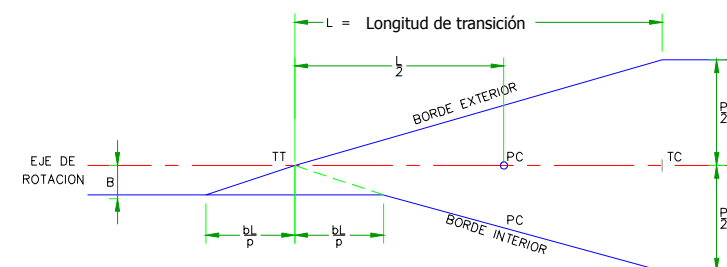
La variación del peralte a lo largo de su desarrollo deberá obtenerse de modo tal que la pendiente del borde no sobrepase ciertos valores ya que de otro modo podrían producirse efectos dinámicos y/o estéticos desagradables. Los valores máximos de la pendiente de borde se presentan en el Cuadro No 10.3.2.

El giro del peralte se hará en general, alrededor del eje de la calzada, y así se entenderá cuando no exista estipulación al respecto. En casos especiales el proyectista podrá optar por realizar el giro alrededor de alguno de los bordes, y en esos casos deberá ser explícitamente indicado en los planos. Ver figura 10.3.1

TRANSICIÓN DE PERALTE

Curvas sin Espiral

	UNITARIA	DESNIVEL MÁXIMO RESPECTO A LOS EJES
INCLINACION DEL PAVIMENTO (BOMBEO)	b	B
INCLINACION DEL PAVIMENTO (PERALTE)	p	P



TT = TANGENTE - TRANSICION
PC = PRINCIPIO DE CURVA
TC = TRANSICION - CURVA

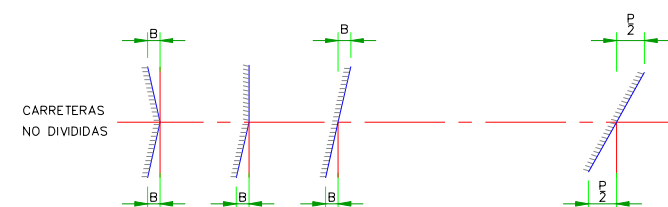


Figura 10.3.3

CUADRO 10.3.2

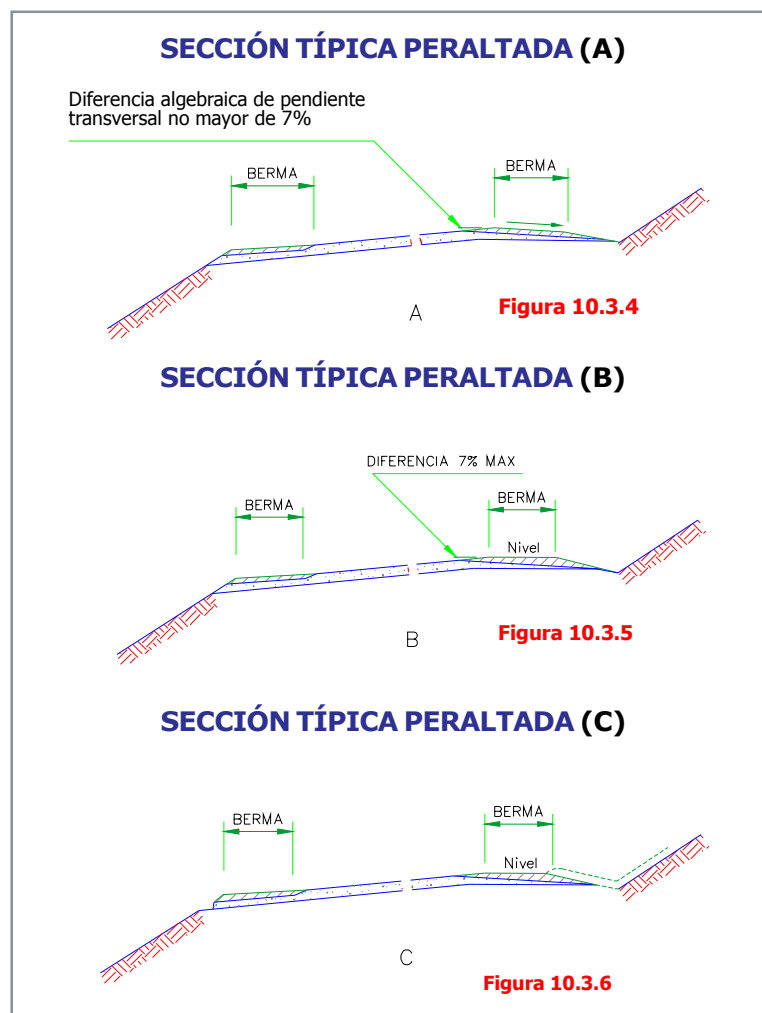
Pendientes máximas de bordes de Calzada

TIPO DE MAXIMO	PENDIENTE MÁXIMA EN PORCENTAJE PARA VELOCIDADES DE DISEÑO EN KM/HR							
	30	40	50	60	70	80	90	100
NORMAL	0.80	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
ABSOLUTO	1.80	1.50	1.20	1.00	0.80	0.70	0.60	0.50

Peralte de las bermas.-

La berma situada en la parte interior del peralte, seguirá la inclinación de éste. La berma situada en la parte superior del peralte será en lo posible horizontal o con inclinación igual a la del bombeo en sentido contrario a la inclinación del peralte de modo que escurra hacia a cuneta y no hacia el pavimento. Ver Figura 10.3.4 y Figura 10.3.5

La diferencia algebraica entre las pendientes transversales de la berma superior y la calzada, proyectadas de acuerdo con el párrafo anterior, será siempre igual o menor de 7 %. Cuando la berma tiene dimensiones comprendidas entre 2.4 y 3.0 mts de ancho, puede mejorar el diseño estableciendo una pendiente hacia la cuneta, según se ilustra en la Figura 10.3.6

**Contraperaltes**

En muchas calles podrá ser conveniente o necesario mantener el bombeo, incluso en curvas, evitando con ello el uso de peraltes. El bombeo de la vía en un tramo curvo implicará un "contraperalte" por lo que se requerirán radios mayores que los establecidos para la condición en la que pueda usarse peralte. Salvo que el proyectista sustente, adecuada y satisfactoriamente, el uso de radios menores, se tendrá en cuenta lo indicado en el Cuadro No 10.3.3.

CUADRO 10.3.3

Radios mínimos para curvas horizontales en Contraperalte⁽¹⁾ en vías no expresas⁽²⁾

V (Km/hr)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Radio Mín. (mts)	20	40	50	80	110	160	220	290	370	470	600	750	850

- (1) Calculado para contraperaltes de -2.5%, válido para -2.0% y aproximado a la decena más cercana.
- (2) No se admitirá curvas con contraperalte en vías expresas

10.4 SEPARADORES O BERMAS CENTRALES

Son superficies generalmente elevadas, delimitadas usualmente por sardineles, alargadas en sentido paralelo a las calzadas y que tienen por objeto principal separar físicamente dos corrientes de tráfico, incrementando la seguridad y creando espacios para los giros vehiculares y refugio a los peatones.

Los separadores pueden ser planteados también como reservas de espacio para futuras ampliaciones, y permiten la creación de pistas de desaceleración y espera, empleando parte de su ancho normal.

Los anchos de bermas centrales se adecuarán a los siguientes criterios:

- Si la función es únicamente la de separar flujos el ancho no será menor a 1.0 metros.
- Si la función, además de separar flujos, es la de servir como islas de refugio para el cruce peatonal, entonces el ancho no será menor a 2.0 metros.
- Si se ha previsto el empleo de estos para alojar en ellos pistas de giro el ancho mínimo será de 5.0 metros.
- Si se ha previsto que los separadores puedan alojar los ensanches de calzada destinados a paraderos, entonces el mínimo será de 6.0 metros.
- Los anchos de 6.0 metros ofrecen así mismo una capacidad mínima de almacenamiento en sus aberturas.
- La pendiente transversal de los separadores o bermas centrales se adecuará a las necesidades de compatibilización altimétrica de las calzadas adyacentes.

- En el caso de aberturas en el espacio de los separadores será recomendable que se mantenga, al menos, la pendiente transversal de una de las calzadas adyacentes. Cuando ello no es posible se sugiere efectuar la compatibilización sin que la diferencia de pendientes en alguna de las aristas exceda el 6%.
- En vías expresas es conveniente que las bermas centrales tengan anchos del orden de 12.0 metros cuando no usen barreras vehiculares y de por lo menos 4.0 metros cuando si las usen.
- En las vías arteriales y colectores, estos separadores pueden ser reducidos, por problemas de limitación de espacio, a un ancho mínimo de 2 y 1 metro, respectivamente, manteniéndose los dispositivos de seguridad y protección necesarios.

10.5 BERMAS LATERALES

Son franjas emplazadas hacia uno o ambos lados de las calzadas cuya función básica es disponer suficiente espacio, fuera de la calzada de circulación, para que los vehículos, por razones de emergencia, puedan salir de la corriente normal del tráfico sin causar perjuicio en el nivel de operación de la vía.

Estas bermas ofrecen también protección al pavimento y sus capas inferiores al evitar que el agua y las eventuales flujos vehiculares por fuera de la calzada erosiones y socaven el pavimento.

Desde el punto de vista operacional incrementa la capacidad de la vía al actuar psicológicamente sobre los conductores.

No deben tener obstáculos y se recomienda que sea pavimentadas o tratadas superficialmente. Las bermas laterales exteriores (lado derecho de la calzada) tendrán anchos comprendidos entre 1.5 y 2.5 metros.

También, por razones de seguridad, se puede proyectar bermas laterales interiores (lado izquierdo de la calzada); que tienen la función de disminuir la fricción del flujo de tráfico con obstáculos laterales. En el caso de 3 o menos carriles este tipo de bermas podrá tener anchos del orden de 1.0 mts, mientras que en el caso de mas de 3 carriles los anchos recomendados son similares a los de las bermas laterales exteriores.

10.6 SARDINELES

Son elementos que delimitan la superficie de la calzada, vereda, berma, anden, o cualquier otra superficie de uso diferente, formada por elementos prefabricados de concreto, vaciados in situ, colocados con anclajes o sobre cimientos de concreto o adheridos con pegamento si el pavimento es asfáltico.

Tienen el propósito de limitar el espacio de circulación, para que los vehículos circulen solamente en las calzadas, con confort y seguridad y que los peatones se sientan protegidos en las veredas, bermas centrales o islas de canalización, realzando altimétricamente estas ultimas áreas. A efectos de dimensionar los sardineles deberá tenerse en cuenta que los elementos emplazados próximos al borde de la calzada, y en particular los sardineles, cuando tienen alturas superiores a 15 cm., producen un cierto efecto de estrechez y consecuentemente la capacidad efectiva se ve reducida.

10.7 DISTANCIAS LATERALES Y VERTICALES LIBRE EN LAS VÍAS

Las vías urbanas, a su paso bajo, entre, sobre o al lado de cualquier elemento (túneles, puentes, muros, señalización vertical, terminales, árboles etc.) dispondrán de espacios libres en todos los sentidos, que permitan la libre circulación de los vehículos típicos de proyecto, con plena visibilidad y sin crear efectos psicológicos negativos, para evitar dificultades operativas y las correspondientes mermas en la capacidad y nivel de servicio.

Las distancias libres laterales se miden desde el borde de la calzada hasta cualquier obstáculo de altura superior a 0.15 mts y se considera como mínimo deseable la distancia de 1.20 mts y 0.5 mts como mínimo absoluto. En caso de que el proyectista enfrente restricciones que le impidan considerar las distancias mínimas deseables deberá tenerse presente que el efecto de los obstáculos situados a la izquierda es menor que los situados a la derecha por lo que la reducción de los espacios laterales libres podrá ser mayor hacia el primero de los lados nombrados.

Las distancias libres en sentido vertical serán como mínimo de 4.5 mts, sobre el ancho de la plataforma que sea susceptible de ser ocupada por los vehículos (calzada, estacionamiento, bermas, etc.). La altura libre del proyecto tendrá en cuenta la altura máxima permitida reglamentariamente para los vehículos que usaran la vía.

La parte de la sección transversal destinada exclusivamente al paso de peatones o bicicletas podrá reducir su altura libre a 2.50 mts, salvo en los 0.5 mts próximos a la calzada donde se exige los 4.50 mts mencionados antes.

En casos especiales, donde sólo circularán automóviles, algunos buses pequeños y camiones pequeños o camionetas, se puede llegar a adoptar un valor mínimo 3.20 m., empleándose señalización especial.

10.8 SECCIONES EN TÚNEL

Las secciones en túnel son generalmente proyectadas utilizando las mínimas distancias libres laterales y vertical debiendo respetarse, además las siguientes consideraciones:

- Se ampliará el ancho total de la calzada en 1.00 mts respecto del ancho que tiene ésta inmediatamente antes del túnel. Este sobrancho se distribuirá entre los carriles proyectados.
- Debe verificarse que la eventual instalación de equipo de iluminación y de extracción de gases no disminuya la distancia vertical libre mínima exigida.
- En el caso de proyectos para nuevas construcciones quedará a criterio del proyectista proporcionar una reserva de altura libre, por sobre el mínimo, para futuras repavimentaciones. En caso de hacerlo así la altura libre será superior al mínimo antes indicado.
- Deberá efectuarse las previsiones para el paso peatonal instalando las respectivas barreras que protejan a los peatones del flujo vehicular.
- En los casos en los que no esta previsto ni permitido el paso de peatones deberá preverse, a cada lado, una franja ligeramente elevada, a modo de vereda, para caminatas en situaciones de emergencia o acceso con fines de mantenimiento.
- La altura libre del proyecto tendrá en cuenta la altura máxima permitida reglamentariamente para los vehículos que usarán la vía.

10.9 SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS

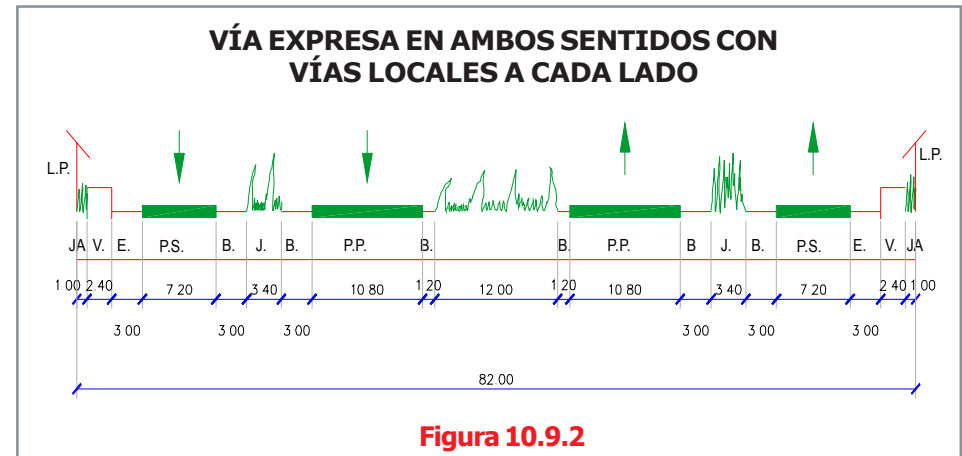
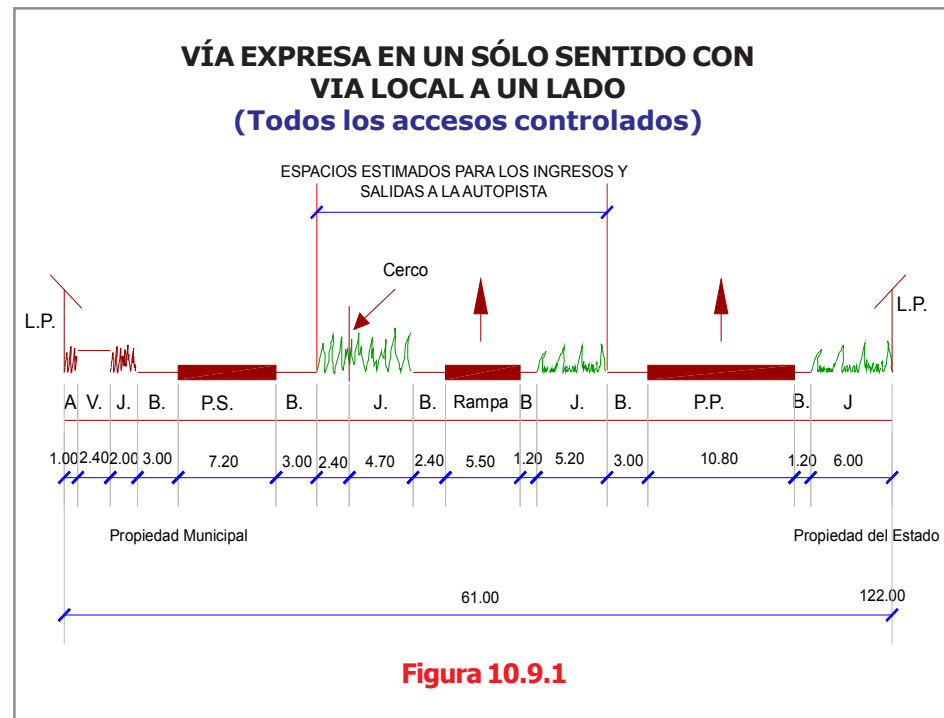
La reglamentación vigente ha establecido dimensiones para las secciones transversales a utilizar en determinados tipos de vías, las mismas que deben ser tomadas en cuenta en los proyectos de nuevas vías o de remodelación de vías existentes.

No es objeto del presente documento constituirse en un compendio de la normatividad actual en materia de estipulaciones con repercusión en dimensionamiento o diseño vial, por lo que los profesionales a cargo de cada proyecto tendrán la responsabilidad de conocer las estipulaciones reglamentarias y aplicarlas haciendo uso de las recomendaciones de este manual y de su criterio profesional.

Vías Expresas

La sección típica de estas vías usualmente se plantea dotada de vías laterales del tipo local a efecto de dar servicio a las propiedades adyacentes.

La Figura 10.9.1 está referida a una vía expresa con un solo sentido de circulación y pista de servicio a un solo lado y mientras que la Figura 10.9.2 está referida a una vía expresa con sección restringida respecto a lo anterior, pero con pistas para doble sentido de circulación.

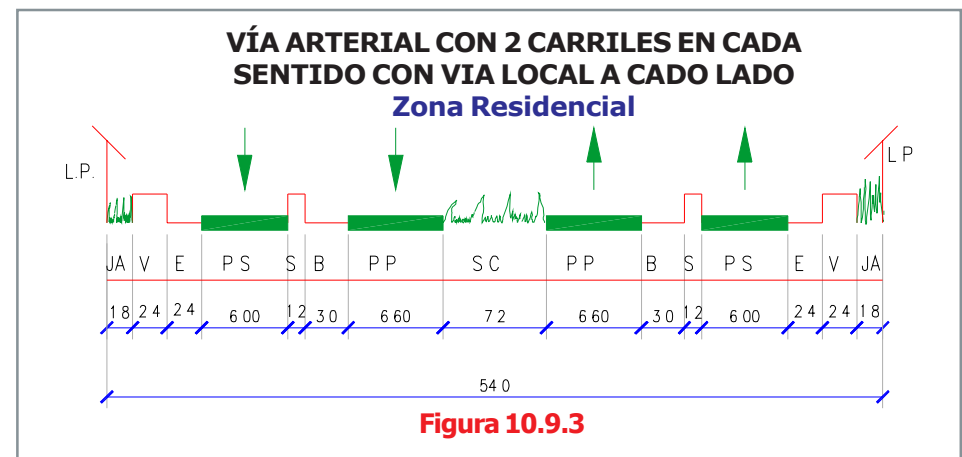


Vías Arteriales

En los casos en los que el derecho de vía lo permite estas vías también se dotarán de vías laterales del tipo local a efecto de dar servicio a las propiedades adyacentes.

En zonas multifamiliares y comerciales las vías arteriales se ampliarán lo necesario para tener una zona de estacionamiento y veredas, con accesos por las vías laterales de tipo local, de dimensiones recomendadas de 6.00 mts y 3.00 mts respectivamente.

Las Figuras 10.9.3 a la 10.9.7 muestran secciones típicas de vías arteriales en las que el derecho de vías ha permitido las existencias de vías a cada lado.



VÍA ARTERIAL CON 3 CARRILES EN CADA SENTIDO CON VIA LOCAL A CADO LADO Zona Residencial

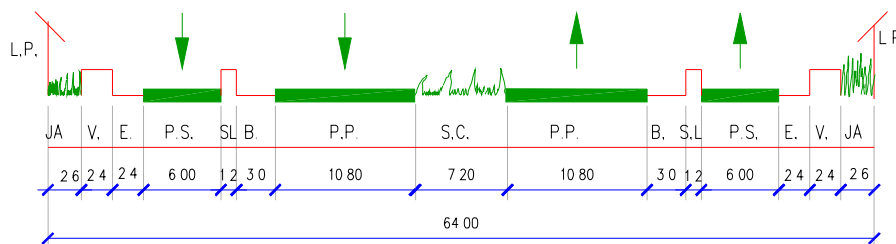


Figura 10.9.4

VÍA ARTERIAL CON 2 CARRILES EN CADA SENTIDO CON VIA LOCAL A CADO LADO Zona Industrial

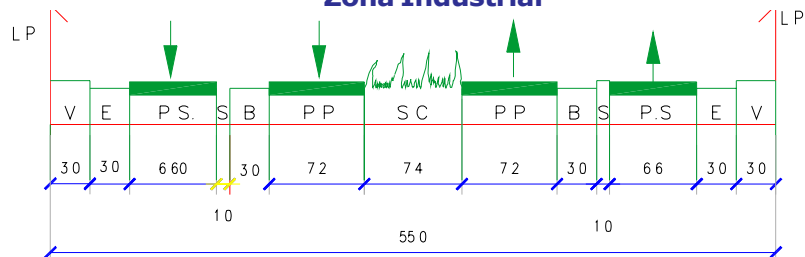
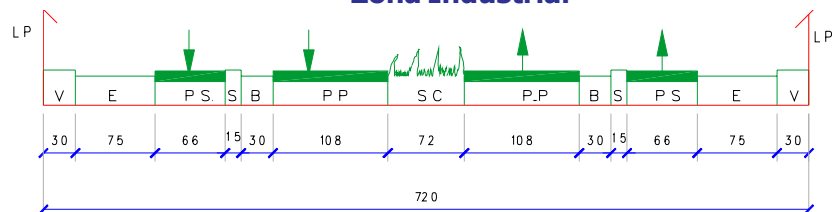


Figura 10.9.5

VÍA ARTERIAL CON 3 CARRILES EN CADA SENTIDO CON VIA LOCAL A CADO LADO Zona Industrial



Nota:
En las Áreas residenciales debe incluirse de aislamiento de 2 metros

Figura 10.9.6

VÍA ARTERIAL CON 3 CARRILES EN CADA SENTIDO Y VIA LOCAL PARA USO INDUSTRIAL A UN LADO Y VIA LOCAL (Separa el uso industrial de otros usos) PARA RESIDENCIAL A OTRO LADO

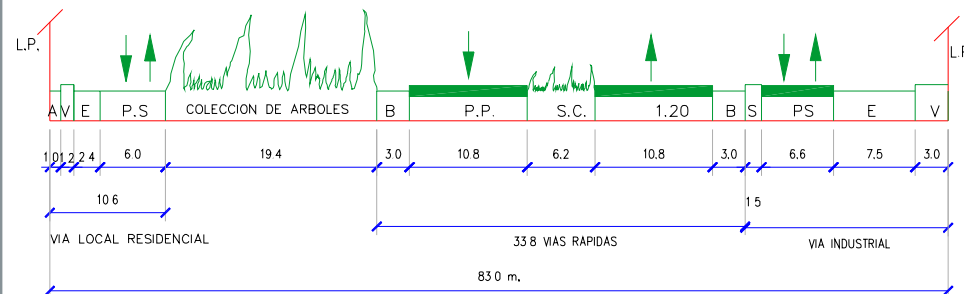


Figura 10.9.7

Vías Colectoras

Estas vías dan servicio tanto al tránsito de paso como al de acceso a las propiedades adyacentes, pudiendo en algunos casos organizarse sobre carriles que brindan ambos servicios o desagregándolos si se considera adecuado por razones técnicas económicas.

En zonas multifamiliares y comerciales las vías colectoras será conveniente ampliar los anchos en lo que resulte necesario para tener una zona de estacionamiento y veredas de dimensiones recomendadas de 6.00 mts y 3.00 mts respectivamente.

Las Figuras 10.9.8 a la 10.9.12 muestran secciones típicas de vías colectoras en las que el derecho de vía ha permitido, en algunos casos, la existencia de vías locales laterales.

VIA COLECTORA CON DOS CARRILES EN CADA SENTIDO PARA HABILITACIÓN URBANA

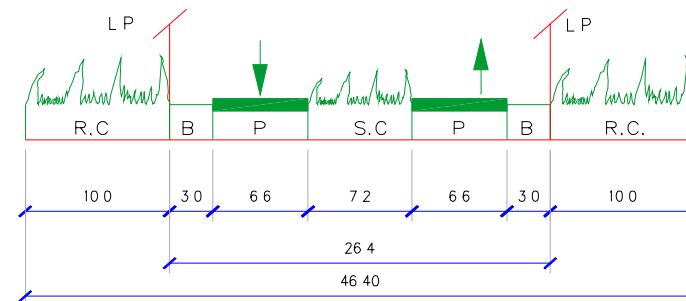


Figura 10.9.8

VÍA COLECTORA CON DOS CARRILES EN UN SENTIDO PARA HABILITACIONES URBANAS DE USO DE VIVENDA

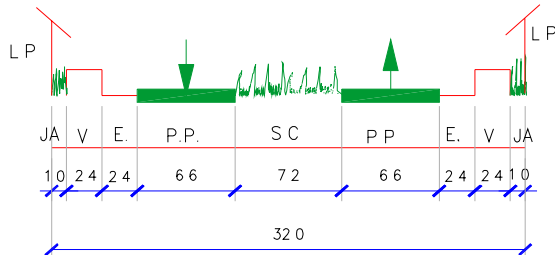


Figura 10.9.9

VÍA COLECTORA EN ZONA RESIDENCIAL CON TRES CARRILES EN CADA SENTIDO Y VÍA LOCAL A CADA LADO

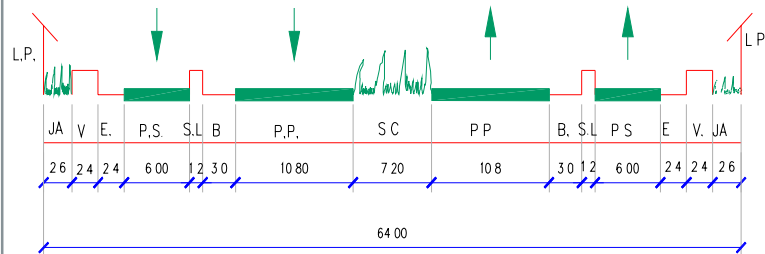


Figura 10.9.10

VÍA COLECTORA INDUSTRIAL DE DOS CARRILES

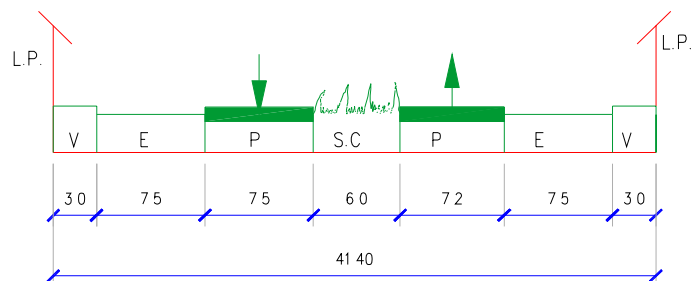
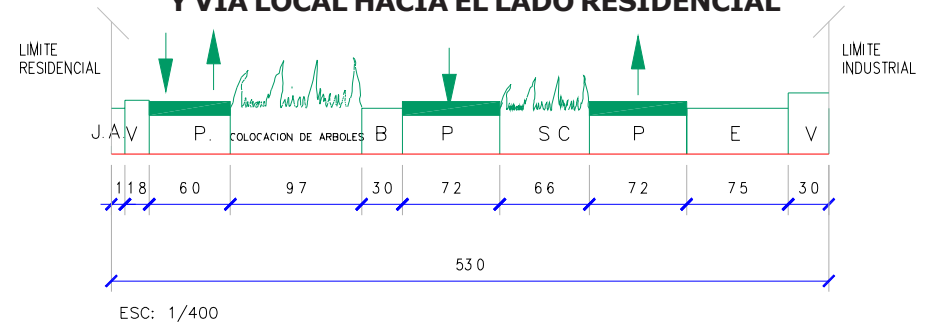


Figura 10.9.11

VÍA COLECTORA SEPARADORA CON DOS CARRILES Y VÍA LOCAL HACIA EL LADO RESIDENCIAL



ESC: 1/400

CLAVE

V = VEREDA

B = BERMA

PS = PISTA DE SERVICIO

PP = PISTA PRINCIPAL

SC = SEPARADOR CENTRAL

JA = JARDIN POR AISLAMIENTO (MINIMO)

LF = LIMITE DE PROPIEDAD

J = JARDIN

E = ESTACIONAMIENTO

SL = SEPARADOR LATERAL

RC = RETIRO DE CONSTRUCCION

Figura 10.9.12

Vías Locales

Las secciones transversales de las vías locales se determinarán en base a los módulos siguientes:

Carriles	:	3.30, 3.00 y 2.75 mts.
Vereda	:	0.60 mts
Estacionamientos	:	5.40, 3.00, 2.20 y 1.80 mts.

Las vías locales de mayor jerarquía tendrán como mínimo dos carriles de 3.00 mts. las veredas 2 módulos cada una y las bermas de estacionamiento un módulo de 2.20 mts. cada una.

Las vías locales de menor jerarquía tendrán como mínimo dos carriles de 2.75 mts.; las veredas 2 módulos cada una y las bermas de estacionamiento un módulo de 1.80 mts. cada una.

11

Ing. Víctor Chávez Loaiza
Reg. CIP 21049



Capítulo 11

Proyectos de Intersección e Intercambio

11 INTERSECCIONES E INTERCAMBIOS

II.1 INTRODUCCIÓN

Las vías urbanas conforma un sistema, en el que estas se vinculan conectándose o cruzándose, en el mismo o en diferentes niveles. El cruce o conexión mencionado se desarrolla sobre áreas que planimétricamente corresponden a todas las vías que participan del cruce o conexión y se definen por las áreas funcionales y físicas comprometidas.

Para los efectos del presente Manual, cuando el cruce o conexión se produce al mismo nivel el área compartida por las vías es denominada intersección, mientras que si se produce a distintos niveles se le llama intercambio.

Si bien los intercambios pueden ofrecer mejores soluciones desde el punto de vista funcional, los elevados costos que implica su construcción limitan el uso de estos a aquellos casos en los que dichas inversiones se encuentren económicamente justificadas y sean factibles de ejecutar.

II.2 INTERSECCIONES

11.2.1 Aspectos Generales

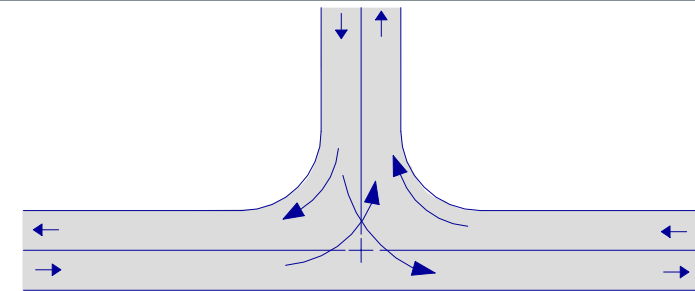
Las intersecciones son áreas comunes a dos o más vías que se cruzan al mismo nivel y en las que se incluyen las calzadas que pueden utilizar los vehículos para el desarrollo de todos los movimientos posibles.

Las intersecciones son elementos de discontinuidad en cualquier red vial, por lo que representan situaciones críticas que hay que tratar específicamente, ya que las maniobras de convergencia, divergencia o cruce no son usuales en la mayor parte de los recorridos.

Tanto en las intersecciones como en las vías, pero con mayor razón en las intersecciones, se trata de obtener condiciones óptimas de seguridad y capacidad, dentro de posibilidades físicas y económicas limitadas.

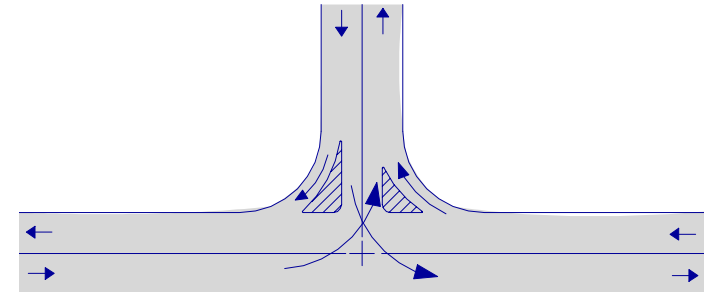
11.2.2 Tipos de Intersecciones

Los tipos de intersecciones generalmente están marcados por el número de ramas que esta tiene, es así que se tienen los siguientes tipos:



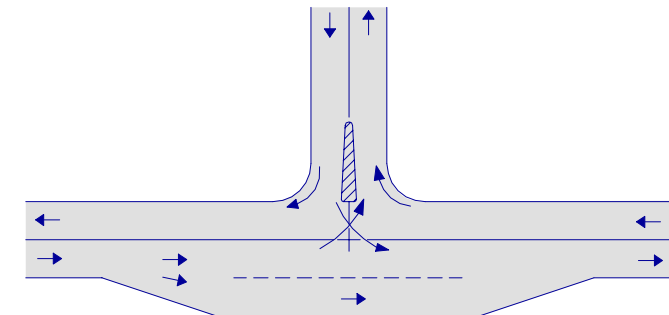
FORMA BÁSICA DE ENCUENTRO DE 3 RAMAS
CON VOLTEOS DE Poca MAGNITUD

Figura 11.2.2.1



FORMA MEJORADA DE ENCUENTRO DE 3 RAMAS
CON VOLTEOS DE Poca MAGNITUD

Figura 11.2.2.2



FORMA BÁSICA DE ENCUENTRO DE 3 RAMAS
CON ELEVADO VOLUMEN QUE REALIZAN GIROS

Figura 11.2.2.3

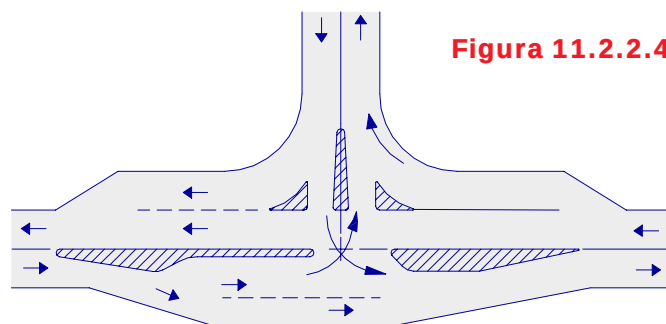


Figura 11.2.2.4

**FORMA MEJORADA DE ENCUENTRO DE 3 RAMAS
CON ELEVADO VOLUMEN QUE REALIZAN GIROS**

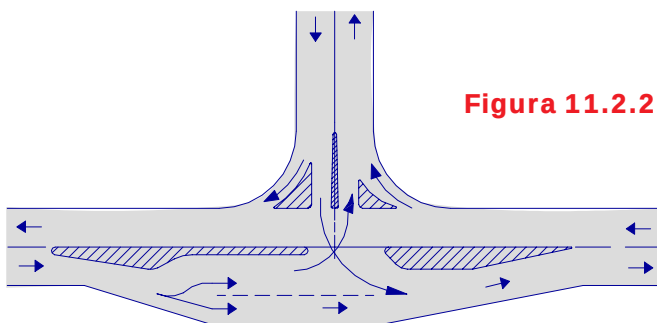


Figura 11.2.2.5

INTERSECCIÓN DE 3 RAMAS
La canalización contempla desviar el eje de una de las
pistas principales rectas, para permitir los giros

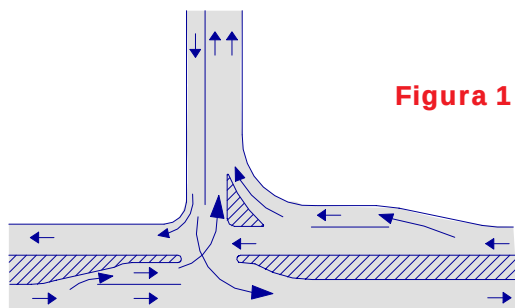


Figura 11.2.2.6

INTERSECCIÓN DE 3 RAMAS
La canalización contempla desviar el eje de una de las pistas principales
rectas, para permitir los giros

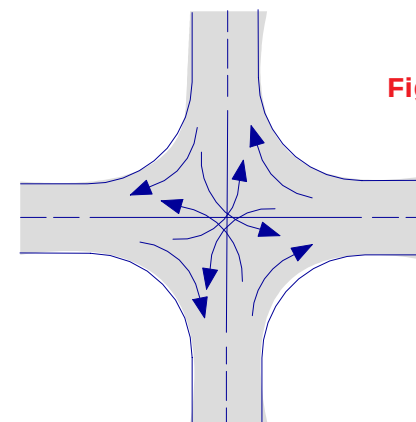


Figura 11.2.2.7

**FORMA BÁSICA DE INTERSECCIÓN DE 4 RAMAS
CON BAJOS FLUJOS VEHICULARES**

Intersecciones de 3 ramas. Son las intersecciones en "T", en las que es importante determinar la vía principal para asignar los derechos de paso, y privilegios en el diseño. Las figuras 11.2.2.1 a la 11.2.2.6 presentan algunos diseños típicos de intersecciones de 3 ramas.

Intersecciones de 4 ramas. Los tipos más comunes de intersecciones de 4 ramas se muestran en los esquemas siguientes. Se puede notar que siempre estas intersecciones se asemejan a una cruz.

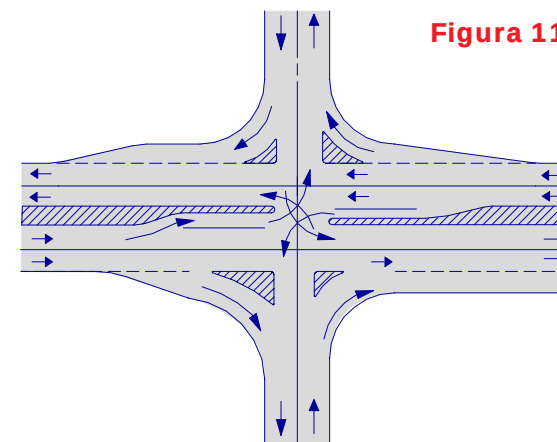


Figura 11.2.2.8

INTERSECCIÓN DE 4 RAMAS
Con elevados flujos vehiculares que requieren construcción de carriles de
giro a la izquierda en la vía principal

Es importante considerar que las mejores soluciones se logran cuando los ángulos formados por las ramas al llegar a la intersección tienden a 90°.

Intersecciones de más ramas. Estas son las menos frecuentes, el motivo es que no son las más convenientes y en general deben evitarse, salvo que las ramas excedentes de las cuatro normalmente aceptadas sean vías cuyo sentido de tránsito sea de salida de la intersección. Este tipo de intersecciones suelen responder a configuraciones urbanas antiguas que se solucionaron con la incorporación de óvalos.

11.2.3 Consideraciones Generales de Diseño

El principal objetivo del diseño de intersecciones es reducir los potenciales conflictos entre los vehículos y peatones que la emplean. Para lograr este objetivo, no se debe perder de vista que el diseño debe marcar una tendencia hacia los movimientos naturales que se realizan en ella. Se considera que son cuatro los principales factores que se deben considerar para el diseño:

1. Factores Humanos.

- Hábitos de manejo.
- Habilidad de toma de decisiones.
- Expectativas del conductor
- Tiempo de Percepción y Reacción.
- Tendencia a seguir las huellas naturales para realizar movimientos.
- Hábitos peatonales.
- Hábitos de los ciclistas.

2. Factores relativos al Tráfico.

- Capacidades actuales.
- Movimientos en la hora pico.
- Tamaño y características de operación del vehículo de diseño.
- Velocidades de los vehículos.
- Tránsito comprometido.
- Estadísticas de accidentes.

3. Factores relacionados con los elementos Físicos.

- Propiedades adyacentes.
- Alineamiento vertical en la intersección.
- Distancia de visibilidad.
- Ángulo de encuentro de las ramas.
- Area de conflicto.
- Carriles de giro.
- Características geométricas de la intersección.
- Dispositivos de control de tránsito.
- Iluminación.
- Características de seguridad.
- Facilidades para ciclistas.

4. Factores económicos

- Costo de las mejoras
- Efectos de controlar o limitar los derechos de vía en las propiedades adyacentes.

11.2.4 Características de Diseño

Las principales características con las que se debe dotar a las intersecciones son las siguientes:

- Preferencia a los Movimientos más importantes. Los movimientos o flujos más importantes deben tener preferencia sobre los secundarios. Esto amerita concentrarse en dotar a las vías secundarias de los elementos de control de tránsito necesarios para que sea fácil la distinción de la jerarquía de las vías. De suceder muchos conflictos por los giros que se suceden en la intersección, puede resultar conveniente suprimir los de menos importancia.
- Reducción de las áreas abiertas. Contrariamente a lo que se pudiera pensar las grandes áreas pavimentadas en vez de mejorar las condiciones del flujo pueden resultar contraproducentes pues son motivo de confusión tanto para peatones como para conductores. Esta situación se vuelve riesgosa para la circulación y reduce considerablemente la capacidad de las vías.
- Perpendicularidad de las trayectorias cuando se corta. Si las ramas de la intersección no se intersectan en ángulos perpendiculares, serán más propensas a accidentes de tránsito; para evitarlos, los conductores deben reducir la velocidad de circulación con la consiguiente pérdida de capacidad vial. De ser posible contar con el espacio suficiente, estas intersecciones deben remodelarse en busca de ángulos de encuentro próximos a 90°, pues así la geometría es más favorable para la visibilidad. En el caso de intersecciones semaforizadas, la perpendicularidad deja de ser tan decisiva siempre que la visibilidad de los conductores a las caras de los semáforos sea adecuada y no los confunda.
- Separación de los puntos de conflicto. Cuando se han identificado puntos de conflicto en una intersección, la mejor forma de aliviarlos es tratando de separar los flujos mediante la canalización de los movimientos, si existe espacio disponible resultará muy adecuado que los puntos de conflicto se alejen lo más posible. Cuando la intersección está semaforizada, si los tiempos de verde y rojo diferencian la oportunidad de realizar los movimientos que antes eran conflictivos, entonces conviene que esos se aproximen físicamente en beneficio de otorgar mejor circulación a los flujos principales.
- Control de la velocidad. En general, la velocidad de aproximación a una intersección debe ser reducida, el Reglamento de Tránsito señala que para intersecciones no semaforizadas, el conductor debe reducir la velocidad hasta 30km/h. Luego de identificar el flujo principal y preferente de una intersección no semaforizada, se debe analizar la circulación de la vía secundaria y evaluar si el comportamiento de los vehículos al llegar a la intersección es el adecuado, de no ser así y existir muchos accidentes de tránsito, la intersección puede dotarse de "gibas", las cuales deberán estar adecuadamente diseñadas. Como regla general ellas se deberán ubicar en la vía

secundaria y permitir que entre la giba y el borde de la pista principal se pueda estacionar el vehículo de diseño.

6. Visibilidad. La velocidad de los vehículos que acceden a la intersección debe limitarse en función de la visibilidad, incluso llegando a la detención total. Entre el punto en que un conductor pueda ver a otro vehículo con preferencia de paso y el punto de conflicto, debe existir como mínimo la distancia de visibilidad de parada. Es importante que el análisis de la visibilidad determine una franja limpia de obstáculos que se deberá respetar, no permitiéndose la colocación de avisos publicitarios, cabinas telefónicas, árboles, puestos de revistas u otros que pongan en riesgo la seguridad de conductores ni peatones.

7. Previsión. En general, las canalizaciones exigen superficies amplias en las intersecciones. Esta circunstancia debe tenerse en cuenta al autorizar construcciones o instalaciones al margen de la vía, pues una intersección puede en el futuro requerir más área de la existente.

8. Sencillez y Claridad. La presencia de muchos elementos o abundante señalización, puede complicar la operación de la intersección, pues el tiempo que demora el conductor en entender los derechos de paso o donde realizar sus maniobras de giro pueden requerir aminorar la velocidad al extremo de detener los vehículos.

11.2.5 VISIBILIDAD DE CRUCE

11.2.5.1 Triángulo de Visibilidad

Se llama triángulo de visibilidad a la zona libre de obstáculos que permite, a los conductores que acceden simultáneamente, verse unos a otros y observar la intersección a una distancia tal que sea posible evitar una eventual colisión. (Ver figura 11.2.5.1)

Cualquier objeto de una altura determinada, que quede dentro del triángulo de visibilidad requerida, debe removerse o reducirse a una altura límite. Esta altura depende de las alturas relativas de las vías y debe ser estudiada en cada caso.

Si el triángulo de visibilidad fuese imposible de obtener, se debe limitar la velocidad de aproximación a valores compatibles con el triángulo de visibilidad existente.

11.2.5.2 Triángulo Mínimo de Visibilidad

Consecuentemente con estas definiciones, el triángulo mínimo de visibilidad que se considera seguro, corresponde a dicha zona que tiene como lado, sobre cada camino, una longitud igual a la distancia de visibilidad de parada.

11.2.5.3 Señalización de Intersecciones

Toda intersección debe estar convenientemente regulada mediante señales informativas, preventivas y restrictivas en concordancia con el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC.

Las señales informativas deben estar ubicadas a una distancia suficiente del cruce como para permitir que el conductor decida con anticipación las maniobras que debe ejecutar.

En vías urbanas con tramos largos sin intersecciones, como es el caso de tramos finales de una vía expresa, la señalización preventiva debe indicar al conductor el tipo y categoría de las vías que forman la intersección, especificando cuál tiene preferencia sobre la otra. La señal preventiva deberá preceder a la señal restrictiva en una distancia equivalente a 1,5 veces la de visibilidad de parada correspondiente.

En toda Intersección a nivel, salvo que se trate de dos vías de tipo local, la importancia de una vía prevalecerá sobre la de la otra, y por tanto, uno de ellos deberá enfrentar un signo PARE o una señal CEDA EL PASO.

La elección entre uno u otro se hará teniendo presente las siguientes consideraciones.

(a) Cuando exista un triángulo de visibilidad adecuado a las velocidades de diseño de ambas vías y las relaciones entre flujos convergentes no exijan una prioridad absoluta, se usará el signo CEDA EL PASO.

(b) Cuando el triángulo de visibilidad obtenido no cumpla con los mínimos requeridos para la velocidad de aproximación al cruce, o bien la relación de los flujos de tránsito aconseje otorgar prioridad absoluta al mayor de ellos, se utilizará el signo PARE.

11.2.5.4 Intersección Regulada por Señal CEDA EL PASO.

(a) Las distancias de visibilidad de parada que se consideran seguras en diseño o Intersecciones, son las mismas usadas en cualquier otro elemento de la vía.

(b) Cuando el triángulo de visibilidad no cumple las exigencias impuestas por las velocidades de diseño de las vías y las características del tránsito no justifican un signo PARE, se debe ajustar la velocidad de los vehículos de la vía de menor importancia, a un valor que llamaremos velocidad crítica. La velocidad crítica para la vía de menor importancia depende de la velocidad de diseño de la vía preferencial y de la distancia de visibilidad que el obstáculo permite sobre la vía de menor importancia. Ver figura 11.2.5.1, caso I.

Se llama velocidad crítica de la Vía B a la velocidad única tal que la distancia d_b corresponde a la distancia de visibilidad de parada.

Se puede calcular la velocidad crítica V_b en función de la velocidad de diseño de la vía A (V_a) y de las distancias a y b entre el obstáculo y la trayectoria de A y B.

Conocido V_a se conoce la distancia mínima de visibilidad de parada “da”. Cuando el vehículo en A está a la distancia “da” de la Intersección y los conductores en A y B pueden verse, el vehículo B está a su vez a la distancia d_b de la Intersección. Por semejanza de triángulos se obtiene que:

$$d_b = \frac{a \cdot d_a}{d_a - b}$$

Se debe proveer a la vía B de la señalización adecuada que indique a los vehículos la velocidad segura de aproximación a la Intersección, de manera que al pasar por el punto da distancia d_b del cruce, su velocidad no sea superior a la crítica.

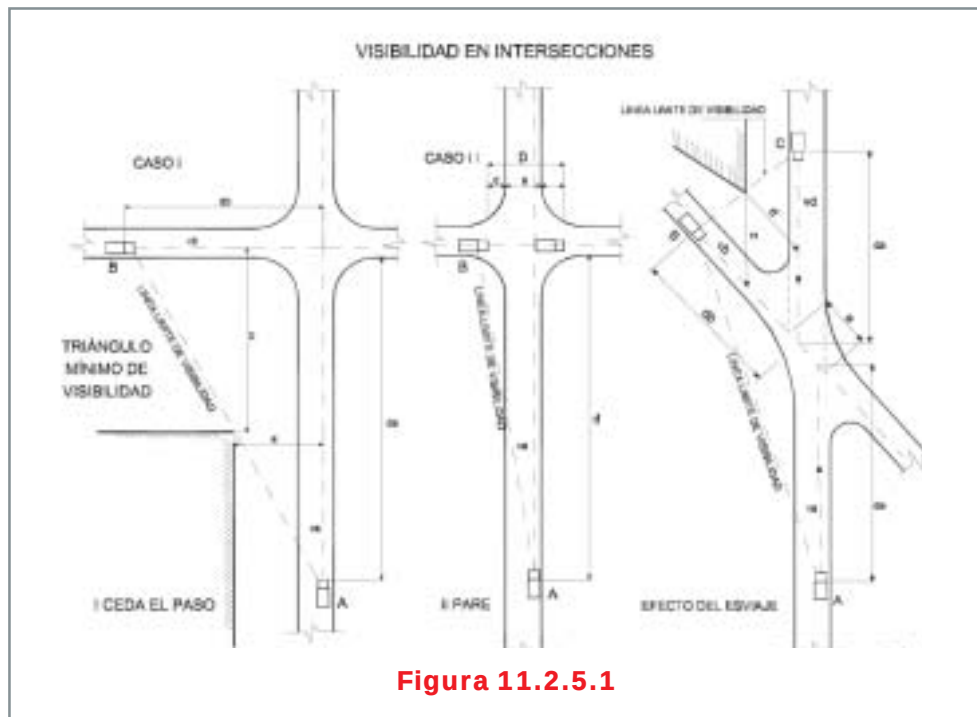


Figura 11.2.5.1

11.2.5.5 Intersección en que los Vehículos de una Vía que accede al Cruce, deben detenerse por señalización.

En una Intersección en que los vehículos de la vía secundaria deben efectuar la operación de cruce desde el estado de detención total, el conductor debe tener visibilidad sobre aquella zona de la vía principal que le permita cruzar sin riesgo, aun cuando un vehículo aparezca en el preciso instante de su partida.

La distancia de visibilidad sobre la vía preferencial debe ser mayor que el producto de su velocidad de diseño por el tiempo total necesario para que el vehículo detenido se ponga en marcha y complete la operación de cruce.

La distancia requerida puede ser expresada como:

$$D_c = 0.275 V (t_p + t_a)$$

Siendo:

D_c : Distancia de visibilidad sobre la vía preferencial, en metros.

V : Velocidad de diseño de la vía preferencial en Km / hr.

t_p : Tiempo de percepción más tiempo de arranque en segundos.

t_a : Tiempo requerido para acelerar y despejar la carretera principal en segundos.

El tiempo t_p asume un valor de 2 segundos para cruces en zonas de baja densidad poblacional que puedan asemejar a una zona rural y 1 segundo en el resto de zonas urbanas donde el fenómeno es más repetitivo. Se hace hincapié en que al reducir estos valores en un 50%, la distancia de visibilidad necesaria sólo se reduce en un 15%.

Se dan en el cuadro 11.2.5 los tiempos (t_a) para cruzar distancias totales. Estas distancias totales de cruce se forman por adición de tres distancias parciales medidas en metros, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$D = d + C + L$$

Siendo:

D : Distancia total de cruce

d : Distancia de vehículo detenido hasta el borde de la calzada de la vía que se cruza. Se acepta generalmente un valor de 3 metros.

C : Ancho de la calzada medida según la trayectoria del vehículo que cruza.

L : Largo del vehículo que cruza.

Vehículo Ligero (VL) : 5,80 metros

Vehículo Pesado rígido (VP) : 13,2 metros (ver cuadro 11.2.5)

Vehículo Articulado (VA) : 20,5 metros (ver cuadro 11.2.5)

Donde:

$$t_a = \sqrt{\frac{2D}{9.8j}}$$

j : aceleración del vehículo:

- Vehículo Ligero	: 0,150
- Vehículo Pesado	: 0,075
- Vehículo Articulado	: 0,055

Cuadro 11.2.5

Vehículo Tipo	Distancia Total del Cruce (m)					
	15	20	25	30	35	40
	ta para cruzar y recorrer D (segundos)					
V. Ligero	5.0	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
V. Pesado	--	7.5	8.5	9.0	10.0	11.0
V. Articulado	--	--	10.0	11.0	12.0	13.0

La distancia de visibilidad así obtenida $D_c = 0.275 V (t_p + t_a)$, resulta generalmente mayor que la distancia mínima de visibilidad de parada. Esto da una seguridad adicional a los vehículos que cruzan desde el reposo. La situación descrita se ilustra en la figura 11.2.5.2.

Si la vía que se debe cruzar tiene calzadas separadas se pueden presentar dos casos: Si el separador central tiene un ancho mayor o igual al largo del vehículo tipo escogido, se considera que el cruce se realiza en dos etapas; el separador tiene un ancho inferior al largo del vehículo, se debe incluir en el término C el ancho correspondiente al mismo.

Cuando la distancia de visibilidad a lo largo de la vía preferencial sea inferior a la mínima calculada, debe regularse la velocidad de los vehículos de esta vía, hasta conseguir que la distancia D_c obtenida sea segura. Si las condiciones son muy desfavorables, se debe incluso introducir elementos de diseño para reducir efectivamente la velocidad de aproximación al cruce.



Figura 11.2.5.2

11.2.5.6 Efecto del Esviaje del Cruce en el Triángulo de Visibilidad.

Cuando sea técnica y económicamente factible, se deberá optar, en las intersecciones esviadas, por una rectificación de los ángulos de cruzamiento, teniendo a la intersección en ángulo cercano al recto. Se considerarán inconvenientes los ángulos inferiores a 60° o superiores a su suplemento.

11.2.6 INTERSECCIONES SIN CANALIZAR.

Cuando el espacio disponible para la intersección sea muy reducido, o los movimientos de giro de muy poca importancia, se podrán utilizar intersecciones sin islas de canalización. En estos casos el diseño está gobernado exclusivamente por las trayectorias mínimas de giro del vehículo tipo elegido.

En casos muy justificados, en que sea necesario utilizar trazados mínimos, como los que aquí se presentan, asociados a vías de importancia, esta tabla o valores similares podrán utilizarse, siempre que se dispongan carriles de deceleración (y aceleración en el caso de calzadas unidireccionales) para poder pasar de la velocidad de diseño del camino principal a los 15 Km/hora que permite el giro, (y viceversa) sin disminuir la capacidad de la vía principal o crear situaciones de peligro (Véase tópico 11.2.9).

Cuadro 11.2.6

Vehículo Tipo	Angulo de Giro (°)	Curva Sencilla Radio (m)	Curva compuesta de tres centros (Símetrica - ver figura 11.2.6)					
			Radios (*) (m)				Desplazamiento (m)	
VL	25	18.00	-----				-----	
VP		30.00	-----				-----	
VA		60.00	-----				-----	
VL	45	15.00	-----				-----	
VP		22.50	-----				-----	
VA		50.00	60.0	-----	30.0	-----	60.0	0.90
VL	60	12.00	-----				-----	
VP		18.00	-----				-----	
VA		-----	60.0	-----	22.5	-----	60.0	1.65
VL	75	10.50	30.0	-----	7.5	-----	30.0	0.60
VP		16.50	36.0	-----	13.5	-----	36.0	0.60
VA		-----	45.0	-----	15.0	-----	45.0	1.80
VL	90	9.0	30.0	-----	6.0	-----	30.0	0.75
VP		15.0	36.0	-----	12.0	-----	36.0	0.60
VA		-----	55.0	-----	18.0	-----	55.0	1.80
VL	105	-----	30.0	-----	6.0	-----	30.0	0.75
VP		-----	30.0	-----	10.5	-----	30.0	0.90
VA		-----	55.0	-----	13.5	-----	55.0	2.40
VL	120	-----	30.0	-----	6.0	-----	30.0	0.60
VP		-----	30.0	-----	9.0	-----	30.0	0.90
VA		-----	55.0	-----	12.0	-----	55.0	2.55
VL	135	-----	30.0	-----	6.0	-----	30.0	0.45
VP		-----	30.0	-----	9.0	-----	30.0	1.20
VA		-----	48.0	-----	10.5	-----	48.0	2.70
VL	150	-----	22.5	-----	5.4	-----	22.5	0.60
VP		-----	30.0	-----	9.0	-----	30.0	1.20
VA		-----	48.0	-----	10.5	-----	48.0	2.10
VL	180	-----	15.0	-----	4.5	-----	15.0	0.15
VP		-----	30.0	-----	9.0	-----	30.0	0.45
VA		-----	40.0	-----	7.5	-----	40.0	2.85

(*) Radio del borde inferior del pavimento en la curva

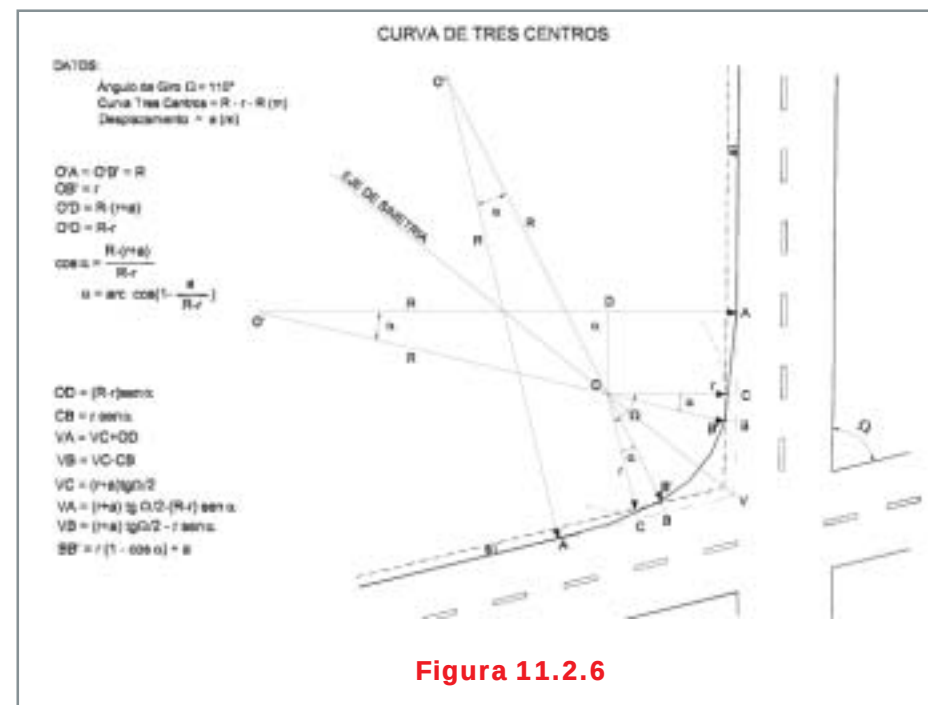


Figura 11.2.6

11.2.7 INTERSECCIONES CANALIZADAS

En el cuadro 11.2.7.1 se entregan los valores a usar en giros mínimos canalizados. Los tamaños de las islas resultantes han sido considerados para dichos valores, dejando 0,60 m, como mínimo entre sus bordes y los bordes del pavimento. Los anchos de ramales que allí aparecen permiten que las ruedas del Vehículo tipo seleccionado se inscriban con una holgura de 0,60 m, respecto de los bordes del pavimento.

Por tratarse de giros mínimos, no se considera en estas soluciones el ensanche de las carreteras que acceden a la intersección. Por lo tanto, el tipo de islas que consultan los valores de el cuadro 11.2.7.1 se refiere a islas triangulares ubicadas en los ángulos que forma la prolongación de los bordes del pavimento de las vías que se cruzan. Cuando los diseño estén por sobre los mínimos y sea posible ensanchar las vías que acceden al cruce, este tipo de islas pueden reemplazarse o combinarse con islas centrales en la vía subordinada.

Diseños mayores que los mínimos no son posibles de normalizar y el proyectista deberá estudiar cada caso de acuerdo con la disponibilidad de espacio y la importancia de los giros en la intersección.

Cuadro 11.2.7.1

CURVAS MINIMAS PARA RAMALES DE GIRO EN INTERSECCIONES CANALIZADAS

Vehiculo Tipo	Angulo de Giro (°)	Curva compuesta de tres centros					Ancho del Ramal (m)	Tamaño aproximado de la Isla (m ²)	
		Radios (*) (m)			Desplazamiento (m)				
VL	75	45.0	-----	22.5	-----	45.0	1.05	4.20	5.50
VP		45.0	-----	22.5	-----	45.0	1.50	5.40	4.50
VA		54.0	-----	27.0	-----	54.0	1.05	6.00	4.50
VL	90	45.0	-----	15.0	-----	45.0	0.90	4.20	4.50
VP		45.0	-----	15.0	-----	45.0	1.50	5.40	7.50
VA		54.0	-----	19.5	-----	54.0	1.80	6.00	11.50
VL	105	36.0	-----	12.0	-----	36.0	0.60	4.50	6.50
VP		30.0	-----	10.5	-----	30.0	1.50	6.60	4.50
VA		54.0	-----	13.5	-----	54.0	2.40	9.00	5.50
VL	120	30.0	-----	9.0	-----	30.0	0.75	4.80	11.00
VP		30.0	-----	9.0	-----	30.0	1.50	7.20	8.40
VA		54.0	-----	12.0	-----	54.0	2.55	10.40	20.40
VL	135	30.0	-----	9.0	-----	30.0	0.75	4.80	43.00
VP		30.0	-----	9.0	-----	30.0	1.50	7.90	34.50
VA		48.0	-----	10.5	-----	48.0	2.70	10.70	60.00
VL	150	30.0	-----	9.0	-----	30.0	0.75	4.80	130.00
VP		30.0	-----	9.0	-----	30.0	1.80	9.00	110.00
VA		48.0	-----	10.5	-----	48.0	2.15	11.60	160.00

El cuadro 11.2.7.2 muestra los valores de los radios mínimos en intersecciones analizadas con Velocidades de Diseño superiores a 20 Km/hora, para peraltes de 0% y 6%.

Cuadro 11.2.7.2

RADIOS MINIMOS EN INTERSECCIONES CANALIZADAS SEGÚN PERALTES MINIMOS Y MAXIMOS

VD (Km / H)	25	30	35	40	45	50	55	60	65
f Máximo	0.31	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18	0.17	0.16
Radio mínimo (m) (p=0%)	15	25	40	55	75	100	130	170	210
Radio mínimo (m) (p=6%)	(*)	20	30	45	60	80	100	125	150

(*) Radio mínimo < 15: no aceptable en Intersecciones Canalizadas, salvo en curvas de tres centros

La figura 11.2.7.1 entrega los valores de radios y peraltes en intersecciones cuando no existen condiciones limitantes.

11.2.8 CURVAS DE TRANSICIÓN

11.2.8.1 Generalidades

Para pasar de una alineación a un ramal se podrá utilizar como curva de transición clotoides o curvas circulares de radio mayor según sea el caso.

11.2.8.2 Uso de Clotoides.

Los factores mínimos del parámetro A se dan en el cuadro 11.2.8.1

Cuadro 11.2.8.1

VALORES MÍNIMOS DE A PARA RADIOS MINIMOS

VD (Km / h)	30	35	40	45	50	55	60
Radio mínimo	25	35	45	60	75	90	120
A adoptado (m)	20	30	35	40	50	60	70

11.2.8.3 Curvas Compuestas.

El cuadro 11.2.8.2 indica los desarrollos aceptables que deberá tener la curva de enlace, en el supuesto de que esté seguida por una curva de radio igual a la mitad o bien precedida por una curva de radio el doble.

Cuadro 11.2.8.2

DESARROLLO DE LA CURVA CIRCULAR DE ENLACE CUANDO LA RAZÓN RADIO MAYOR A RADIO MENORES ES 2

Radio Mayor (m)	30	45	60	75	90	120	150 ó más
Desarrollo Mínimo (m)	12	15	18	24	30	36	42
Desarrollo Normal (m)	18	21	27	36	42	54	60

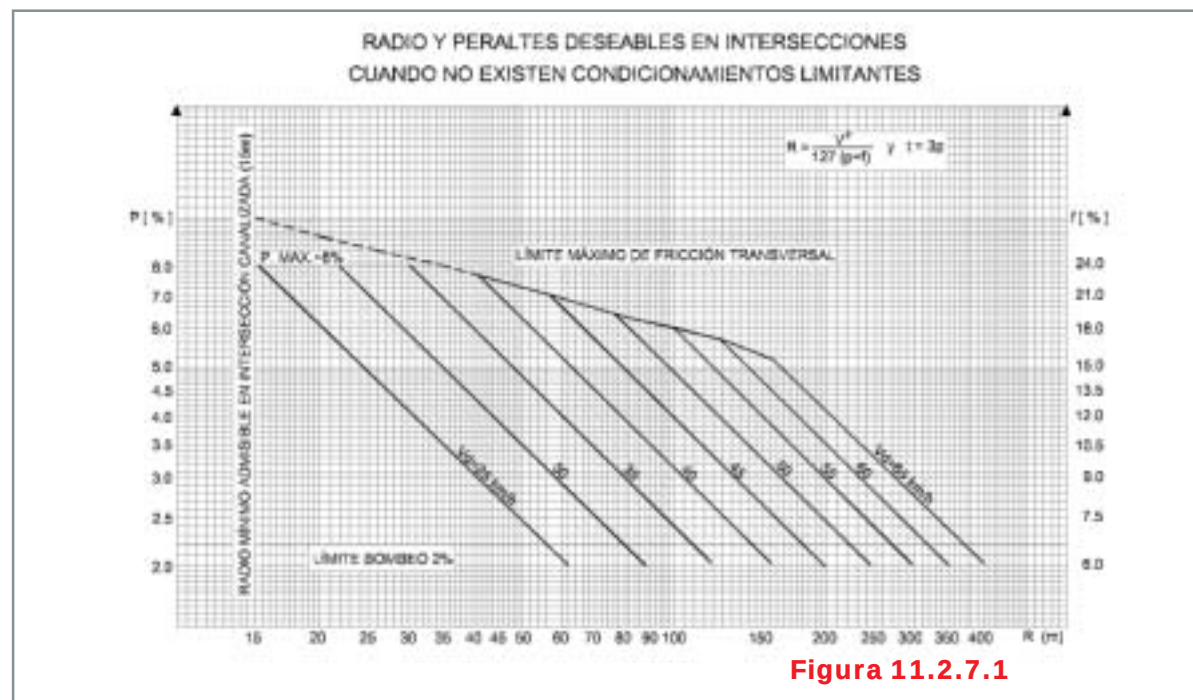


Figura 11.2.7.1

11.2.8.4 Combinación de Más de Dos Curvas

Cuando la velocidad de operación de entrada obliga a diseñar curvas de radio mayor que superan la relación límite -2-, será necesario utilizar una tercera curva circular de radio intermedio que cumpla la relación establecida o una clotoide que enlace a ambas curvas.

El desarrollo que debe darse a esta clotoide intermedia se calculará haciendo la diferencia de los valores recíprocos de los radios de curvatura a enlazar, despejando de allí el radio de una curva, que al ser interpolada en los datos de el cuadro 11.2.8.1 permite obtener el valor de su parámetro y el desarrollo correspondiente.

11.2.9 RAMALES DE GIRO

11.2.9.1 Generalidades

El ancho de calzada y las bermas en ramales de giro, está regulado por el volumen y composición de tránsito que por ella circula, así como por el radio de la curva circular asociada al giro. Se describen varias posibilidades de operación según la importancia del ramal.

11.2.9.2 Anchos de calzada en Ramales de Giro.

Los tipos de operación que puedan considerarse en el ramal de giro, dan origen a una primera clasificación de tres posibilidades:

Caso I: Un carril con tránsito en un solo sentido, en que no se considera la posibilidad de adelantar a un vehículo que se detenga.

Caso II: Un carril con tránsito en un solo sentido, diseñada de modo que sea posible adelantar a un vehículo detenido por emergencia a un costado de la calzada.

Caso III: Dos carriles, ya sea para tránsito en uno o dos sentidos.

El Caso I, se reserva para ramales de giro de poca importancia, bajo volumen de tránsito y corta longitud. Al menos uno de los bordes del pavimento debe tener una berma que permita ser transitada en una emergencia.

El Caso II, considera la posibilidad de adelantamiento a bajas velocidades, con espacios libres entre vehículos restringido, pero manteniéndose ambos dentro de la calzada.

El Caso III, se reserva para las situaciones en que el volumen de tránsito supera la capacidad de un sólo carril o para el tránsito en doble sentido cuando así esté considerado.

La segunda clasificación está referida a la composición del tránsito que utiliza el ramal, identificándola por medio de los vehículos tipo y la proporción en que intervienen.

Caso A, predominan los vehículos ligeros (VL), considerando el paso eventual de camiones o Buses (VP).

Caso B, la presencia de vehículos tipo VP es superior al 5% y no sobrepasa el 25% del tránsito total. Eventualmente circulan vehículos articulados en muy baja proporción.

Caso C, los vehículo tipo VP con más del 25% del tránsito total y/o los vehículos articulados (VA) circulan normalmente por el ramal bajo consideración.

El cuadro 11.2.9.1 resume los anchos que deben adoptarse según sea la hipótesis combinada de tipo de operación y tránsito que corresponda, a partir de los casos antes enumerados.

Cuadro 11.2.9.1

ANCHO DEL PAVIMENTO EN RAMALES (m)

R RADIO DEL BORDE INTERIOR DEL PAVIMENTO (BORDE DERECHO EN EL SENTIDO DE AVANCE)	ANCHO DEL PAVIMENTO EN (m) PARA								
	CASO 1			CASO2			CASO3		
	UNA PISTA DE UN SOLO SENTIDO DE CIRCULACIÓN SIN PERMITIR EL ADELANTAMIENTO			UNA PISTA DE UN SOLO SENTIDO CON PREVISIÓN PARA ADELANTAR A UN VEHÍCULO MOMENTÁNEAMENTE PARADO			2 PISTAS DE UN SOLO SENTIDO O DE DOBLE SENTIDO DE CIRCULACIÓN		
CONDICIONES DEL TRÁFICO									
(m)	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	4,8	5,1	6	6,3	7,2	8,1	9	9,9	11,1
22,5	4,5	4,8	5,4	6	6,6	7,5	8,4	9,1	10,2
30	4,2	4,8	5,1	5,7	6,3	7,2	8,1	9	9,9
45	3,9	4,5	4,8	5,4	6	6,9	7,8	8,7	9,3
60	3,9	4,5	4,8	5,4	6	6,6	7,8	8,4	8,7
90	3,5	4,5	4,5	5	5,7	6,3	7,5	8,1	8,4
120	3,5	4	4,5	5	5,7	6,3	7,5	8,1	8,4
150	3,5	4	4,5	5	5,7	6,3	7,5	8,1	8,1
RECTA	3,5	4	4	4,7	5,4	6	6,5	7	7
SOLERAS Y BERMAS QUE MODIFICAN LOS ANCHOS ANTERIORES									
SOLERA EN UN LADO	AÑADIR 0,30 m			SIN MODIFICACIÓN			AÑADIR 0,30 m		
IDEM A LOS DOS LADOS	AÑADIR 0,50 m			AÑADIR 0,30 m			AÑADIR 0,50 m		
BERMA ESTABILIZADA A UNO O AMBOS LADOS	SIN MODIFICACIÓN			DEDUCIR ANCHO DE LA SOLERA; ANCHO MÍNIMO PAVIMENTO COMO EN EL CASO 1			DEDUCIR 0,60 m DONDE LA BERMA SEA DE 1,2 m COMO MÍNIMO		

Cuadro 11.2.9.1**MODIFICACION DE ANCHOS POR EFECTO DE BERMAS Y SARDINEL**

Bermas sin revestir		Sin modificación	Sin modificación	Sin modificación
Sardinell montable		Sin modificación	Sin modificación	Sin modificación
Sardinell Elevado	Un lado	Añadir 0.30	Sin modificación	Sin modificación
	Dos lados	Añadir 0.30	Añadir 0.30	Añadir 0.30
Berma revestida a uno o ambos lados		Sin modificación	Deducir ancho de las bermas Ancho mínimo como caso I	Deducir 0.60 donde la berma sea de 1.20m como mínimo

11.2.9.3 Bermas o Espacios Adyacentes al Pavimento del Ramal de Giro.

Dentro de una Intersección canalizada no es siempre necesario disponer bermas a los lados de los ramales de giro, los carriles quedan delimitados por islas y en las condiciones del trazado de éstas ya está incluida la necesaria luz libre lateral a la izquierda del pavimento y en gran parte de los casos estos ramales son relativamente cortos y no es necesario prever bermas a lo largo de ellos para estacionamiento temporal de vehículos.

La berma derecha, en dimensión y tratamiento, es esencialmente la misma que en el resto de la sección normal de la vía de la que provienen los vehículos, pudiendo aprovecharse el ramal para hacer las transiciones de ancho si la berma de llegada es de dimensiones distintas.

En grandes intersecciones canalizadas los ramales de giro pueden ser de tal longitud que se consideren como independientes de las carreteras que se cortan. Bajo este punto de vista, deberán proyectarse con bermas a ambos lados del pavimento. Los anchos mínimos de éstas bermas serán equivalentes a la de los ramales de enlace en Intercambios.

11.2.10 CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD**11.2.10.1 Generalidades.**

La salida o ingreso de un vehículo del flujo principal hacia otro que lo intersecta, debe desarrollarse con un mínimo de perturbaciones, para lo cual se debe diseñar carriles de cambio de velocidad. Estos son carriles auxiliares.

11.2.10.2 Carril de Aceleración.

Serán del tipo paralelo, su longitud total (LT) es la suma de los largos de las zonas de aceleración propiamente tal y de transición o cuña. LT no superará en ningún caso los 300 metros.

El cuadro 11.2.10.1 presenta los valores de LT y LC en función de las velocidades de diseño de los ramales y de la vía. Los valores de LC son fijos para velocidades iguales o inferiores a 80 Kph (50 m) y para velocidades superiores a ésta (75 m)

LT = Largo Total
LA = Largo área de aceleración
LC = Largo de la cuña

Figura 11.2.10.1**Longitudes de pista de aceleración entre ramal y vía**
LT = LA + LC (i=0)

V	L _c	Vr=0	Vr=30	Vr=40	Vr=50	Vr=60	Vr=70	Vr=80	Vr=90
(Km / h)	(m / h)	(Km / h)	(Km / h)	(Km / h)	(Km / h)	(Km / h)	(Km / h)	(Km / h)	(Km / h)
70	50	100	75	50					
80	50	150	120	100	80				
90	75	240	200	180	140	100			
100	75	300	275	250	220	170	140		

Los valores LT y LA son válidos para inclinaciones longitudinales comprendidas entre +3 % y -3 %, debiendo corregirse si éstas exceden dichos valores límites. En el cuadro 11.2.10.2 se entregan los factores que relacionan la longitud en pendiente (±) con la longitud en horizontal. En el caso de pendientes negativas, las correcciones sólo se hacen cuando se da el raro caso de una condición de parada previa al inicio del carril de aceleración, puesto que en este caso se supone que el vehículo parte cuando tiene planificada su maniobra, que consiste solamente en acelerar.

Las correcciones por pendiente se calculan sobre el total del valor LT del cuadro 11.2.10.1 pero la longitud adicional o la que haya que deducir, como resultado de la aplicación de los coeficientes que correspondan al caso, afectan sólo a la dimensión LA, permaneciendo LC fijo, aunque eventualmente pudiera resultar un LT menor que LC.

Cuadro 11.2.10.2

Relación de Longitud entre vías en pendiente y en horizontal

Factores de corrección de $L_r^{(1)}$ en pistas de aceleración, para velocidades de diseño de la vía (V) de:							
70 Km/h		80 Km/h		90 Km/h		100 Km/h	
CASO PENDIENTE DE SUBIDA DE: (%)							
3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6
1,30	1,50	1,30	1,60	1,35	1,70	1,40	1,90
CASO DE PENDIENTE DE BAJADA, SI $V_r=0$ (3), DE: (%)							
3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6
0,50	0,50	0,75	0,65	0,90	0,80	1,00	1,00

NOTAS:

(1) Factores se aplican a LT, pero afectan a LA; LC =cte.

(2) LT máx = 300m.

(3) Si $V_r > 0$ no hay reducciones.

En la 11.2.10.1 se muestran los puntos singulares de los carriles de aceleración en lo que se deben tener anchos de pavimentos normalizados.

En C se tiene el ancho final de la cuña (c) que deberá ser de 1 m, esto con el fin de hacer utilizable la zona de cuña en una extensión mayor y para evitar roturas de la misma en el caso de pavimentos rígidos debido a su menor sección, lo que sucede frecuentemente dado que su construcción se ejecuta generalmente después de la de la calzada principal.

En el punto B, inicio de la cuña y final de la zona de aceleración, se debe tener el ancho total del carril (b). Normalmente, en recta, este ancho es de 3,5 (b_o), pudiendo rebajarse a $b_o = 3,0$ m. si el tránsito en el ramal es de poca importancia. Si el carril fuera proyectado en una curva que requiera un sobreancho S_a . $b = b_o + S_a$.

11.2.10.3 Carriles de Deceleración

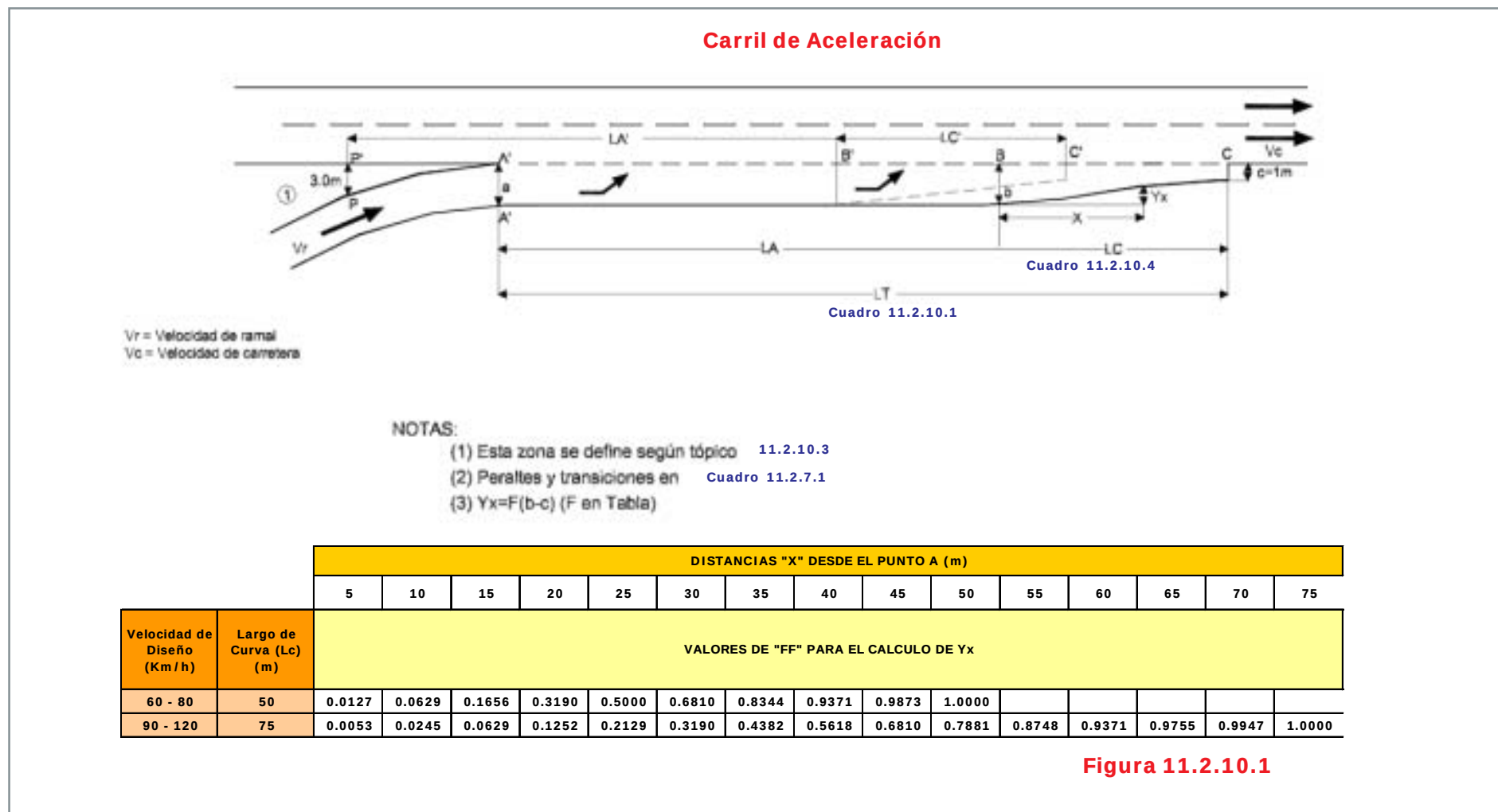
(a) Caso I (existe curva de transición de longitud mayor o igual que LD)

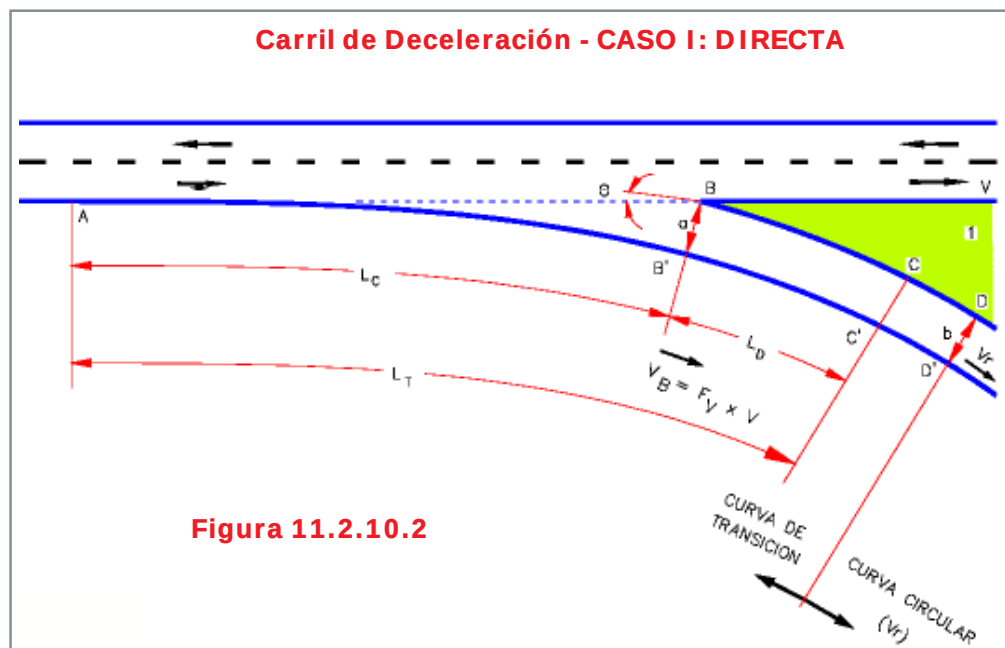
Este primer caso (figura 11.2.10.2) es el de la geometría considerada mejor para estos dispositivos, o sea, cuando se puede hacer incidir el ramal sobre la vía con un ángulo (θ) que haga claramente perceptible su función.

11.2.10.3 Carriles de Deceleración

(a) Caso I (existe curva de transición de longitud mayor o igual que LD)

Este primer caso (figura 11.2.10.2) es el de la geometría considerada mejor para estos dispositivos, o sea, cuando se puede hacer incidir el ramal sobre la vía con un ángulo (θ) que haga claramente perceptible su función.





Los valores LD se grafican en las figuras 11.2.10.3 y 11.2.10.4, para las Velocidades Específicas de vía que van desde 60 Km/hora hasta 120 Km/hora, considerando distintas velocidades de diseño de los ramales, y en función de las inclinaciones longitudinales de las calzadas.

En la figura 11.2.10.2 se muestran los puntos singulares de éstos carriles en los que se deben tener anchos de calzadas normalizados.

Si B'C' (o BC) es parte de una clotoide, $a = 3,50$ m.

Si BC es una curva circular de transición que requiere un sobreancho $Sa1$, $a = 3,50 + Sa1$.

En DD' se debe tener el ancho de ramal que corresponda según el cuadro 11.2.9.1.

Cuadro 11.2.10.3
Ángulo θ de Incidencia de Pista de deceleración
Según V

V (km/h)	<60	60	70	80	90	100
$\theta(g)$	12,0	10,0	9,0	6,0	5,5	5,0

(b) Caso II (La curva de transición es menor que LD o no existe).

La cuña es igual que en el Caso I, sólo que ahora se inicia con un ancho de 1 metro, con el fin de compensar el efecto de la maniobra de curva – contra – curva, que por lo general hace desaprovechar la zona de cuña, y para hacer más visible dicho inicio. El borde derecho se define igual que para el caso del carril de aceleración, según los valores de la tabla incluida en la figura 11.2.10.5.

11.2.10.4 Carriles centrales de Deceleración.

En la figura 11.2.10.6 se muestra un carril de este tipo. Las longitudes L_c y L_D son las de las figuras 11.2.10.3 y 11.2.10.4 respectivamente. A L_c y L_D hay que sumarle una longitud L_E , o largo de la zona de espera, que depende del número de vehículos por hora que giran y que debe considerarse si existe condición de parada al final de la zona de deceleración, cosa que generalmente ocurre.

Si existe un semáforo en ese punto (D en la figura 11.2.10.6). L_E estará determinada por el cálculo del largo de las filas de vehículos que esperan en un ciclo, estimando en 7,5 m el espacio promedio requerido por cada uno.

Si existe una señal "PARE" L_E tendrá el valor que le corresponda del cuadro 11.2.10.4

Cuadro 11.2.10.4

LONGITUD ADICIONAL EN PISTAS DE DECELERACIÓN PARA ALMACENAMIENTO Y ESPERA DE VEHÍCULOS (Disco Pare)

Nº Vehículos / Horas que giran	30	60	100	200	300
Longitud Adicional (m)	8	15	30	60	75

La cuña tiene la forma prevista para los casos I y II del artículo 11.2.10.3.

11.2.11 CRUCE POR EL SEPARADOR CENTRAL

11.2.11.1 Generalidades

La pendiente transversal de la zona abierta del separador no debe superar el 5%.

11.2.11.2 Abertura Mínima

Ya sea que se trate de una intersección de 3 ó 4 ramales, la abertura debe ser a lo menos igual al ancho de la vía que la cruza (pavimento más bermas) y en ningún caso menor de 12 m de ancho. Si la vía que cruza no tiene bermas la abertura del separador será igual al ancho de la calzada más 2,5 m y no menor de 12 metros.

LONGITUDES DE CARRILES DE DECELERACIÓN ($LD = f(i)$)
 CUADROS RESÚMENES PARA $LT = Lc + LD$ CUANDO $i = 0$ y $Vc = 50, 60, 70$ y 80 km/h

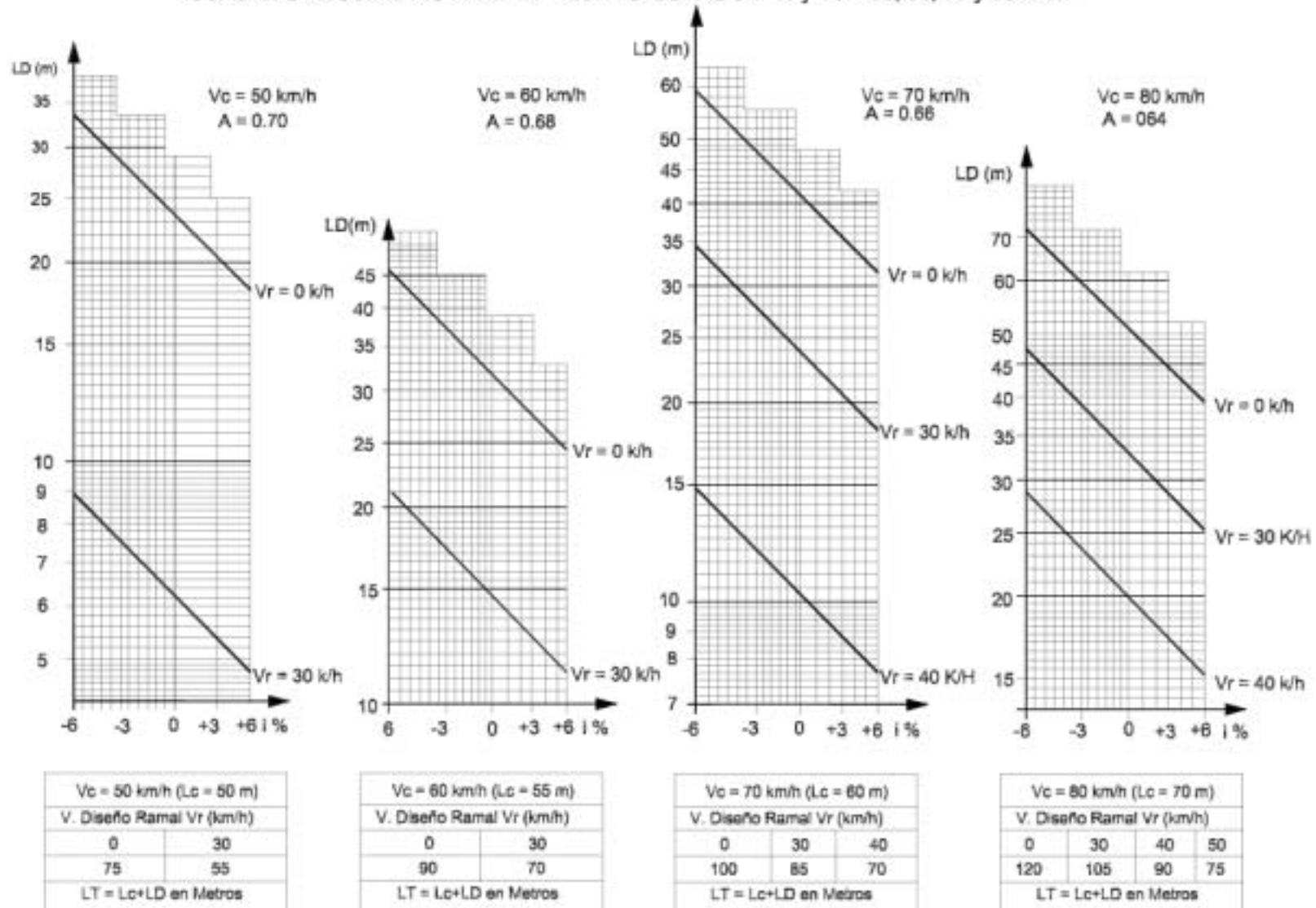


Figura 11.2.10.3

LONGITUDES DE CARRILES DE DECELERACIÓN ($LD = f(i)$)
 CUADROS RESÚMENES PARA $LT = Lc + LD$ CUANDO $i = 0$
 $Vc = 90; 100; 110$ y 120 Km/h

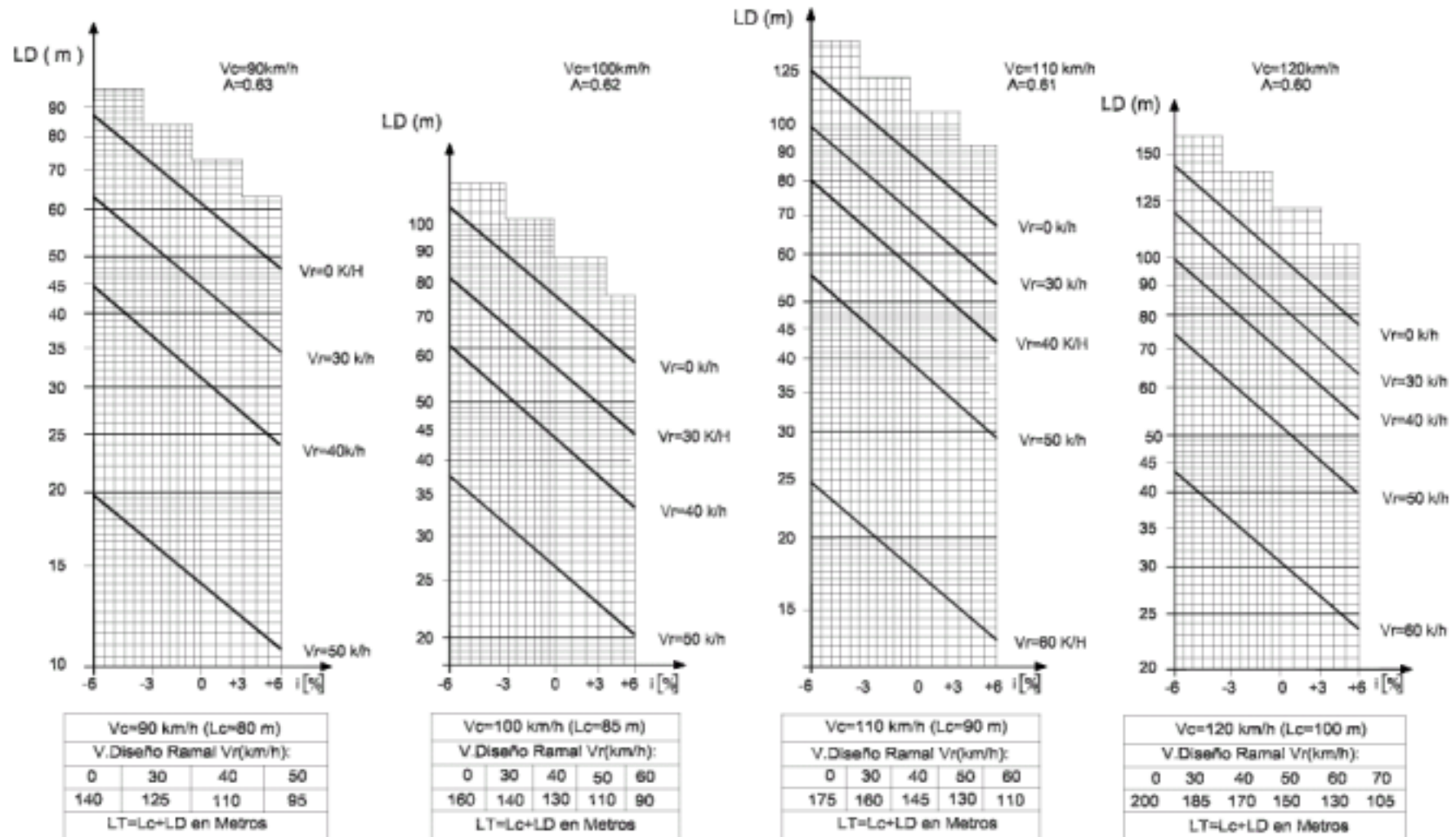


Figura 11.2.10.4

Si la vía que cruza también es una doble calzada, la abertura mínima será igual al ancho de las dos calzadas más su separador central y no menor que el ancho de los pavimentos más el separador central más 2,5 m en caso de tener las bermas un ancho inferior.

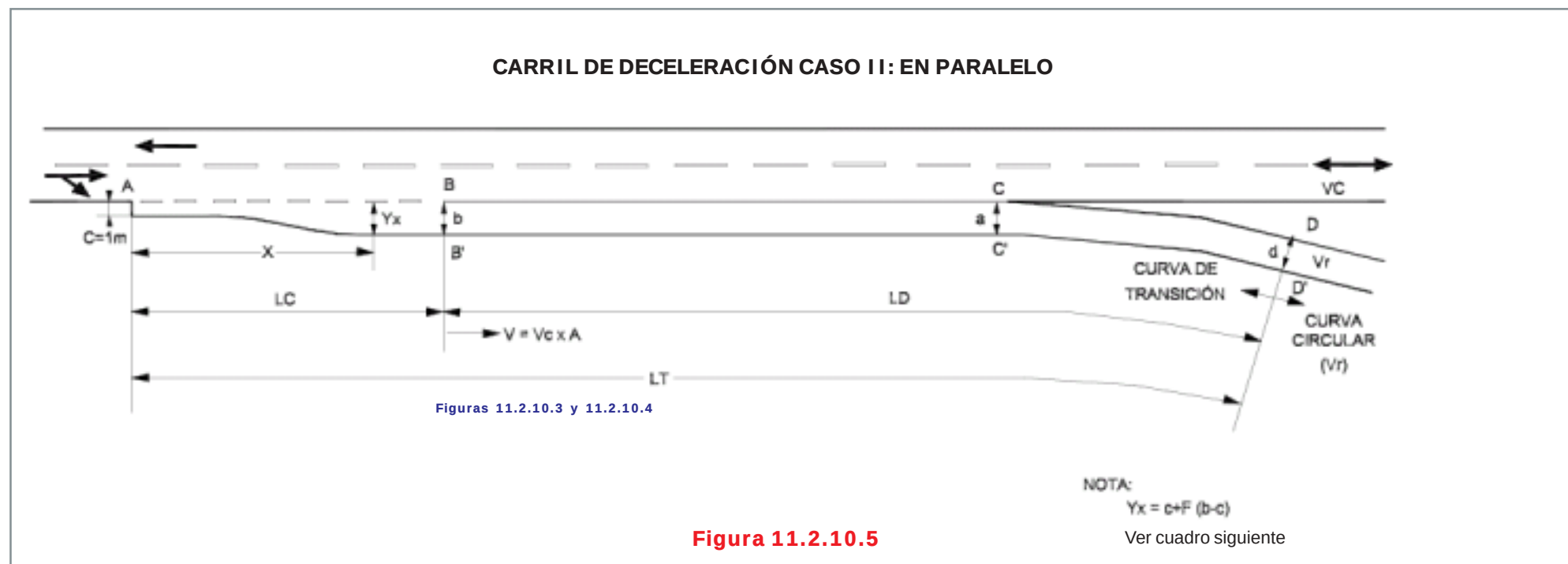
11.2.11.3 Trazados Mínimos para Giros a la Izquierda

Los radios mínimos que a baja velocidad garantizan una trayectoria adecuada, dejando huecos de al menos 0,60 m entre las ruedas y los bordes del pavimento son:

Automóviles	VL	R = 12	m
Camiones Y Buses	VP	R = 15	m
V. Articulado	VA	R = 22,5	m

Normalmente un diseño mínimo en base al vehículo tipo VP es adecuado a la mayoría de los casos en que los vehículos articulados son escasos.

El cuadro 11.2.10.5 resume las características que deben darse a la abertura del separador para permitir giros a la izquierda en condiciones mínimas.



		DISTANCIAS "X" DESDE EL PUNTO A (m)																
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85
Velocidad de Diseño (Km/h)	Largo de Curva (Lc) (m)	VALORES DE "FF" PARA EL CALCULO DE Yx																
60	55	0.0104	0.0503	0.1320	0.2586	0.4160	0.5840	0.7414	0.8680	0.0497	0.9896	1.0000						
70	60	0.0086	0.0411	0.1073	0.2119	0.3481	0.5000	0.6519	0.7881	0.8927	0.9589	0.9914	1.0000					
80	70	0.0061	0.0287	0.0742	0.1474	0.2481	0.3691	0.5000	0.6309	0.7519	0.8526	0.9258	0.9713	0.9939	1.0000			
90	80	0.0046	0.0211	0.0540	0.1073	0.1822	0.2771	0.3851	0.5000	0.6149	0.7229	0.8178	0.8927	0.9460	0.9789	0.9954	1.0000	
100	85	0.0040	0.0183	0.0469	0.0928	0.1580	0.2414	0.3395	0.4455	0.5545	0.6605	0.7584	0.8420	0.9072	0.9531	0.9817	0.9960	1.0000
110	90	0.0036	0.0160	0.0411	0.0809	0.1389	0.2119	0.3000	0.3976	0.5000	0.6024	0.7000	0.7881	0.8611	0.9191	0.9589	0.9840	0.9964
120	100	0.0029	0.0127	0.0321	0.0629	0.1073	0.1656	0.2370	0.3190	0.4077	0.5000	0.6923	0.6810	0.7630	0.8344	0.8927	0.9371	0.9679

Figura 11.2.10.5

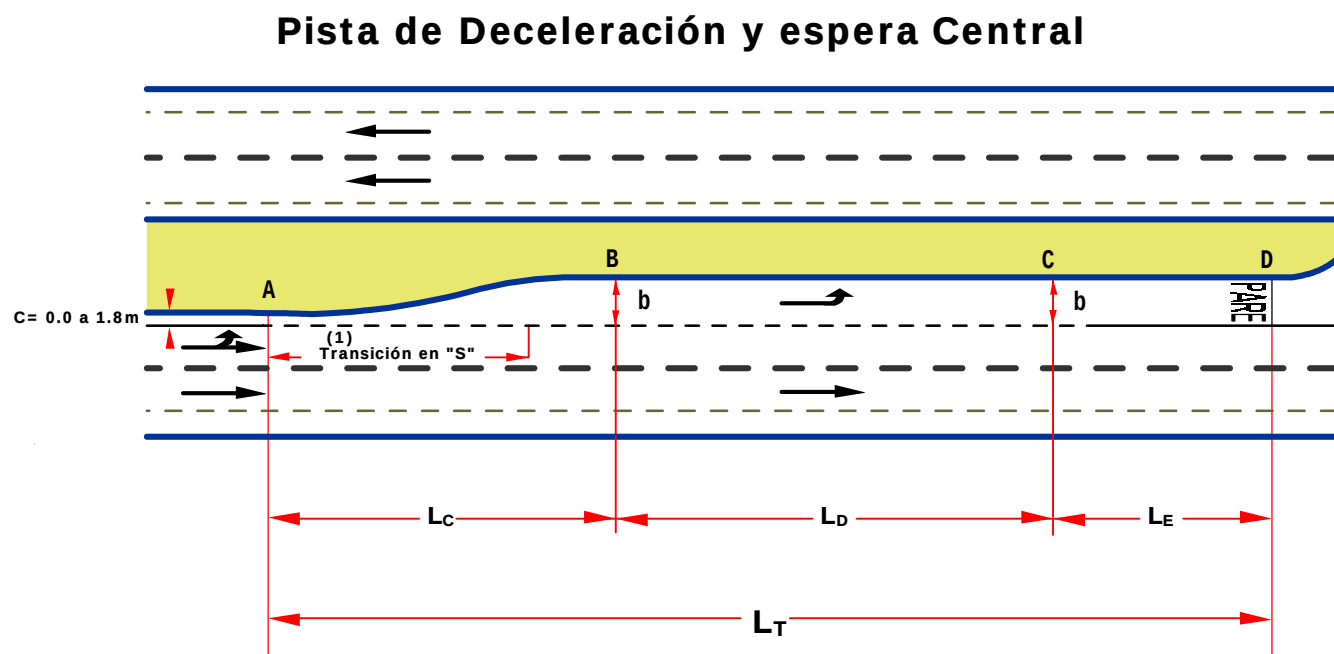


Figura 11.2.10.6

ABERTURAS DE SEPARADOR TRAZADOS MÍNIMOS PARA GIROS EN "U"

TIPO DE MANIOBRA		ANCHO MÍNIMO DEL SEPARADOR M en m. PARA VEHIC. TIPO		
		VL	VP	VA
CARRIL INTERIOR A CARRIL INTERIOR		12.00	21.00	20.50
CARRIL INTERIOR A CARRIL EXTERIOR		8.50	17.50	17.00
CARRIL INTERIOR A BERMA		5.50	14.50	14.00
CARRIL EXTERIOR A CARRIL EXTERIOR		5.00	14.00	13.50
CARRIL EXTERIOR A BERMA		2.00	11.00	10.50
BERMA A BERMA		0.00	8.00	7.50
LONGITUD MÍNIMA DE ABERTURA	L - REMATE CON TRANSICIÓN (1)	8.00	6.00	9.00
	L1 - REMATE SEMICIRCULAR (2)	7.00	6.00	9.00

NOTAS:

- Usar las siguientes combinaciones de radios:
Para M = 9m ó menos 15 - 04 m - 15
Para M = 12 a 15 m 22.5 - 0.4 m - 22.5
Para M = 19 - 24 m 30 - 0.4 m - 30
- La longitud L es mayor cuando M > 15m, remate con transiciones preferible

Figura 11.2.10.7

CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA ABIERTA EN EL SEPARADOR CENTRAL PARA CONDICIONES MÍNIMAS DE GIRO A LA IZQUIERDA Vehículo Tipo VP Radio de Giro Mínimo 15 mts

* Esviaje	Ancho Separador m.	Abertura normal al camino que cruza (m)			R1 Caso C asimétrico
		Semi - círculo A	Punta de Proyectil		
			Simétrico B	Simétrico C	
0°	1.00	29.00	29.00	-----	-----
	2.00	28.00	23.00	-----	-----
	2.50	28.00	21.00	-----	-----
	3.00	27.00	19.00	-----	-----
	6.00	24.00	13.00	-----	-----
	9.00	21.00	12.0 min	-----	-----
	12.00	18.00	12.0 min	-----	-----
	15.00	15.00	12.0 min	-----	-----
	18.00	12.00	12.0 min	-----	-----
10°	3.00	32.00	24.50	23.00	21.50
	6.00	28.00	17.50	16.00	20.50
	9.00	24.50	13.50	12.0 min	19.50
	12.00	21.50	12.0 min	12.0 min	19.00
	15.00	18.00	12.0 min	12.0 min	18.50
	18.00	14.00	12.0 min	12.0 min	18.00
20°	3.00	37.00	29.50	27.50	29.50
	6.00	32.50	22.00	19.50	27.50
	9.00	28.50	18.00	14.50	26.00
	12.00	24.50	14.50	12.0 min	24.50
	15.00	20.50	12.0 min	12.0 min	23.00
	18.00	16.00	12.0 min	12.0 min	21.50
30°	3.00	41.00	35.00	32.00	42.50
	6.00	36.50	27.50	23.00	39.50
	9.00	31.50	22.50	17.50	36.50
	12.00	27.50	18.50	12.50	33.50
	15.00	23.00	15.50	12.0 min	30.50
	18.00	18.00	12.00	12.0 min	27.50
40°	3.00	44.50	38.50	36.00	64.00
	6.00	40.00	32.00	27.50	58.50
	9.00	35.00	27.50	20.50	53.00
	12.00	30.00	23.50	15.50	47.50
	15.00	25.00	19.50	12.0 min	42.00
	18.00	19.50	15.50	12.0 min	36.50

* Esviaje medido como el número de grados sexagesimales que separa el camino secundario de la normal al camino principal

Cuadro 11.2.10.5

11.2.11.4 Giros en U en Torno al Separador Central

Esta posibilidad no es una práctica recomendable, sin embargo, hay ciertos casos en que su existencia puede considerarse como un mal menor o bien puede aceptarse para volúmenes muy bajos que en otras circunstancias entorpecen el funcionamiento de una intersección.

Los casos en que se aceptará este dispositivo son:

- En Vías con control total de acceso sólo se aceptarán cuando se disponen para labores del personal de conservación de la carretera, uso de la policía o como lugar de estacionamiento de vehículos inutilizados. En estos casos el espacio estará cerrado por una cadena u otro dispositivo fácilmente removible por la autoridad, pero no así por el público en general. Las aberturas se construirán regularmente espaciadas a lo largo de la carretera.
- En Vías con control parcial de accesos, se pondrán aceptar para dar servicio a ciertas áreas de desarrollo marginales a la carretera. Si estas facilidades se dan de acuerdo con un estudio es posible elegir los lugares más adecuados para hacerlo; si esto no se prevee, la presión pública posterior suele obtener aberturas a través del separador en mayor número y en peor ubicación.
- En relación con cruces a nivel de importancia, suelen diseñarse aberturas para giros en U a distancias de 400 a 600 metros del cruce propiamente tal, ya sea con el objeto de permitir el retorno de aquellos pocos conductores que por desconocimiento de la intersección equivoquen la maniobra, o bien para trasladar algún giro de poca importancia, desde el cruce a la abertura para giro en U, con el objeto de eliminar algunos puntos de conflicto en el propio cruce.
- Inmediatamente antes de una intersección misma, obstaculizando el tránsito que cruza la vía principal. Esta situación es especialmente válida en zonas suburbanas en que el desarrollo lateral es de consideración.

11.2.11.5 Ancho del Separador y Tipo de Maniobra Asociada al Giro en U.

Evidentemente para que el giro en U no produzca demasiados trastornos, es necesario que el separador tenga un ancho lo mayor posible. La figura 11.2.10.7 indica los anchos mínimos requeridos según sea el tipo de maniobra que se esté realizando.

11.2.12 ISLAS**11.2.12.1 Generalidades**

Una isla es una zona bien definida, situada entre los carriles de circulación y destinada a guiar el movimiento de vehículos o a servir de refugio para peatones.

11.2.12.2 Tamaño y Trazado de Islas.

Las islas deben ser lo suficientemente grandes para llamar la atención de los conductores. El menor tamaño de isla debe tener una superficie mínima de 4,5 m² preferiblemente 7 m². A su vez, las triangulares deben tener un lado mínimo de 2,4 metros y preferiblemente de 3,6 metros. Las alargadas (con forma de gota) deben tener un largo mínimo de 3,6 a 6 metros y un ancho de 1,2 metros, salvo en

aquellos casos donde el espacio esté limitado que pueden reducirse a un ancho mínimo absoluto de 0,6 metros.

Las islas divisorias en carreteras importantes de alta velocidad de diseño deben tener una longitud mínima de 30 metros y preferiblemente de 100 metros o más, sobre todo cuando sirven a su vez para la introducción de un carril central de cambio de velocidad y espera de vehículos si no pudieran tener la longitud recomendada deben ir precedidas de un pavimento rugoso bien notorio, resaltos sobre la calzada o, al menos, de marcas bien conservadas sobre el pavimento. Cuando coincidan con un punto alto del trazado en perfil o del comienzo de una curva horizontal, la isla debe prolongarse lo necesario para hacerla claramente visible a los conductores que se aproximan.

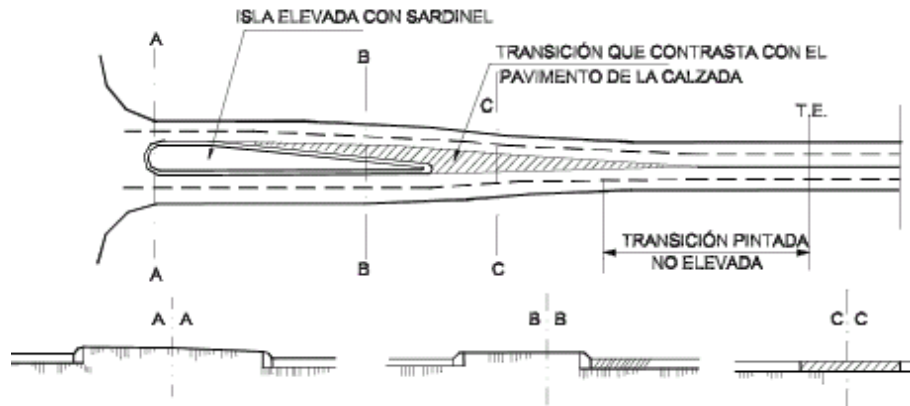
Las narices o vértices de las islas deben redondearse o rebajarse de nivel a efectos de visibilidad y sencillez constructiva. Los lados de las islas que quedan contiguos a los carriles utilizados por el tránsito directo, deben desplazarse en una dimensión que depende del contraste de la isla, longitud de la transición o pavimento auxiliar que la precede, la velocidad de circulación, etc. No es necesario dicho desplazamiento referido al borde del pavimento de un carril de giro, excepto en su vértice de entrada.

Este debe desplazarse de 0,60 a 0,90 metros. Si se emplean sardineles elevados estos deben desplazarse de todos los bordes del pavimento. En la figura 11.2.10.8 se muestra el detalle del trazado de islas. En el cuadro 11.2.10.6 se indican normas para replantear los desplazamientos de los sardineles que puede ser de gran utilidad para efectos constructivos.

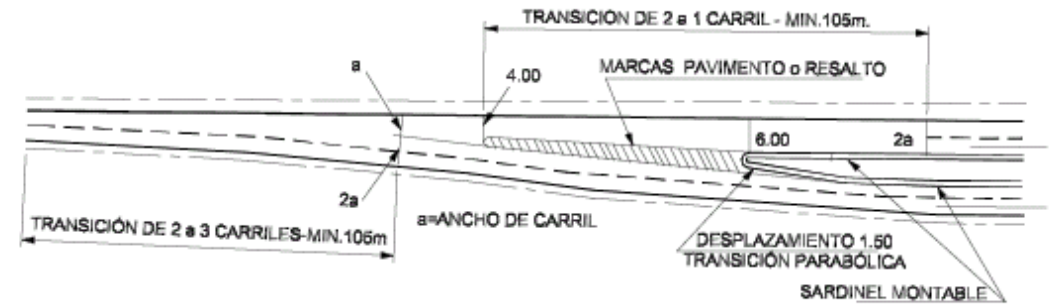
11.2.13 ELEVACION EN INTERSECCIONES

La figura 11.2.10.9, muestra la solución del perfil longitudinal de una intersección de una sola calzada.

De dicha figura se puede anotar que el perfil longitudinal de la vía secundaria puede iniciarse en un punto cualquiera entre EO y F, si esto es necesario o conveniente. Con esto, el plano en el que se inscribirá la Intersección seguirá siendo una prolongación del carril correspondiente, pero con una pendiente variable en el sentido del eje de la vía secundaria si existe alguna curva vertical en esa parte de dicho eje. La pendiente inicial del perfil longitudinal de la vía secundaria deberá ser de preferencia la del carril prolongado. Sin embargo, en casos justificados, podrá permitirse una arista con diferencias de inclinación de hasta un 4% en el caso de condición de parada, y de un 0,5% en el caso de un "CEDA EL PASO"



TRANSICIÓN PARA LA APROXIMACIÓN DE UNA ISLA DE SEPARACIÓN DE SENTIDOS EN UNA CARRETERA DE CIRCULACIÓN RÁPIDA



DETALLE

DE TRANSICIÓN DE DOS CARRILES A CUATRO CON CALZADAS SEPARADAS

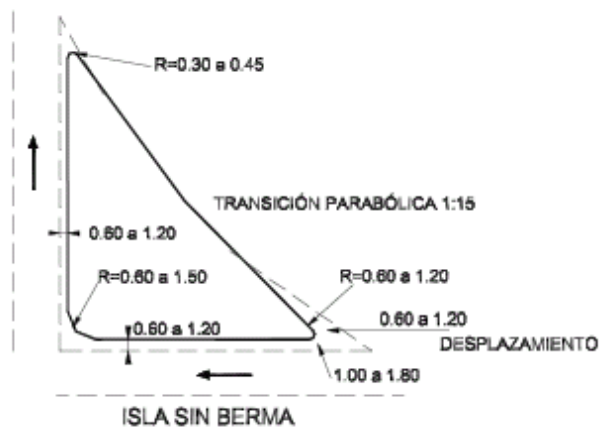
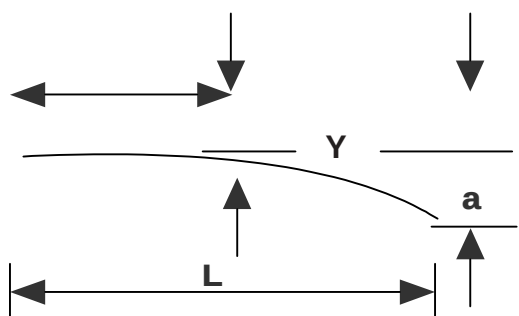


Figura 11.2.10.8

Figura 11.2.5.1

TRANSICIONES PARABÓLICAS MÁS CORRIENTES PARA EL DESPLAZAMIENTO DE VÉRTICES DE ISLAS

ORDENADAS, Y, PARA UNA UNA ABCISA DADA, X																
Abcisa X en mts. L.Long. T. Transición	3	4.5	6	7.5	9	12	13.5	15	18	21	22.5	24	27	30	33	36
TRANSICIÓN 1:5																
7.5	0.24	0.54	0.96	1.5												
15	0.12		0.48		1.08	1.92		3								
TRANSICIÓN 1:10																
15	0.06		0.24		0.54	0.96		1.5								
30	0.03		0.12		0.27	0.48		0.75	1.08	1.47		1.92	2.43	3		
TRANSICIÓN 1:15																
7.5	0.08	0.18	0.32	0.5												
13.5	0.045		0.177		0.4	0.71	0.9									
22.5	0.027		0.108		0.24	0.43		0.67	0.96	1.31	1.5					
27	0.021		0.09		0.2	0.36		0.55	0.8	1.09		1.42	1.8			
36	0.018		0.066		0.15	0.27		0.42	0.6	0.82		1.07	1.35	1.67	2.02	2.4



$$Y = \frac{aX^2}{L^2}$$

L = Longitud transición, m.

a = Desplazamiento total, m

X = Abscisas, m.

Y = Ordenadas, m.

ELEVACIONES EN INTERSECCIONES CASO DE PLATAFORMA ÚNICA

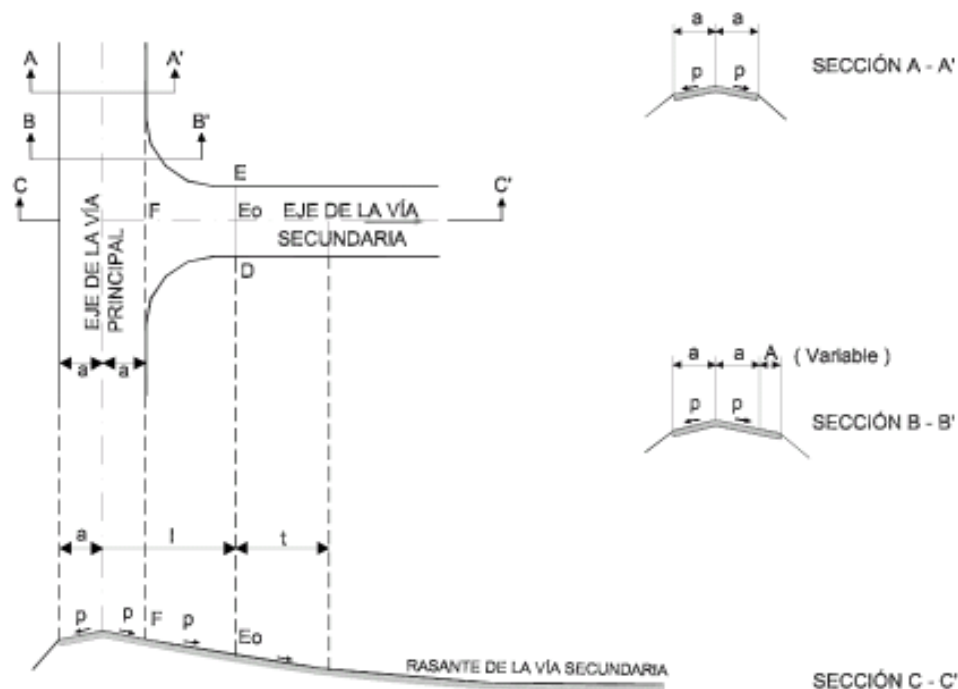


Figura 11.2.10.9

11.3 INTERCAMBIOS

11.3.1 Aspectos Generales

En general, una intersección solucionada a diferentes niveles requiere inversiones importantes, por lo que su diseño y construcción deben justificarse por razones como:

- **Funcionalidad.** Ciertas carreteras como autopistas y multicarril, porque tienen limitación de accesos las primeras, o por la categoría y características que les atribuyen los planes viales nacionales, regionales o departamentales, requieren la construcción de intersecciones a desnivel.
- **Capacidad.** Si la capacidad es insuficiente en una intersección, una alternativa por considerar, en el estudio de factibilidad, es separar niveles, así haya alternativas posibles a nivel.
- **Seguridad.** Puede ser la seguridad, unida a otras razones, uno de los motivos para construir un intercambio vial y no una intersección.
- **Factibilidad.** Por las elevadas inversiones que implica, en general, la construcción de una intersección a desnivel, es necesario el estudio de factibilidad, en el que debe analizarse, si a ello hubiere lugar, la construcción por etapas.

11.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO

(1) Capacidad de las Vías

En el cuadro 11.3.2.1 se indica la capacidad de las vías principales y de las vías de enlace en intersecciones a desnivel, expresada en vehículos ligeros equivalentes por hora (VL/hora).

Cuadro 11.3.2.1

CAPACIDAD DE LAS VÍAS EN INTERSECCIONES A DESNIVEL

Tipo de Vía	Ancho del Carril (metros)	Capacidad Práctica por carril (V / hora)
Vía Principal	3.5 a 3.65	1500
Vía Secundaria	3.00	1350
Vía de Enlace		1200
Carril de Deceleración		1200, siempre y cuando se anuncie mediante señal informativa ubicada mucho antes de llegar a la intersección.

(2) Flujos emergentes

El flujo máximo que emerge (flujo en el carril más cercano, aguas arriba del punto de entrada, más el flujo proveniente de la vía que conecta a la principal) está comprendido entre 1300 y 2000 vehículos por hora.

Si el flujo que emerge es superior a 2000 vehículos por hora, se debe proveer un carril adicional en la vía principal, más allá del punto de intersección.

11.3.3 DISEÑO EN PLANTA

11.3.3.1 Sección de Entrecruzamiento

Es aquella zona donde se entrecruzan distintos flujos vehiculares que siguen un mismo sentido de circulación. La longitud y el ancho de la sección de entrecruzamiento determinan la facilidad de maniobra de los vehículos a través del mismo y en consecuencia su capacidad.

El ancho del tramo de entrecruzamiento expresado en carriles, se determina de acuerdo a la siguiente fórmula (ver figura 11.3.3.1):

$$N = \frac{F_1 + F_2 + W_1 + W_{2 \cdot k}}{V_s}$$

Donde:

N = ancho del tramo de entrecruzamiento en carriles
 F1 y F2 = volúmenes de tránsito directo
 W1 = volumen mayor que se entrecruza
 W2 = volumen menor que se entrecruza
 K = factor de influencia de entrecruzamiento
 Vs = volumen de servicio correspondiente a la calidad del flujo deseado (cuadro 11.3.3.1)

Cuadro 11.3.3.1
VOLÚMENES DE SERVICIO MÁXIMO SEGÚN CALIDAD DE FLUJO

Calidad de Flujo	Volumen de Servicio Veh / Hora / Carril
I	2000
II	1900
III	1800
IV	1700
V	1600

La calidad de flujo es equivalente a lo que se denomina niveles de servicio en el tratamiento de la capacidad de vías con tránsito ininterrumpido; del mismo modo como se definen estos niveles de servicio, también se definen los grados de calidad de flujo.

En la siguiente el cuadro 11.3.3.2 se presenta la relación entre el nivel de servicio y la calidad de flujos en los tramos de entrecruzamiento.

Cuadro 11.3.3.2
RELACIÓN ENTRE EL NIVEL DE SERVICIO BÁSICO DE VÍAS Y LA CALIDAD DE FLUJO DE TRAMOS DE ENTRECruzamiento

Nivel de Servicio	Calidad de Flujo de Tramos de Entrecruzamiento			
	Autopistas y Vías de 4 ó más carriles		Vía de 2 carriles	Arterias Urbanas y Suburbanas
	En la Propia Vía	Vías conectoras, colectoras, distribuidoras y de enlace		
A	I - II	II - III	II	III - IV
B	II	III	II - III	III - IV
C	II - III	III - IV	III	IV
D	III - IV	IV	IV	IV
E	IV - V	V	V	V
F		Insatisfactorio		

Volumen máximo equivalente a la calidad de flujo V, pero puede ser mucho más bajo

11.3.3.2 Balance de Carriles

En el estudio de intercambios se debe efectuar un balance de carriles que contemple los siguientes puntos como mínimo:

- La distancia entre puntos de salida sucesivos debe ser al menos la longitud del carril que interviene en el cambio de velocidad y se debe incrementar hasta donde sea necesario para facilitar las maniobras y la señalización.
- Distancia mínima entre puntos consecutivos de entrada y salida: 180 metros
- Angulo deseable entre la vía de enlace o secundaria y la calzada de la vía principal: 4 a 5°.
- Longitud mínima de las narices de entrada y salida: 45 metros.
- Si después de una punta de salida el ancho de la vía principal se reduce en un carril, la reducción debe hacerse mediante una línea diagonal cuya longitud sea superior a 90 metros, medidos a partir de la nariz de salida.

11.3.3.3 Carriles de Cambio de Velocidad

Los carriles de cambio de velocidad se deben ubicar en los tramos en donde la vía principal es razonablemente recta y los estándares de nivel y visibilidad son altos. Nunca se deben ubicar en los alineamientos curvos de la vía principal.

En general, se regirán las dimensiones mínimas y recomendaciones según, lo normado en el tópico 11.2.10

11.3.3.4 Vías de Enlace

En el cuadro 11.3.3.3 se presentan los criterios correspondientes a velocidad de diseño, ancho de la calzada y pendiente en vías de enlace intercambios y en los cuadros 11.3.3.4, 11.3.3.5, 11.3.3.6 y 11.3.3.7, los valores mínimos para velocidad en ramales, radio de curvatura, parámetro de clotoide y anchos de berma, respectivamente.

LONGITUD DE ENTRECRUZAMIENTO

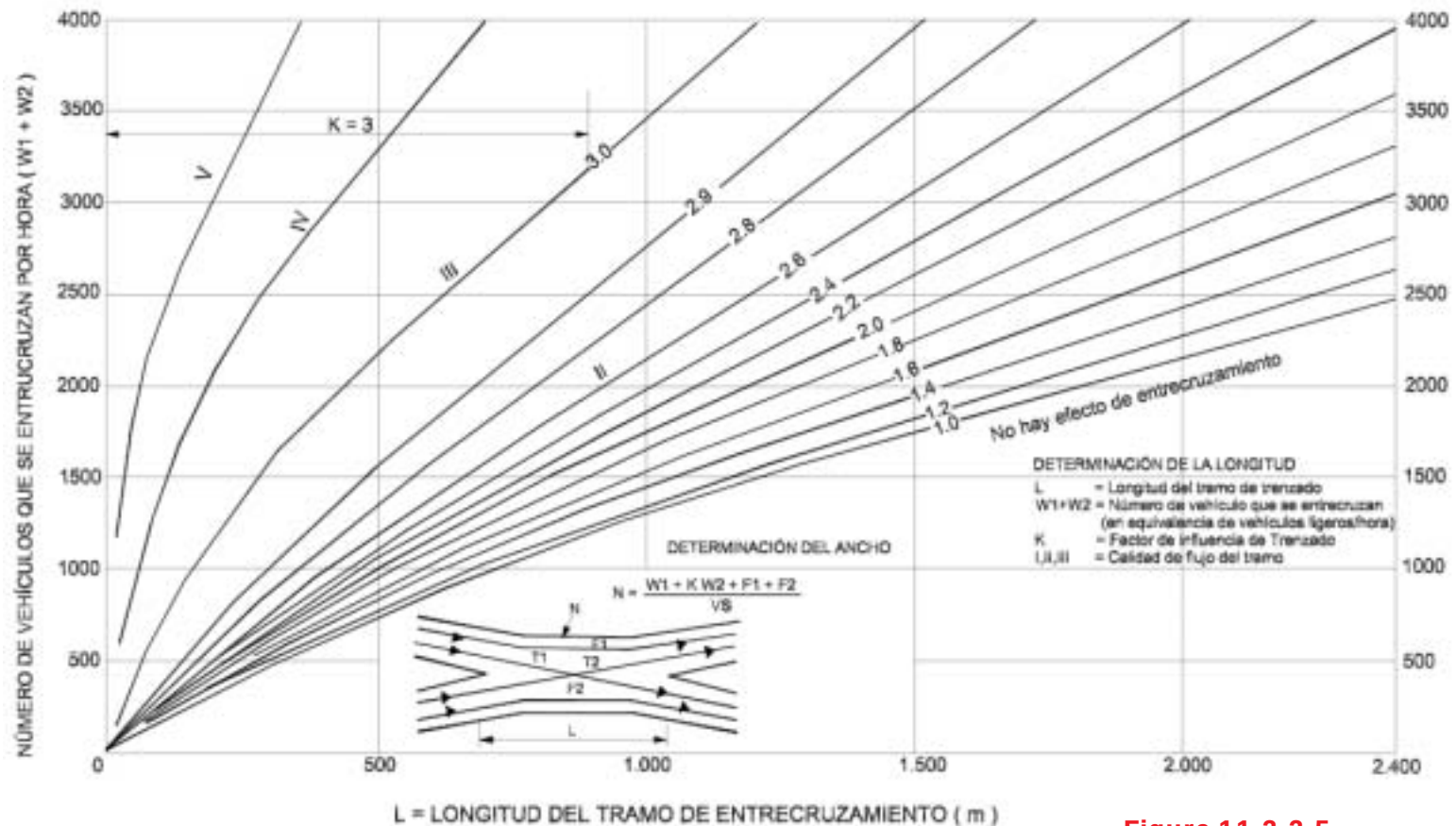


Figura 11.3.3.5

Las distancias de visibilidad de parada se deben chequear entre puntos a 1.15 metros por encima de la calzada, a lo largo de líneas a 1.8 metros de ambos bordes de la calzada.

Cuadro 11.3.3.3

VELOCIDAD DE DISEÑO, ANCHO DE CALZADA Y PENDIENTE DE VÍAS DE ENLACE

Descripción	Criterio
Velocidad de Diseño	* Adecuarla a la demanda de tránsito para lograr una capacidad suficiente y por homogeneidad se procurará que no sea inferior a 1/2 de la correspondiente a la Vía que se procede * Si es un enlace, mínimo 25 Km/h.
Ancho	* Mínimo 4.0 metros de calzada * Si el volumen de tránsito amerita el suministro de una vía de enlace con dos carriles, el ancho de la calzada se debe incrementar a 7.30 metros
Sobreancho	* No serán de aplicación los correspondientes a las vías principales y únicamente para radios menores de 30 metros el ancho de calzada será de 4.50 metros
Pendiente	* Aconsejable $\leq 5\%$ * Máxima. 8% cuando el tránsito es liviano. 5% cuando hay porcentaje alto de vehículos pesados

Cuadro 11.3.3.4

VELOCIDAD DE DISEÑO EN RAMALES DE ENLACE

V.D. Vía de Destinado (kph) V.D. Vía de Origen (kph)	Directos Entre Autopistas			Directos					Semidirectos					Lazos	
	80	100	120	40	60	80	100	120	40	60	80	100	120	40 - 80	100 - 120
40					30	30	35	40		30	30	35	40	25	30
60				30	35	40	45	50	30	35	40		45	30	35
80	60	65	70	45		50	55	60	40	45	50			35	
100	70		80	70					60					40	
120	80	90	100	80					70					50	

Nota 1: Estos valores son los mínimos deseables. En el caso desde 40 Km/h, a cualquier VD de la vía de destino, para cualquier tipo de ramal, se podrá reducir VDR en 5Km/h., siendo el mínimo 25 Km/h.

Nota 2: Para velocidades de Diseño de una o ambas vías, que sean intermedias entre los valores dados, se deberá interpolar.

Nota 3: Si el ramal se doble sentido, se aplica el valor que corresponda al sentido más exigente.

El c3.4, muestra las velocidades de diseño de ramales de enlace distinto para cada par de velocidades según el sentido del ramal de enlace; el caso de un ramal de salida, desde una carretera de velocidad mayor hacia otra de velocidad inferior, no es igual al caso inverso.

RADIOS MÍNIMOS CON PERALTES MÁXIMOS

Vd Ramal (km/h)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	90	100
f máx %	31	28	25	23	21	19	18	17	16	15	14	13	13
p máx %	8	8	8	8	8	8	8	8	8	7.5	7	6.5	6.5
R Mín adoptado	15	20	30	40	55	75	90	120	140	170	240	330	400

PARÁMETROS MÍNIMOS DE CLOTOIDES (A mín)

Vd Ramal (km/h)	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
R mín (m)	25	35	45	60	75	90	120	170	240	330	400
A Mín (m)	20	30	35	40	50	60	70	100	135	160	190

Cuadros 11.3.3.5 y 11.3.3.6

	Ancho Mínimo en Ramales de 1 Carril (m)		Ancho Mínimo en Ramales de dos carriles (m)		
	V.D. ≤ 70 k/h	V.D. > 70 km/h	1 Sentido (Ramales import. Entre aut.)	2 Sentidos	
				V.D. ≤ 70 k/h	V.D. > 70 k/h
Derecha	1.5 (1.20)	2 (1.20)	2 (1.20)	1.5 (1.20)	2 (1.20)
Izquierda	0.6	1 (0.60)	1 (0.60)		

(*) Los valores entre paréntesis corresponden a los mismos anchos de berma cuando no se desea prever detenciones y se utilizan sardineles.

11.3.3.5 Espaciamiento entre intersecciones a desnivel

Para la definición del espaciamiento entre intersecciones a desnivel se establecen los siguientes criterios:

- Mínimo espaciamiento: 800 metros
- Espaciamiento ideal: 1.200 metros

11.3.4 PERFIL LONGITUDINAL

El trazado en elevación de los ramales de un intercambio es similar al de los ramales largos de una intersección, (figura 11.3.3.2).

En el cuadro 11.3.3.8 se encuentran los valores mínimos de los parámetros de las curvas verticales, cóncavas y convexas y las longitudes mínimas de dichas curvas. Asimismo, se dan los máximos valores de la pendiente i (+ y -) en ramales. Todo ello en función de la velocidad de diseño.

Cuadro 11.3.3.8

PARÁMETROS MÍNIMOS ABSOLUTOS PARA EL PERFIL LONGITUDINAL DE RAMALES

V.D. Ramal (km / h)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	90	100
Distancia de Visibilidad de Parada (m)	20	26	32	39	47	55	65	75	85	95	120	145	175
K Convexo (m)	300	300	300	400	525	700	1000	1400	1700	2200	3500	5000	7200
K Cóncavo (m)	250	350	450	600	800	1000	1200	1500	1750	2000	2700	3400	4200
L Mínimo (m)	15	20	20	22	25	28	32	35	40	50	60	80	100
Inclinaciones máximas de rasante (%)	± 8.0	± 8.0	± 8.0	± 8.0	± 7.5	± 7.0	± 6.5	± 6.0	± 6.0	± 5.5	± 5.0	± 4.5	± 4.0

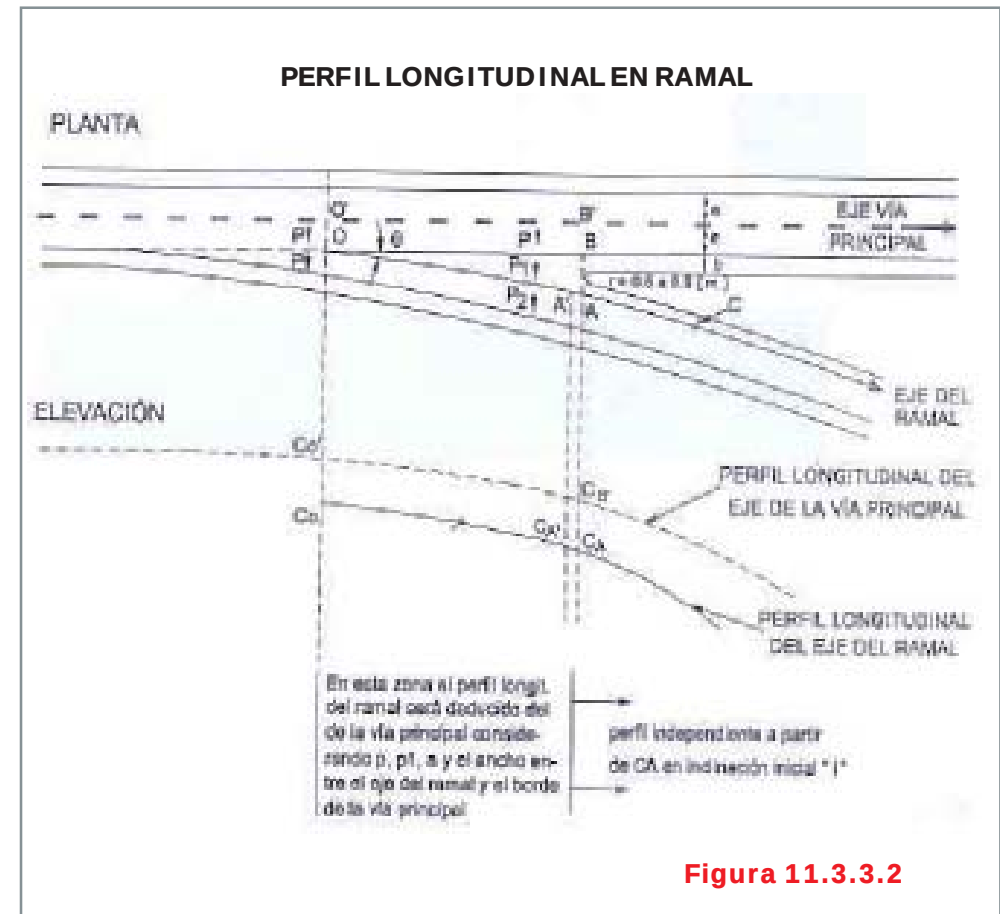
Nota 1: Los parámetros mínimos recomendables para una V.D. dada son aquéllos correspondientes a la V.D. 10 Km/h superior.

Nota 2: En lugares donde se prevean formaciones de hielo, las pendientes no deberán exceder el 6%

Nota 3: En ramales con V.D. < 40 Km/h, en bajada, se pueden tolerar excepcionalmente pendientes de -10% si no es zona de hielos.

Nota 4: $K = L/A$, L= Longitud de curva vertical, A= Valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes.

- a = ancho carril vía principal (V.P.)
- O = Origen del eje ramal (en este caso, sobre el borde de la calzada de V.P.)
- O' = Proyección de O sobre el eje de la vía principal
- p = Peralte del carril de la V.P. contigua al ramal
- p1 = Inclinación transversal de la punta (de preferencia igual a p)
- p2 = Peralte del ramal (es variable en la zona de transición)
- $\overline{AB}$ = Ancho de la punta en la nariz: distancia entre bordes de calzada a partir del cual el eje longitudinal del ramal se independiza. En este caso: $c + b + 0.6 < \overline{AB} < c + b + 0.9$.
- A' = Punto próximo a A dentro de la cuña y sobre el eje del ramal ($AA' \cong 1$ m).
- CO' = Cota O'
- CO = Cota de origen del ramal ($CO = CO' \pm a \cdot p$)
- CB' = Cota del eje de la vía principal en la nariz (en B')
- CB = Cota del borde del carril en la nariz ($CB = CB' \pm a \cdot p$)
- CA = Cota de partida del perfil longitudinal del ramal en su zona independiente ($CB \pm \overline{AB} \cdot p1$)
- CA' = Cota del puente A' (Se deduce igual que CA)
- i = Pendiente inicial del P.L. del ramal en su zona independiente $i = (CA - CA') / \overline{AA'}$



11.3.5 SECCIÓN TRANSVERSAL

11.3.5.1 Generalidades

Calzada, bermas, cunetas, sardineles y protecciones son los elementos principales que se unen a las condiciones del terreno (taludes de corte y terraplén) para definir las secciones transversales de un ramal. Ocasionalmente pueden aparecer separadores que serán tratados como islas divisorias (tópico 11.2.12)

Lo referido a cunetas y taludes no serán abordados en el presente volumen, los anchos de calzada, bermas y peraltes, han sido expuestos en los cuadros 11.3.3.3, 11.3.3.7 y 11.3.3.5 respectivamente, por ser necesarios para la definición en planta del intercambio.

11.3.5.2 Transición de Peralte

El desarrollo del peralte debe iniciarse cuando el ramal de giro haya adquirido un ancho mínimo de 0,50 m., de preferencia 1,00 m, en los casos en que existe longitud suficiente para alcanzar el desarrollo total.

En general se deberá seguir las mismas recomendaciones y restricciones dadas en el capítulo 10 relativo a secciones transversales.

11.3.5.3 Arista común entre Vía de Paso y Ramal de giro.

La comodidad del paso desde la vía principal al ramal exige la limitación del peralte a elegir, esto se norma en el cuadro 11.3.3.9

Cuadro 11.3.3.9

**MÁXIMA DIFERENCIA ALGEBRAICA ENTRE INCLINACIÓN
TRANSVERSAL DEL CARRIL DE LA VÍA Y EL PERALTE DEL RAMAL DE
GIRO EN SU ARISTA COMÚN**

Velocidad de Diseño en ramal (kph)	Diferencia Algebraica (Vía Pramal) %
25 - 30	5 - 8
40 - 50	5 - 6
³ 60	4 - 5

11.3.5.2 Barandas Vehiculares y Barandas para Bicicletas

La altura de la baranda debe medirse a partir de una superficie de referencia que debe ser la parte superior de la superficie de rodadura, la parte superior de la sobrecapa futura si se prevé una repavimentación o la parte superior del sardinel cuando la proyección del sardinel es mayor que 225 mm desde la cara vehicular de la baranda.

Las barandas vehiculares y las partes de tránsito de las barandas combinadas no deben tener una altura menor de 700 mm medida desde la parte superior de la superficie de referencia.

La altura mínima de una baranda usada para proteger ciclistas es 1,40 m, medidos desde la parte superior de la superficie sobre la cual circulan las bicicletas a la parte superior de la baranda.