

T-UES
1501
C157m
2001
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



METODOLOGIA PARA DISEÑO DE INTERSECCIONES DE VIAS
URBANAS A DIFERENTES NIVELES.

PRESENTADO POR:

/ HENRI VLADIMIR CALLEJAS RAMOS

CRUZ DE JESUS CORENA SANCHEZ - ?

/ ALEX FRANCISCO MARTIR GARCIA

15101780
15101780

PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL



5062

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DEL 2001.

Recibido 12 febrero 2001



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

Dra. Maria Isabel Rodríguez.

SECRETARIA GENERAL:

Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela.

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

Ing. Álvaro Antonio Aguilar Orantes.

SECRETARIO :

Ing. Saúl Alfonso Granados.

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Duran.

1900

1901

1902

1903

1904

1905

1906

1907

1908

1909

1910

1911

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**METODOLOGIA PARA DISEÑO DE INTERSECCIONES DE VIAS URBANAS A
DIFERENTES NIVELES**

Presentado por :

**HENRI VLADIMIR CALLEJAS RAMOS
CRUZ DE JESUS CORENA SANCHEZ
ALEX FRANCISCO MARTIR GARCIA**

Trabajo de graduación aprobado por :

Coordinador :

Msc. ING. SALVADOR VASQUEZ O'CONNOR

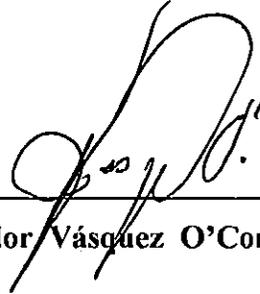
Asesores Externos :

**ING. RAFAEL ALEJANDRO GONZALEZ MAGAÑA
ING. ADRIAN FRANCISCO TORRES DIAZ**

San Salvador, Febrero del 2001.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

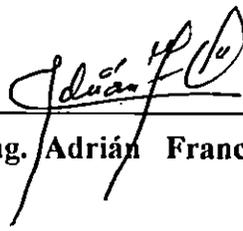


Msc. Ing. Salvador Vásquez O'Connor.

Asesores Externos:



Ing. Rafael Alejandro González Magaña.



Ing. Adrián Francisco Torres Díaz.

RECONOCIMIENTO.

Este trabajo no hubiera sido posible, sin la colaboración de nuestro grupo de asesores:

Coordinador : Msc. Ing. Salvador Vásquez O'Connor.

Asesores : Ing. Rafael Alejandro Gonzáles Magaña.

: Ing. Adrián Francisco Torres Díaz.

Al Instituto Salvadoreño del Cemento y Concreto (ISCYC) por su apoyo bibliográfico e Infraestructura física, así, como a todo el personal que en él labora.

A la Dirección General de Caminos, a través del Departamento de Estudios de Tránsito.

Al Viceministerio de Transporte, a través de los Departamentos de Ingeniería de Tránsito, y a la empresa BONAL por su colaboración e información técnica ofrecida.

A los ingenieros Carlos Quintanilla (ISCYC), Jesús de la Cruz Lemus (Consultora Técnica) y Mauricio Valencia (UES) por su apoyo desinteresado.

A nuestra Alma Mater y su personal por su ayuda en nuestra formación Académica y a todas aquellas personas que de una u otra forma nos ofrecieron su colaboración desinteresada.

Dedicatoria.

A mi Señor Jesús:

Por ser mi sostén en todo momento, por su Amor, por su bendición y por estar siempre a mi lado, por su perdón ilimitado y por ser más que mi Salvador mi mejor amigo.

A Nuestro pastor:

Dr. Edgar López Bertrand (Tabernáculo Bíblico Bautista) por su guía y consejos.

A mi madre:

Por el amor que me brinda y por su apoyo incondicional.

A mi hermana Rosa de Escobar y Ricardo Escobar:

Por creer en mí y brindarme su apoyo en todo momento.

A mi familia:

A mis tíos: Noemí Ramos, Cristina Ramos y Julio César Ramos, a mis Primos, a mis Sobrinos y demás familia, por su apoyo desinteresado.

A la familia Torres Romero:

Por su amistad y apoyo oportuno.

A mi novia:

Lizeth Arely Rosales Lebrón, por su amor y comprensión.

Y a todos las demás personas que han contribuido en mi formación y a las que me han brindado su amistad.

Gracias y que El Señor JESÚS los BENDIGA.

Henri Vladimir Callejas Ramos.

Dedicatoria.

A DIOS todopoderoso: por brindarme seguridad y confianza en cada momento de mi vida y por permitirme la finalización de una de mis metas propuestas.

A mi padre: Jesús Corena, por ser un apoyo incondicional para el desarrollo de mi trabajo y un amigo en quien siempre puede confiar.

A mi madre: Juana Sánchez, por estar siempre pendiente de mi bienestar y proporcionarme confianza.

A mis hermanos: Edilberto, Elizabeth, y Guadalupe, por ser las personas más cercanas. en quien siempre encontré su apoyo y motivación para seguir adelante.

Familiares y amigos: Especialmente a mis tíos por estar siempre pendientes en el desarrollo de mi trabajo de graduación.

A la señora Oralía ramos: por brindarnos su confianza y paciencia durante el tiempo del desarrollo del presente trabajo.

Y a todas aquellas personas que de una u otra manera han contribuido en la finalización de mi logro profesional.

Cruz de Jesús Corena Sánchez.

Dedicatoria.

A Dios Todopoderoso:

Con gratitud por todas sus bendiciones y por estar siempre en mi camino y darme fuerzas en los momentos más difíciles permitiéndome llevar a feliz termino mi carrera.

A mis padres y hermanos:

Por su apoyo incondicional y estar siempre a mi lado.

A mi esposa e hijos :

Por brindarme su apoyo moral y aliento en busca de mi mejor éxito.

Mercedes Anaya, Ana Ochoa, José Roberto Ochoa Hijo :

Por su apoyo desinteresado y estar siempre pendientes de la finalización de mi carrera.

Y a todas las personas que de alguna manera ha contribuido al logro de mi primer paso.

Alex Francisco Mártir García.

Glosario.

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transportes Oficiales).

AMSS: Área Metropolitana de San Salvador.

DGC : Dirección General de Caminos.

ISCYC : Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto.

MOP : Ministerio de Obras Públicas.

PIAMATRANS : Plan Maestro de Transporte.

PLAMADUR : Plan Maestro de Desarrollo Urbano.

VMDU: Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano.

HCM: Highway Capacity Manual - U.S.A

DUA: Dirección General de Urbanismo y Arquitectura.

BONAL: Empresa consultora dedicada al control y mantenimiento de semáforos en la red vial del AMSS.

CONTENIDO	PÁGINA
Introducción	
CAPITULO I "ANTEPROYECTO"	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema.	2
1.3 Objetivos.	3
1.4 Alcances.	4
1.5 Limitaciones.	4
1.6 Justificación	4
1.7 Metodología de investigación a desarrollar	5
1.8 Planificación de los recursos a utilizar	6
CAPITULO II "MARCO TEÓRICO DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO"	
2.1 Definiciones	7
2.2 Volúmenes de tránsito	9
2.2.1 Generalidades	9
2.2.1.1 Volúmenes de tránsito totales o absolutos	9
2.2.1.2 Volúmenes de Tránsito Promedios Diarios	9
2.2.1.3 Volúmenes de Tránsito Horarios	10
2.2.1.4 Uso de los volúmenes de tránsito	10
2.2.2 Características de los volúmenes de tránsito	11
2.2.2.1 Distribución y composición de los volúmenes de tránsito	12
2.2.2.2 Variación del volumen de tránsito en la hora de máxima demanda.	12
2.2.2.3 Variación horaria del volumen de tránsito	13
2.2.2.4 Variación mensual del volumen de tránsito.	13
2.2.3 Volúmenes de tránsito futuro	13
2.2.3.1 Relación entre el volumen horario de proyecto y el tránsito promedio diario anual.	13

2.2.3.2 Relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario, anual y semanal.	14
2.2.3.3 Ajuste de volúmenes de tránsito	15
2.2.3.4 Pronostico del volumen de tránsito futuro	16
2.2.4 Estudio de volúmenes de tránsito	18
2.2.4.1 Generalidades	18
2.2.4.2 Métodos de aforo.	18
2.2.4.3 Estudios de origen y destino	19
2.2.4.3.A Generalidades	19
2.2.4.3.B Delimitación y zonificación de la zona de estudio.	20
2.2.4.3.C Métodos de estudio de origen y destino	20
2.3 Tipos de intersecciones.	21
2.3.1 Generalidades	21
2.3.2 Tipos de intersecciones a nivel.	23
2.3.3 Intersecciones no canalizadas	24
2.3.4 Intersecciones canalizadas	24
2.3.5 Intersecciones tipo giratorio.	25
2.3.6 Intersecciones semáforizadas.	26
2.3.7 Intersecciones a diferentes niveles	26
2.3.7.1 Generalidades	26
2.3.7.2 Tipos de intersecciones a diferentes niveles	28
2.3.7.3 Rampas.	28
2.3.7.4 Ejemplo de esquemas de circulación vehicular en intersecciones para la reducción de conflictos	29
2.4 Dispositivos para el control del tránsito.	31
2.4.1 Generalidades	31
2.4.2 Semáforos	32
2.4.3 Señalización	33
2.4.4 Obras y dispositivos de tránsito.	34
2.4.5 Marcas de tránsito	34

2.5 Capacidad y niveles de servicio	35
2.5.1 Generalidades	35
2.5.2 Consideraciones básicas sobre capacidad y niveles de servicio.	36
2.5.3 Capacidad y niveles de servicio en intersecciones con semáforo.	40
2.5.4 Capacidad y niveles de servicio en áreas de entrecruzamiento	41
2.5.5 Capacidad y niveles de servicio en intersecciones a diferentes niveles	41
2.6 Métodos de tránsito vial	41
2.7 Clasificación vial	42
 CAPITULO III "MARCO TEÓRICO DE DISEÑO GEOMÉTRICO"	
3.1 Elementos para el diseño geométrico de una infraestructura vial	44
3.1.1 Generalidades	44
3.1.2 Distancia de visibilidad	47
3.1.2.1 Generalidades	47
3.1.2.2 Distancia de visibilidad de rebase	48
3.1.2.3 Distancia de visibilidad de frenado	49
3.1.2.4 Distancia de visibilidad de toma decisión	55
3.1.3 Características generales del alineamiento	55
3.1.3.1 Alineamiento Vertical	55
3.1.3.1.A Tipos de curvas verticales	56
3.1.3.1.A.1 Propiedades geométricas de las curvas verticales simétricas	57
3.1.3.1.A.2 Propiedades de las curvas verticales asimétricas	60
3.1.3.2 Alineamiento horizontal	62
3.1.3.3 Combinación del alineamiento vertical y horizontal	66
3.1.4 Sección transversal	67
3.1.4.1 Corona	67
3.1.4.1.A Rasante	67
3.1.4.1.B Hombros	67

3.1.4.1.C Pendiente transversal	68
3.1.4.1.D El rodaje	71
3.1.4.2 Otros elementos que afectan el diseño geométrico	74
3.1.5 Elementos para el diseño geométrico de una intersección a nivel.	75
3.1.5.1. Curvas en intersecciones	75
3.1.5.1.A Diseño mínimo para la formación de curvas en intersecciones no canalizadas.	76
3.1.5.1.B Diseño mínimo para la formación de curvas en intersecciones canalizadas.	80
3.1.5.2 Curvas de transición en intersecciones	83
3.1.5.3 Carriles auxiliares	84
3.1.5.3.A Generalidades	84
3.1.5.3.B Elementos que conforman los carriles auxiliares	84
3.1.5.4 Distancia de visibilidad en intersecciones a nivel	86
3.1.5.5 Sobreelevación para las curvas en las intersecciones	91
3.1.6 Elementos para el diseño geométrico de intersecciones a diferentes niveles	92
3.1.6.1 Generalidades.	92
3.1.6.2 Pasos a diferentes niveles	93
3.1.6.3 Alineamiento horizontal, Alineamiento vertical y sección transversal	96
3.1.6.4 Distancia de visibilidad	96
3.1.6.5 Carriles de cambios de velocidad	97
3.1.6.6 Rampas	97
3.1.6.6.A Tipos de rampas	97
3.1.6.6.B Alineamiento y forma	99

CAPITULO IV "METODOLOGÍA".

4.1 Generalidades.	102
4.2 Análisis de la situación actual.	102
4.2.1 Datos de entrada.	102

4.2.2 Complementación de la información disponible.	103
4.2.2.1 Pasos para la obtención del Volumen Horario de Diseño	103
4.2.3 Análisis de circulación de una intersección	106
4.2.3.1 Metodología de análisis de circulación en una intersección controlada por semáforo.	106
4.2.3.2 Metodología de análisis de circulación en una intersección de tipo giratorio.	116
4.2.3.3 Metodología de análisis de circulación en pasos a diferentes niveles	117
4.2.3.4 Análisis de los resultados.	119
4.3 Análisis de planeamiento.	120
4.3.1 Presentación de alternativas	122
4.3.2 Análisis de las propuestas más adecuadas.	123
CAPITULO V "APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA".	
5.1 Descripción.	124
5.2 Análisis de situación actual.	124
5.2.1 Datos de entrada.	124
5.2.2 Complementación de la información disponible	125
5.2.3 Análisis de circulación.	133
5.2.3.1 Análisis de la situación actual en la intersección del Pasco General Escalón-75 Avenida Sur costado Este	133
5.2.3.2 Aplicación de módulos de análisis	133
5.2.3.3 Análisis de los resultados de circulación.	143
5.3 Análisis de planeamiento	144
5.3.1 Análisis de conflicto en intersecciones	144
5.3.2 Presentación de alternativas.	145
5.3.2.1 Alternativas a corto plazo.	145
5.3.2.1. A Interpretación de resultados de intersección a nivel	151
5.3.2.2 Alternativas a diferentes niveles.	152
5.3.2.2.A Presentación de las alternativas.	152

5.3.2.2.B Análisis de la propuesta más adecuada.	154
5.3.2.2.B.1 Análisis de capacidad y nivel de servicio de la alternativa V: "Elevación de la 75 Avenida sur - intersección giratoria a nivel".	154
5.3.2.2.B.2 Análisis diseño geométrico.	156
5.3.2.2.C Interpretación de los resultados obtenidos.	157
Conclusiones.	158
Recomendaciones	160
Bibliografía	162
Anexos	
Anexo V-1 "Registros de la historia de la variación diaria-mensual del TPDA en la estación Las Delicias, 1994"	
Anexo V-2 "Plano de ubicación y situación actual de la intersección analizada: 75 Avenida- Pasco General Escalón"	
Anexo V-3 "Registros de la historia de la variación diaria-mensual del TPDA en la estación Troncal del Norte"	
Anexo V-4 "Propuestas de alternativas a corto plazo: I y II"	
Anexo V-5 "Propuestas de alternativas III y IV"	
Anexo V-6 "Propuesta analizada: alternativa V"	
Anexo V-7 "Niveles de servicio para intersecciones semáforizadas y de condición de tránsito continuo para arterias urbanas"	

Introducción.

El presente trabajo de graduación **“METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE INTERSECCIONES DE VÍAS URBANAS A DIFERENTES NIVELES”**, desarrolla una metodología para determinar el nivel de servicio que presenta una intersección vial y en el caso que este nivel de servicio determinado no responda a su demanda, proporciona herramientas para evaluar alternativas de solución. Esta metodología está enfocada en la implementación de soluciones viales a diferentes niveles, debido a que estos dispositivos responden eficientemente a dos grandes exigencias que presenta el AMSS: El crecimiento acelerado del parque vehicular y la limitada disponibilidad de espacios físicos con que se cuenta.

La metodología descrita se estructura en cinco capítulos, los cuales se exponen a continuación.

El capítulo I denominado **“ANTEPROYECTO”**, define los objetivos que se alcanzan en este trabajo, así como también sus alcances y limitantes.

Los capítulos II y III, nombrados **“MARCO TEÓRICO DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO”** y **“MARCO TEÓRICO DE DISEÑO GEOMÉTRICO”**, respectivamente, exponen la teoría básica que se requiere en estas dos áreas, para poder desarrollar la metodología.

El capítulo IV denominado **“METODOLOGÍA”** contiene los pasos a seguir en el análisis y evaluación de una intersección vial.

En el capítulo V designado **“APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA”** se realiza la aplicación práctica de la metodología en una intersección del Área metropolitana de San Salvador (AMSS). Además, se plantean las conclusiones y recomendaciones de acuerdo al presente trabajo.

CAPITULO I “ANTEPROYECTO”

1.1 Antecedentes.

La ciudad de San Salvador inició su transformación urbana en los años de 1920 a 1928. creándose decretos para el ordenamiento y ampliación de sus principales vías existentes. Continuando con la implementación de un Plan Vial en 1956 que definió el crecimiento urbano de sus alrededores y la construcción de una estructura vial primaria que contrarrestara el desequilibrio existente entre el ordenamiento y el crecimiento urbano de la época.

El evento sísmico ocurrido el 3 de Mayo de 1965 provocó indirectamente mejoras en los planes de desarrollo vial, reflejándose entre el período de 1965 a 1969 con un Plan de Desarrollo Metropolitano de San Salvador denominado METROPLAN 80, que definió con urgencia una serie de estudios específicos en áreas de usos de suelos, de tal forma de obtener una zonificación de la ciudad y luego continuar con la ejecución de una propuesta de un sistema vial primario como medida de solución a corto plazo. Elaborándose en 1978 un subprograma basado en el desarrollo de propuestas recomendadas por METROPLAN 80 al cual se le denominó autopistas metropolitanas, constituida por una autopista Este-Oeste, y 21 proyectos viales con sentido Norte-Sur que atravesaron el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS). Lográndose con estos proyectos, satisfacer las necesidades de la ciudad y del sistema vial de la época.

En la década de los 80, se dió el fenómeno de una creciente concentración poblacional en el AMSS, favorecido por diferentes factores entre los cuales tenemos, los constantes flujos migratorios de personas del interior del país, tasas elevadas de natalidad, aumento en la concentración de actividades económicas, sociales, políticas, etc. que convirtieron a San Salvador en un centro de acumulación de actividades relacionadas. Estos factores antes mencionados han contribuido de manera progresiva hasta el presente, en una generación de incrementos de tránsito vehicular que por ende reduce la eficiencia del nivel de servicio en el sistema vial existente, especialmente en intersecciones que conforman los corredores principales del AMSS, reflejándose en

incrementos de accidentes, contaminación ambiental, demoras y mayores costos de operación. Ante esta situación, surgió la necesidad de realizar nuevos estudios que aportaran medidas de solución a corto, mediano y largo plazo, que se adaptaran a las condiciones de operación existentes y futuras del periodo de estudio, que genera la demanda vehicular del periodo 1997-2017, tomando como referencia la información proporcionada por METROPLAN 80, y actualizándola al nuevo período de estudio, es así como es presentado en 1995 el Plan Maestro de Desarrollo Urbano del AMSS denominado PLAMADUR, que proporciona los lineamientos generales de planificación de la Ciudad. El cual recomendó se elaborará un estudio que proporcionará soluciones a la infraestructura vial existente, es así como en el año de 1995 se desarrolla el Plan Maestro de Transporte (PLAMATRANS), estudio encargado de aportar soluciones al problema de tránsito vehicular. El cual propone la construcción de anillos periféricos internos y externos en el AMSS. Sugiriendo como medidas a corto plazo la implementación de pasos a diferentes niveles en intersecciones específicas que conforman los corredores principales del AMSS, opciones que proporcionarían respuestas a las necesidades del tránsito vehicular existente y futuro.

Retomando las sugerencias del PLAMATRANS se inició en 1998 la construcción de los pasos a diferentes niveles que conformarán el anillo periférico interno, formado por los ejes preferenciales Oriente-Poniente (Bulevar de los Próceres; Bulevar Venezuela; Alameda Roosevelt; etc.) y los ejes preferenciales Norte-Sur (Bulevar de los Héroes-49 Ave. Sur; 25 Ave. Norte-Sur; 2ª. -10ª Ave. Sur; etc.) puntualizados en el PLAMATRANS y que pasarán a formar parte de una planificación vial a largo plazo.

1.2 Planteamiento del problema.

El AMSS en la actualidad se encuentra conformada por los municipios de Antiguo Cuscatlán, Ayutuxtepéque, Ciudad Delgado, Cuscatancingo, Ilopango, Mejicanos, San Marcos, San Salvador, Santa Tecla (Nueva San Salvador), Soyapango, Apopa, Nejapa y San Martín^{MI} (estos últimos tres incorporados recientemente), los cuales

en conjunto poseen una población de 1,512,100^m habitantes, que representa el 29.54% de la población de El Salvador, y una tasa ponderada de crecimiento del 4.8%^m, durante el periodo de 1971-1992. El crecimiento de la población en el AMSS como producto de la concentración de actividades económicas, industriales y sociales, genera una serie de necesidades de movilidad, con múltiples propósitos como son: vivienda, salud, trabajo, educación, etc., para lo cual, hacen uso del transporte público y privado, para poder comunicarse. Llegándose así, a generar una gran cantidad de viajes, que ocasionan congestiónamiento de tránsito vehicular, principalmente en algunas intersecciones a nivel controladas por semáforo, que se convierten en los puntos críticos de la estructura vial durante las horas de máxima demanda vehicular (horas pico).

El deficiente nivel de servicio que prestan las intersecciones principales del AMSS es debido a que han cumplido su vida útil y que actualmente demandan soluciones viales acordes a las exigencias actuales.

1.3 Objetivos.

General.

Establecer una metodología para el diseño de intersecciones de vías urbanas a diferentes niveles, que nos permita la elaboración de alternativas viales acorde a sus exigencias en un enfoque preliminar.

Específicos.

- Establecer la base teórica de diseño geométrico y de ingeniería de tránsito.
- Elaborar una propuesta de metodología de análisis de una intersección vial urbana.
- Determinar la capacidad de una intersección urbana y establecer el nivel de servicio que esta brindando.
- Proponer alternativas de solución a una intersección, que ha sobrepasado su

capacidad y nivel de servicio, aplicando la metodología propuesta.

1.4 Alcances.

- La metodología se limita a proponer diferentes alternativas de solución, en el ámbito de solución vial preliminar de una intersección, que ha sobrepasado su nivel de servicio, sin considerar los costos y estructuración de su implementación.
- Se analiza una intersección vial a nivel, que esta brindando un nivel de servicio deficiente, utilizando como base de comparación los datos de volúmenes de tránsito obtenidos en estaciones de conteo permanente.
- Los planos obtenidos de la aplicación de la metodología, son normados de acuerdo a los parámetros de diseño geométrico, y establecidos en el ámbito de proyecto preliminar.

1.5 Limitaciones.

- La continuidad de registros de estaciones de conteo permanente en el área urbana de San Salvador.
- La inexistencia de una normativa de diseño geométrico acorde a la realidad nacional.

1.6 Justificación.

El crecimiento poblacional del AMSS es producto de la planificación del desarrollo integral de las diferentes actividades económicas, industriales y sociales, generando un incremento del tránsito vehicular, lo cual se refleja en los congestionamientos que se producen en las intersecciones principales del AMSS, llevándolas a prestar un nivel de servicio deficiente, ya que los volúmenes de tránsito

generados sobrepasan la capacidad de dichas intersecciones.

Ante esta problemática, se elaboró el estudio PLAMATRANS, cuyo objetivo es preparar un Plan Maestro del Transporte Vehicular en el Área Metropolitana de San Salvador, el cual define soluciones a corto, mediano y largo plazo en el periodo de 1997-2017.

Por el momento, dentro de las medidas a corto plazo que propone este plan, esta la implementación de un corredor interno, para lo cual propone la construcción de pasos a diferentes niveles, para eliminar los puntos de conflicto que se generan en ciertas intersecciones a nivel del AMSS.

La construcción de pasos a diferentes niveles requiere de la aplicación de una metodología de diseño, la cual en nuestro medio no existe como tal.

La información para llevar a cabo un estudio de esta especialidad se encuentra dispersa en distintos textos, ó en un idioma diferente al nuestro. Por esta razón se hace necesario crear una guía que facilite los distintos pasos a seguir para una metodología de diseño de intersecciones a diferentes niveles que podrá consultar todo profesional ó estudiante interesado en la rama.

1.7 Metodología de la investigación a desarrollar.

La metodología de investigación a utilizar es del tipo teórico-práctico en este trabajo de graduación: Metodología de Diseño de Intersecciones de Vías Urbanas a Diferentes Niveles y se encuentra compuesta de las partes siguientes:

- Primera Parte.

Esta se encuentra compuesta de la recopilación teórica en diferentes fuentes de información como son: libros, tesis, informes, estudios, revistas etc. tratándose de recurrir en lo posible a las fuentes primarias de información para la obtención de datos confiables.

- Segunda Parte.

Consiste en la aplicación de la información que se recopiló en la Primera Parte. Se analiza un caso real, por lo cual se estudia una intersección vial existente, partiendo de una recolección, procesamiento y análisis de datos.

1.8 Planificación de los recursos a utilizar.

Los recursos a utilizar serán de dos tipos:

- Fuentes de Información:

Esta consistió en la recopilación de la información de las diferentes fuentes como son: libros, tesis, revistas, periódicos, etc. que se encuentran disponibles en las bibliotecas de la Universidad de El Salvador y el ISCYC, Internet, así como de los aportes y consejos brindados por el coordinador y los asesores.

- Recursos Financieros:

- Fotocopias.
- Papelería.
- Computadora.
- Libros.
- Bitácora.

CAPITULO II “MARCO TEÓRICO DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO”

2.1 Definiciones.

Acceso: Carril o conjunto de carriles que dan servicio a todos los movimientos de giro a la izquierda, de frente y de giro a la derecha que llegan a una intersección desde un sentido determinado.

Arteria: Calles reguladas con semáforo que dan servicio fundamentalmente al tráfico de paso y que como función secundaria proporciona accesibilidad a las propiedades adyacentes.

Ciclo: Cualquier secuencia completa de indicaciones o mensajes de un semáforo.

Cola: Hilera de vehículos o personas que esperan servicio (del sistema viario).

Duración del ciclo: El tiempo total que necesita el semáforo para completar un ciclo, expresado en segundos, se representa con el símbolo C.

Factor de Hora de Máxima Demanda (FHMD): Volumen horario durante la hora de máximo volumen del día dividido entre la intensidad de los 15 minutos punta de la hora punta; es una medida de las fluctuaciones de la demanda de tráfico durante la hora punta.

Fase: Es la parte del ciclo semaforico asignado a cualquier combinación de movimientos de tráfico a los que se otorga el derecho de paso simultáneamente durante uno o varios intervalos.

Faja separadora central: Es un elemento cuya función primordial es establecer una separación de los carriles de circulación en una vía, tanto los de sentido opuesto, como los del mismo sentido.

Grupo de carriles: Conjunto de carriles de un acceso o una intersección definidos para llevar a cabo un análisis de capacidad y nivel de servicio de los mismos por separado.

Ingeniería de tránsito: Fase de la ingeniería de transporte que tiene que ver con la planeación, el proyecto geométrico y la operación del tránsito por las calles y carreteras y sus redes, terminales, tierras adyacentes y su relación con otros modos de

transporte.

Intervalo: Un período de tiempo durante el cual todas las indicaciones semafóricas permanecen constantes.

Isleta : Es un área definida entre los carriles de circulación y destinada a guiar y controlar el movimiento de vehículos o para servir de refugio a los peatones. Las isletas no son necesarias que tengan presencia física como tales; pueden variar, desde un área delimitada o no por guarniciones (cordones) verticales hasta un área limitada por marcas pintadas sobre el pavimento.

Proporción de verde: La proporción de verde efectivo con relación a la duración del ciclo, notada con el símbolo g_i / C (para la fase i).

Radio de control: Es el radio por medio que define las dimensiones para los diseños mínimos de vueltas de acuerdo a cada vehículo de proyecto.

Rojo efectivo: El tiempo durante el cual no se permite la circulación a un movimiento dado, o un conjunto de movimientos; es la duración del ciclo menos el tiempo de verde efectivo para una fase específica, expresado en segundos y notado con el símbolo r_i .

Tiempo de cambio: Los intervalos “amarillo” más el “todo rojo” que tienen lugar entre las fases para permitir evacuar la intersección antes de que movimientos contrapuestos se pongan en marcha; Se expresa con el símbolo Y y se mide en segundos.

Tiempo de verde: El tiempo, dentro de una fase dada durante la cual la indicación “verde” está a la vista; expresado con el símbolo G_i (para la fase i) y en segundos.

Tiempo perdido: El tiempo durante el cual la intersección no está efectivamente utilizada por ningún movimiento; Estos tiempos ocurren durante el intervalo de cambio (durante el cual la intersección se evacua) y al principio de cada fase cuando los primeros vehículos sufren retrasos en el arranque, se representan mediante el símbolo L_i .

Tiempo de verde efectivo: El tiempo durante una fase dada que está efectivamente disponible para los movimientos permitidos, generalmente se considera como el tiempo de verde más el intervalo de cambio menos el tiempo perdido para la

fase en cuestión; Expresada en segundos y notada con el símbolo g_i (para la fase i).

Tasa de flujo o flujo (q): Es el número total de vehículos que pasan durante un periodo inferior a una hora. En este caso $T < 1$ hora.

Volumen de tránsito: Es el número máximo de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril, durante un periodo determinado.

3 ~~2.2~~ Volúmenes de tránsito.

~~2.2.1~~ Generalidades.

Volumen de tránsito, es la cantidad de vehículos que pasan por un punto o sección transversal, de un carril o calzada, durante un periodo de tiempo determinado. Los volúmenes de tránsito, son una parte fundamental de la ingeniería de tránsito, porque a partir de ellos, se puede llegar a establecer un patrón del comportamiento del tránsito vehicular y peatonal, característico de ciertos puntos o secciones específicas del sistema vial, bajo condiciones iguales o similares. Los datos son expresados con respecto al tiempo, y de su conocimiento y análisis se hace posible el desarrollo de estimaciones razonables de la calidad del servicio prestado a los usuarios.

a) ~~2.2.1.1~~ Volumen de tránsito totales o absolutos.

Es el número total de vehículos que pasan durante un lapso de tiempo determinado (t). Dependiendo de la duración del lapso de tiempo determinado se tienen los siguientes volúmenes de tránsitos absolutos o totales:

Tránsito Anual (TA): $t = 1$ año, Tránsito Mensual (TM): $t = 1$ mes, Tránsito Semanal (TS): $t = 1$ semana, Tránsito Diario (TD): $t = 1$ día, Tránsito Horario (TH): $t = 1$ hora, Tasa de flujo o flujo (q): $t < 1$ hora.

b) ~~2.2.1.2~~ Volúmenes de Tránsito Promedios Diarios.

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

1. Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA). = $TA/365$
2. Tránsito Promedio Diario Mensual (TPDM). = $TM/30$
3. Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS). = $TS/7$

~~2.2.1.3~~ 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 8,760 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 carretera durante 60 minutos consecutivos. Es el representativo de los periodos de máxima demanda que se pueden presentar durante un día en particular.

3. **Volumen Horario-décimo-vigésimo-trigésimo-anual (10VH, 20VH, 30VH).** Es el volumen horario que ocurre en un punto o sección de un carril o carretera durante un año determinado, que es excedido por 9, 19 y 29 volúmenes horarios, respectivamente. También se le denomina volumen horario de la 10^a, 20^a y 30^a hora de máximo volumen.

4. **Volumen Horario de Diseño (VHD).** Es el volumen de tránsito horario que sirve para determinar las características geométricas de una vialidad. Se expresa como un volumen horario que se pueda dar un número máximo de veces en el año, previa convención al respecto.

2.2.1.4 Uso de los volúmenes de tránsito.

De una manera general, los datos sobre volúmenes se utilizan ampliamente en los campos de la planeación, proyecto, ingeniería de tránsito, análisis de capacidad y niveles de servicio en todo tipo de infraestructura vial, caracterización de flujos vehiculares, zonificación de velocidades, necesidad de dispositivos para el control del tránsito, estudio de estacionamientos, seguridad, investigación, usos comerciales etc.

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 viajes sobre áreas geográficas.
- Estimar gastos esperados de los usuarios de las carreteras.
- Cálculo de índices de accidentes.
- Indicar las variaciones y tendencias de los volúmenes de tránsito, especialmente en carreteras con peaje.

2. **Los volúmenes de tránsito promedio diario (TPD):**

- Medir la demanda actual en calles y carreteras.
- Evaluar los flujos de tránsito actuales con respecto al sistema vial.
- Definir el sistema arterial de calles.
- Localizar áreas donde se necesite construir nuevas infraestructuras viales o mejorar las existentes.
- Programar mejoras capitales.

3. **Los volúmenes de tránsito horarios (TH):**

- Determinar la longitud y magnitud de los periodos de máxima demanda.
- Evaluar la capacidad y nivel de servicio de una infraestructura vial.
- Implementar el uso de dispositivos para el control de tránsito.
- Proyectar y rediseñar geométricamente calles e intersecciones.

4. **Las tasas de flujo (q):**

- Analizar flujos máximos.
- Analizar variaciones de flujo dentro de las horas de máxima demanda.
- Analizar limitaciones de capacidad en el flujo de tránsito.
- Analizar las características de volúmenes máximos.

~~2.2.2~~ **Características de los volúmenes de tránsito.**

Los volúmenes de tránsito siempre deben ser considerados como dinámicos, por lo que solamente son precisos para el periodo 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 del tránsito y labor preventiva, así como las de conservación de la infraestructura vial. La variación de los volúmenes de tránsito está en función del número de carriles, la distribución direccional y su composición así:

~~2.2.2.1~~ Distribución y composición de los volúmenes de tránsito.

La distribución de los volúmenes de tránsito por carriles se debe considerar, tanto en el proyecto como en la operación de calles, carreteras e intersecciones. Por lo que, es necesario que los volúmenes de tránsito se tomen según los movimientos direccionales.

La composición de los volúmenes de tránsito se establece en función de una estimación de la composición vehicular presente ó futura.

2.2.2.2 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 diferente de un tipo de calle o intersección a otro, para el mismo periodo máximo. En cualquiera 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 periodos durante el día.

La variación del volumen de tránsito indica que existen periodos cortos dentro de la hora con tasa de flujos mucho mayores a las de la hora misma.

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 dentro de un periodo de la hora, matemáticamente se expresa como:

$$FHMD = \frac{VHMD}{(q_{\text{máx15}}) \times N}$$

Donde:

N = número de periodos durante la hora de máxima demanda.

$q_{\text{máx15}}$ = flujo máximo dentro de la hora del periodo analizado.

El factor de la hora de máxima demanda es un indicador de las características del flujo de tránsito en periodos máximos, e indica la forma como están distribuidos los flujos máximos dentro de la hora.

2.2.2.3 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. El tipo de ruta se determina en función de las actividades que prevalecen en ella, siendo así, que hay rutas de tipo turístico, agrícola, comercial, etc.

2.2.2.4 Variación mensual del volumen de tránsito.

Los volúmenes de tránsito presentan variaciones de mes a mes, incrementándose generalmente durante las fiestas de fin de año, vacaciones, y semana santa. Por esta razón los volúmenes de tránsito promedios diarios que caracterizan a cada mes son diferentes, dependiendo, en cierta manera de la categoría y del tipo de servicio que presten las calles o carreteras.

2.2.3 Volúmenes de tránsito futuro.

2.2.3.1 Relación entre el Volumen Horario de Diseño 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, 20ª, 30ª, 50ª, 70ª, ó 100ª hora de máximo volumen. Para fines de proyecto se utiliza el volumen de la 30ava hora, estimado al futuro, que representa un volumen horario que es sobrepasado únicamente por 30 horas máximas al año, debido a lo

antieconómico que resultaría utilizar el máximo volumen horario ocurrido durante el año para fines de diseño, por las amplias secciones transversales que se obtendría. Por lo tanto este factor ha sido sugerido como resultado de estudios de costo-beneficios, al comparar los beneficios obtenidos por los ahorros en el diseño geométrico de la sección versus los costos generados por los congestionamientos durante las horas máximas superiores a la 30ava hora.

De acuerdo a lo anterior en los proyectos de infraestructuras vial, el Volumen Horario de Diseño, VHD, en función del tránsito promedio diario anual, TPDA, se expresa:

$$\mathbf{VHP = K \times TPDA}$$

Donde:

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

2.2.3.2 Relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario, anual (TPDA) y semanal (TPDS).

Se ha observado que la información del TPDA es difícil de obtener, al menos en todos los tipos de infraestructura vial, por los costos que ella implica. Sin embargo, se puede conseguir datos a través de poseer estaciones permanentes en distintos puntos de nuestra red vial.

En el análisis de volúmenes de tránsito, la media poblacional o tránsito promedio diario anual, TPDA, se estima con base en la media muestral o Tránsito Promedio Diario Semanal, TPDS, según la siguiente expresión:

$$\mathbf{TPDA = TPDS \pm A}$$

Donde:

A = máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS

Como se observa, el valor de A, sumando o restando 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: $\mathbf{A = CE}$

Donde:

C = número de desviaciones estándar correspondientes 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:

$$E = \sigma$$

Donde :

σ = estimador de la desviación estándar poblacional.

este valor se determina así:

$$\sigma = \left[\frac{s}{\sqrt{n}} \right] \times \sqrt{\frac{(N-n)}{(N-1)}}$$

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:

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

Donde:

TD_i = volumen de tránsito del día i.

Así, tenemos:

$$TPDA = TPDS \pm A = TPDS \pm C\sigma$$

2.2.3.3 Ajuste de volúmenes de tránsito.

En nuestro medio, en la mayoría de infraestructuras viales, no se dispone de la información de volúmenes a través de periodos largos de tiempo, como por ejemplo un

año. Por lo tanto, es necesario contar con estaciones maestras de aforo permanente o periódico, que permiten determinar factores de expansión y ajustes aplicables a otros lugares que tengan comportamientos similares en los cuales se efectuaría la medición de aforos en periodos cortos.

El tránsito tiende a tener variaciones cíclicas predecibles, por lo que a través de una clasificación adecuada de las vialidades y aforos, es posible establecer un patrón básico de variación del volumen de tránsito para cada tipo de carretera o calle. Más aun, si bien los valores de los volúmenes específicos para determinados periodos (minutos, horas y 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 y consistente. Estas propiedades, son las que sustentan el uso de factores de expansión y ajuste en la estimación de los volúmenes para otros lugares y otros periodos.

2.2.3.4 Pronostico del volumen de tránsito futuro.

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

$$\mathbf{TF = TA + IT}$$

El Transito Actual, TA, es el volumen de tránsito que usara la carretera mejorada o la nueva carretera al quedar completamente en servicio.

El tránsito actual se compone del tránsito existente, TE, antes de la mejora más el tránsito atraído, TAt, a ella de otras carreteras una vez finalizada su reconstrucción total, así:

$$\mathbf{TA = TE + TAt.}$$

El incremento del tránsito, IT, es el volumen de tránsito que se espera use la nueva carretera 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, es el incremento del volumen de tránsito debido al aumento normal en el uso de los vehículos. Deberá tenerse cuidado con 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 en estudio, en nuestro medio los indicadores utilizados para el cálculo del crecimiento normal de tránsito son obtenidos: del crecimiento obtenido a través de las estaciones permanentes, el crecimiento del producto interno bruto PIB, relacionado con el sistema vial, la tasa de crecimiento poblacional, la tasa de crecimiento del parque vehicular anual, estos parámetros son los que rigen en gran porcentaje la determinación de la tasa de crecimiento o factor de proyección.

Tránsito Generado, TG, consta de aquellos viajes vehiculares, distintos al transporte público, que no realizarían si no se construye la nueva carretera, y se compone de tres categorías: tránsito inducido, tránsito convertido y tránsito trasladado

Tránsito desarrollado, TD, es el incremento del volumen de tránsito debido al desarrollo del suelo adyacente a la carretera. A diferencia del tránsito generado, tránsito desarrollado continúa actuando por muchos años después que la nueva carretera ha sido puesta al servicio. Por lo tanto, los incrementos del tránsito, IT, se expresa así:

$$IT = CNT + TG + TD$$

Entonces TF es igual:

$$TF = TA + IT$$

$$TF = (TE + TA) + (CNT + TG + TD)$$

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

$$FP = TF/TA$$

$$FP = \frac{TA + IT}{TA}$$

Sustituyendo TA y IT en FP tenemos:

$$FP = (TA + CNT + TG + TD)/TA$$

$$FP = 1 + CNT/TA + TG/TA + TD/TA$$

Tránsito futuro:

$$TF = FP(TA)$$

2.2.4 Estudios de volúmenes de tránsito.

2.2.4.1 Generalidades.

Los estudios de volúmenes de tránsito se realizan siempre que se desea conocer el número de vehículos que pasan por punto dado. Estos estudios varían desde los muy amplios en un sistema de caminos hasta recuentos en lugares específicos tales como puentes, túneles o intersecciones aisladas.

Las razones para efectuar estos recuentos son tan variadas como los lugares en donde se realizan. Por ejemplo, los aforos se realizan para determinar la composición y volumen del tránsito en un sistema de carreteras; para determinar el número de vehículos que viajan a cierta zona o a través de ella; para evaluar índices de accidentes; para servir como base en la clasificación de caminos; como datos útiles para la planeación de rutas y determinación de proyectos geométricos; para proyectar sistema de control del tránsito; para elaborar programas de conservación de la infraestructura vial; para establecer prioridades de construcción; para determinar el tránsito futuro y muchas otras aplicaciones.

La clase de información recopilada y tabulada también varía. En algunos casos es necesario únicamente aforar vehículos para un período corto, por ejemplo una hora. Para otros, el período puede ser de veinticuatro horas, una semana o un mes.

2.2.4.2 Métodos de aforo.

Método manual. Los aforos manuales son usados cuando la información deseada no puede ser obtenida mediante el uso de dispositivos mecánicos. El método manual permite la clasificación de vehículos por tamaño, tipo, número de ocupantes y otras características.

Los recuentos manuales son usados frecuentemente para comprobar la exactitud de los contadores mecánicos, registro de movimiento de vueltas y otros movimientos, tanto vehiculares como de peatones.

Por ejemplo, cuando se necesitan recuentos durante periodos de tiempos corto (desde 5 minutos a veinticuatro horas de duración), Algunas veces las malas condiciones de tiempo interfieren con el uso de contadores mecánicos de tránsito y, claro está, si no se dispone de equipo automático, el aforo deberá realizarse manualmente.

Entre las ventajas de los recuentos manuales está su mayor exactitud, puede ser obtenida mayor información y que el trabajo de gabinete se simplifica generalmente. Sin embargo, es más caro obtener los datos en esta forma que a través del uso de equipo para recuentos automáticos. Por lo tanto, los recuentos manuales están generalmente limitados para periodos cortos o en lugares donde esta forma es la única para poder realizarlos.

Dispositivos mecánicos. Los dispositivos mecánicos para recuentos se han convertido en la herramienta de batalla para los aforos de tránsito que son realizados a través del uso de dispositivos mecánicos. Hay un dispositivo apropiado para cada clase de camino, situación del tránsito y condiciones del medio ambiente.

Algunas infraestructuras permanentes tienen sólo el dispositivo para percibir (detector), localizado en la estación de aforo y envían el impulso a la central para su almacenamiento.

Hay diferentes métodos usados para detectar los vehículos, entre los cuales se incluyen: detectores neumáticos, contacto eléctrico, fotoeléctrico, radar, magnético, ultrasónico, e infrarrojo.

2.2.4.3 Estudios de origen y destino.

2.2.4.3.A Generalidades.

El estudio de origen y destino esta diseñado para recopilar datos sobre el número y tipo de viaje, incluyendo movimiento de vehículos y pasajeros desde varias zonas de origen hacia varias zonas de destino. El estudio es utilizado principalmente con propósitos de planeación (crear modelos de generación de viajes, modelo de distribución de viajes, modelo de asignación de tránsito) particularmente en la localización, diseño y programación de caminos nuevos o mejorados, transporte público y estacionamientos.

Este estudio es comúnmente designado como O y D o estudio O-D.

Los estudios como los de origen y destino que son más integrales pueden requerir de varios cientos de investigadores y de personal de oficina. También puede ser necesario emplear policías de tránsito y señales portátiles apropiadas, con el fin de detener a los conductores para entrevistarlos o para disminuir la velocidad de los vehículos con fines de observación o registro.

2.2.4.3.B Delimitación y zonificación de la zona de estudio.

El campo de un estudio de O y D puede ser limitado a una ruta particular, urbana o rural, o puede ser extendida para incluir parte o la totalidad del área metropolitana. En algunos casos los estudios de origen y destino incluyen áreas de varios cientos de kilómetros cuadrados.

La mayoría de los estudios de O y D empiezan con la delimitación de la zona de estudio. Para un estudio urbano integral, el estudio incluiría, normalmente, la totalidad del área urbanizada de la ciudad; en nuestro país la zona más estudiada es el AMSS.

A menudo, es ventajoso usar el sistema existente de división de zonas para facilitar la comparación directa de datos nuevos con viejos, lo que permitiría la determinación de las tendencias en los viajes.

El propósito principal de seleccionar zonas es el de permitir resumir los orígenes y destinos del tránsito dentro de las áreas razonablemente pequeñas. Normalmente las zonas son numeradas y se supone que todos los viajes con orígenes y destinos dentro de una zona empiezan o terminan en el centroide de dicha zona. Debe tenerse el cuidado, al seleccionar las zonas, para que no haya demasiadas, que puedan resultar en un análisis engorroso.

2.2.4.3.C Métodos de estudios de origen y destino.

Son muchos y variados los procedimientos para llevar a cabo estudios de origen y destinos. Los métodos más completos obtienen datos sobre cada viaje, incluyendo ubicación del origen, destino, tiempo de viaje, modo, uso de la tierra en el origen y en el

destino, así como datos sobre las características socio-económicas del viajero y de su familia. El método elegido para recabar información de O y D será determinado conciliando las necesidades de datos con el personal, presupuestos y limitaciones de tiempo. Los estudios más comunes que se conocen y que se pueden aplicar en nuestro medio son:

1. Encuesta a conductores de vehículos.
2. Tarjetas postales a los conductores de vehículos en movimiento.
3. Placas de vehículos en movimientos.
4. Etiqueta sobre el vehículo.
5. Placas del vehículo estacionado.
6. Encuesta domiciliarias.
7. Cuestionario postal a propietarios de vehículos de motor.
8. Cuestionario de empleado.
9. Cuestionario para terminal de transporte público.
10. Cuestionario del pasajero de transporte público.
11. Estudio integral de origen y destino.

2.3 Tipos de intersecciones

2.3.1 Generalidades.

Se define una intersección, como el área donde dos o más vías terrestres se unen o se cruzan, Permitiendo o no la mezcla de las corrientes de tránsito.

En el área de la intersección, los conductores pueden realizar tres tipos de maniobras: divergencia, convergencia o cruce. Siendo Las maniobras de convergencia y divergencia las que se llevan a cabo cuando un conductor se cambia de la ruta sobre la que ha venido manejando, saliendo de la corriente de tránsito para entrar a una diferente y las maniobras de cruce son efectuadas al cruzar la corriente de tránsito que se interpone entre el conductor y su destino. Estas maniobras se representan gráficamente en la figura II-1

DIVERGENCIA	Derecha	Izquierda		Doble	Múltiple
CONVERGENCIA	Derecha	Izquierda		Doble	Múltiple
CRUCE	Derecha	Izquierda	lateral opuesto	Cruce oblicuo	Cruce oblicuo

Figura II -1. Maniobras de divergencia, convergencias, y cruce.

Siempre que exista alguna de las maniobras antes descritas existe un conflicto entre los conductores que intervienen en ellas, abarcando a los vehículos que se aproximan al área de conflicto. Los conflictos que se pueden generar en una intersección de cuatro ramas se muestran en la figura II-2.

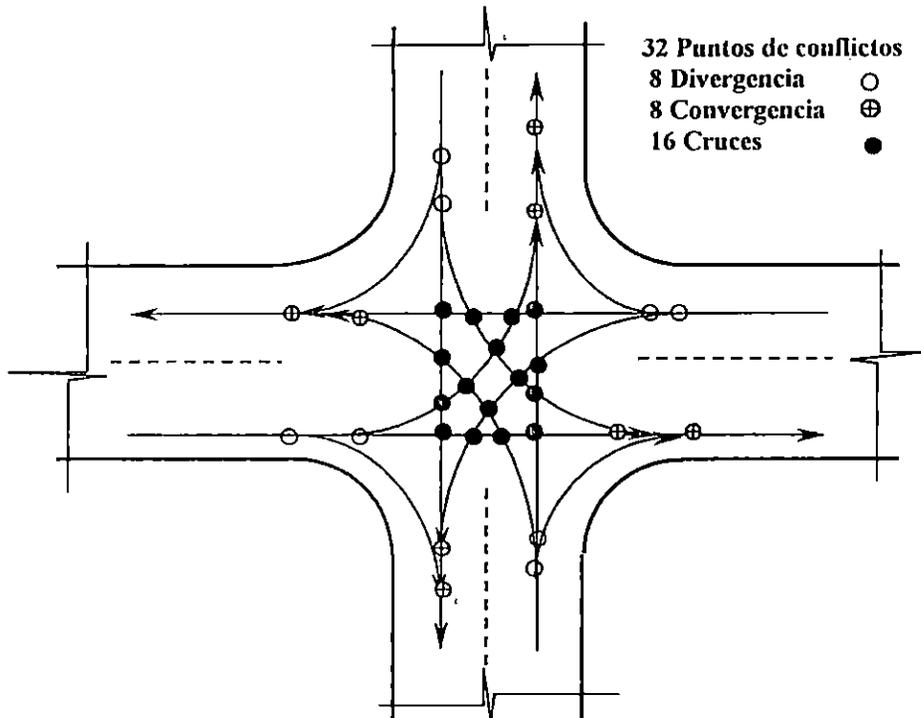


Figura II-2. Puntos de conflictos en intersecciones de cuatro ramas.

La zona de la intersección en la que el conductor de un vehículo realiza las

maniobras requeridas, se denomina área de maniobra, la cual incluye el área potencial de colisión y la parte de los accesos a la intersección desde la cual se ve afectada la operación de los vehículos, las áreas de maniobras pueden ser simples, múltiples o compuestas.

2.3.2 Tipos de intersección a nivel.

El tipo de intersección a nivel se halla determinado por la topografía y el uso de la tierra, como también por las características de tránsito y el nivel de servicio deseado. Entre los principales factores por considerar tenemos: los volúmenes de tránsito actuales y futuro, la velocidad de proyecto y las características de los caminos.

Dentro de la variedad de formas y características de las intersecciones existe una serie de tipos: de tres ramas, de cuatro ramas, de ramas múltiples y de tipo giratorio.

Intersección de tres ramas. Una intersección de tres ramas, es llamada intersección en "T" o en "Y", cuando dos ramas forman una vía continua y son interceptadas por una tercera rama con un ángulo que varía entre 70° y 110° , se tiene una intersección en T. Si el ángulo es menor de 70° o mayor de 110° se tiene una intersección en "Y".

Intersecciones de cuatro ramas. Una intersección de cuatro ramas puede ser perpendicular, oblicua o con dos ramas separadas. Si el ángulo estuviera comprendido entre 70° y 110° , se trata de una intersección perpendicular.

Las variantes que pueden presentar estos dos tipos de intersecciones se mencionan a continuación.

- Intersecciones simples y con carriles adicionales.
- Intersecciones canalizadas.
- Intersecciones con alto grado de canalización.

Intersecciones de ramas múltiples. Pertenecen a esta clasificación aquellas intersecciones con cinco o más ramas. Este tipo de intersecciones deben evitarse siempre que sea posible, convirtiéndolas en otras de cuatro o menos de cuatro ramas. De esta manera se incrementa la seguridad y eficiencia de la intersección.

Intersecciones de tipo giratorio. Las intersecciones de tipo giratorio son una forma especial de intersecciones a nivel, la cual ofrece ventajas como una circulación ordenada y continua, con movimientos de vuelta con mayor facilidad, etc., pero que demandan un buen espacio para su desarrollo.

2.3.3 Intersecciones no canalizadas.

Las intersecciones no canalizadas por lo general son más económicas y menos elaboradas, como son las calles con bajos niveles de tránsito, que no requiere un tratamiento mayor, con la posible excepción de las señales y otros dispositivos de control operan eficientemente. Sin embargo, cuando los niveles aumentan se hace necesario añadirse otros aspectos de diseño.

Una cuenta cuidadosa del tránsito y una estimación del mismo para el futuro, incluyendo datos con respecto a los diferentes movimientos de vuelta, debe preceder al diseño de una importante intersección. Solamente de esta forma pueden aquellos movimientos pesados, ser favorecidos en el diseño. La información del tránsito, acoplado con los conocimientos de las capacidades de las vías, conduce a decisiones con respecto al número de vías que pueden ser suministradas, Las velocidades a las cuales los vehículos se acercaran y se moverán a través de la intersección.

2.3.4 Intersecciones canalizadas

En la actualidad, las diferencias de color y de textura superficial en los pavimentos, así como rayas pintadas, separador central elevado, y los dispositivos de protección lateral, se utilizan ampliamente para dirigir y/o controlar los movimientos de los vehículos y los peatones en una intersección. Cuando se encuentran correctamente colocadas, aumentan las posibilidades de cruce, mejoran las condiciones de la circulación del tráfico y reducen los accidentes a los vehículos y peatones.

Entre los propósitos más importantes de la canalización se encuentran

- Limitar a los vehículos a trayectorias definidas.
- Los conductores pueden ser forzados a mezclarse en las corrientes móviles de

tránsito en los ángulos agudos y a velocidades apropiadas.

- Puede establecerse un control de la velocidad con respecto a los vehículos que entran en la intersección. Como desviando corrientes de tránsito, o bien canalizando y condicionando a los conductores a reducir su velocidad, como se muestra en la figura II-3.

- Pueden evitarse los movimientos de giro prohibidos, figura II-3(e).
- Los puntos de conflicto pueden separarse de una forma tal, que el conductor solamente debe tomar una decisión a la vez, reduciendo la confusión y los accidentes.

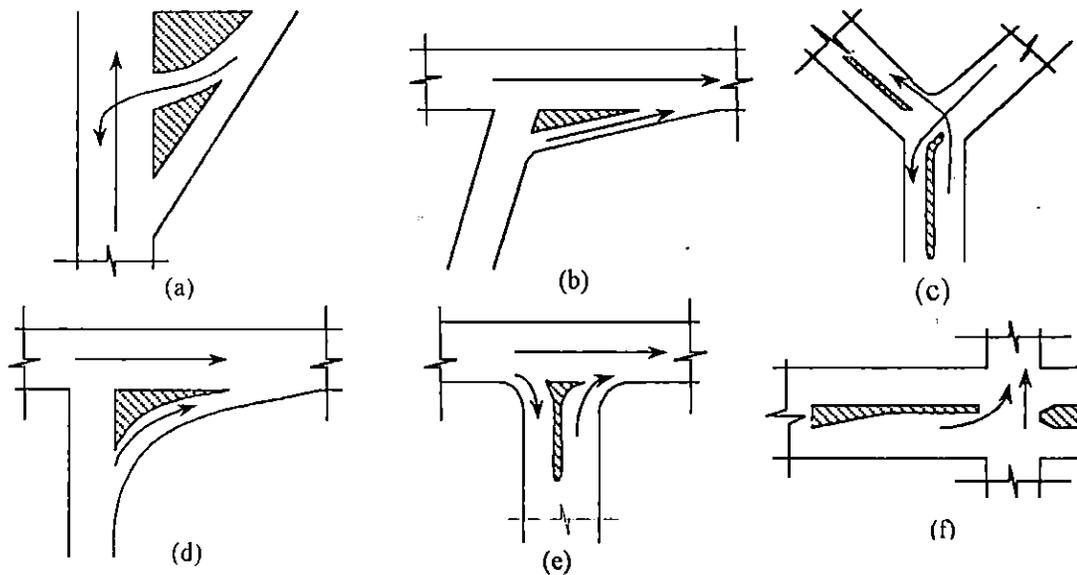


Figura II-3 intersecciones canalizadas.

2.3.5 Intersecciones de tipo giratorio.

Son una forma especial de intersecciones a nivel en la cual todo el tránsito se mezcla hacia dentro y sale a partir de un camino o de una vía, alrededor de una glorieta central. Su proyecto de diseño abarca elementos tales como:

- **Condiciones de tránsito favorables para el proyecto de intersecciones de tipo giratorio.** Estas condiciones se encuentran constituidos por la composición del tránsito, la velocidad del proyecto y los volúmenes de tránsito.

- **Velocidad del proyecto en las intersecciones de tipo giratorio.** Los vehículos deben transitar a una velocidad uniforme para poder incorporarse, entrecruzarse, y salir de la corriente de tránsito, desde y hacia las ramas de la intersección, sin serios conflictos.

- **Longitudes de la zona de entrecruzamiento.** Es la distancia que existe entre los extremos de las isletas canalizadoras entre los accesos y en ella se desalojan volúmenes que se entrecruzan y que no se entrecruzan los cuales definen la capacidad de la zona de entrecruzamiento.

2.3.6 Intersecciones semáforizadas.

Las intersecciones semáforizadas aparecen como medida al desalojo vehicular en una intersección, cuando sus volúmenes de giro izquierdo y derecho generan demoras y problemas de seguridad en el tránsito de paso en el mismo sentido y en el sentido contrario.

En este tipo de estructuras viales el análisis debe considerar la cantidad, distribución y composición del tránsito vehicular, como también las características geométricas y los detalles de su semaforización.

En este tipo de intersecciones, la capacidad y calidad del servicio prestado, depende básicamente de la distribución del tiempo de verde asignados por el semáforo, para los diferentes movimientos (de frente, giros derechos e izquierdos).

2.3.7 Intersecciones a diferentes niveles.

2.3.7.1 Generalidades.

Las intersecciones a diferentes niveles son una solución útil para las intersecciones a nivel en las que se ha alcanzado su capacidad de diseño, pero debido a su alto costo inicial su uso se restringe para aquellos casos en los que la inversión sea justificada. El tipo adecuado de intersección a diferente nivel, así como su diseño, dependen de factores tales como: Los volúmenes horarios de proyecto, las condiciones de la topografía del lugar, el carácter y la composición del tránsito y la velocidad de

proyecto.

Entre las ventajas y desventajas del uso de intersecciones a diferentes niveles se pueden mencionar las siguientes:

Ventajas:

- La capacidad de la rama para el tránsito de frente puede hacerse igual o casi igual a la capacidad del camino.
- Mayor seguridad para el tránsito.
- Se eliminan las paradas y demoras para el tránsito de frente.
- Puede ser implementado por etapas.
- Forman parte esencial de las vías rápidas y autopistas.

Desventajas:

- La principal desventaja es los costos de su implementación y la dificultad de adquirir los derechos de vía.
- No son absolutamente seguros en cuanto a la circulación del tránsito.

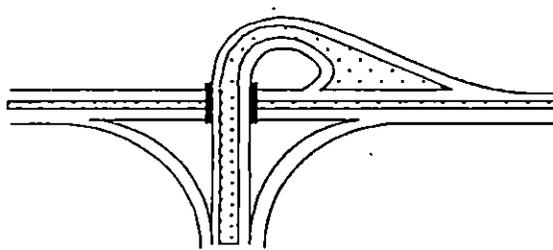
Los factores a considerar en el proyecto de una intersección a diferentes niveles son:

- Tránsito y condiciones de circulación. El factor más importante que puede justificar su implementación, es el volumen de tránsito.
- Tipo de camino. La necesidad de disponer en el futuro de tránsito continuo o control total de acceso, puede ser un requisito que justifique su implementación.
- Seguridad. En infraestructuras viales con altas tasas de incidencia de accidentes, puede resultar un requisito su implementación.
- Factores económicos. Como se menciona con anterioridad el factor económico es en última instancia el factor que decide sobre la implementación o no de un proyecto.

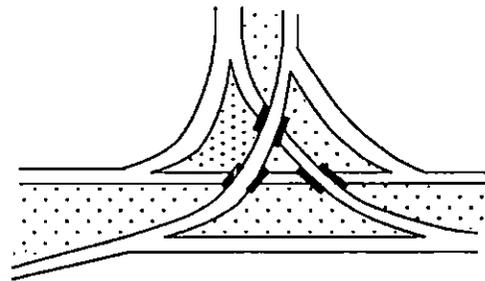
Los pasos a diferentes niveles pueden ser de dos tipos: pasos superiores son aquellos en que el camino pasa por arriba de otra vía de comunicación y los pasos inferiores que son aquellos en que el camino pasa por debajo de otra vía de comunicación.

2.3.7.2 Tipos de intersecciones a diferentes niveles.

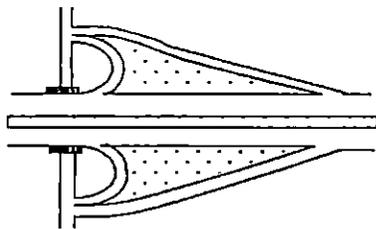
El tipo de intersección a desnivel se encuentra determinado por el número de ramas de la intersección, por los volúmenes de tránsito probables, por la topografía y por las estructuras existentes. Estos pueden variar en su conformación y se pueden utilizar parcialmente o en combinación, para proporcionar soluciones que se adapten mejor a las condiciones existentes en cada intersección en particular. Algunos tipos de intersecciones a diferentes niveles, que se pueden encontrar se ilustran en la figura II-4.



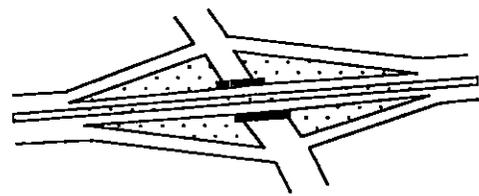
"T" o en trompeta.



"Y" o direccional.



Trébol parcial



Diamante

Figura II-4. Tipos de intersecciones a diferentes niveles.

2.3.7.3 Rampas.

Este término incluye todas las disposiciones y tamaños de enlaces que conectan dos ramas de una intersección a diferentes niveles.

La figura II-5 muestra los tipos más comunes de rampas que se pueden utilizar para que el conductor realice cambios de destino o de circulación sin tener que reducir

considerablemente su velocidad, reduciéndose la demora ocasionada al tránsito de paso de la carretera.

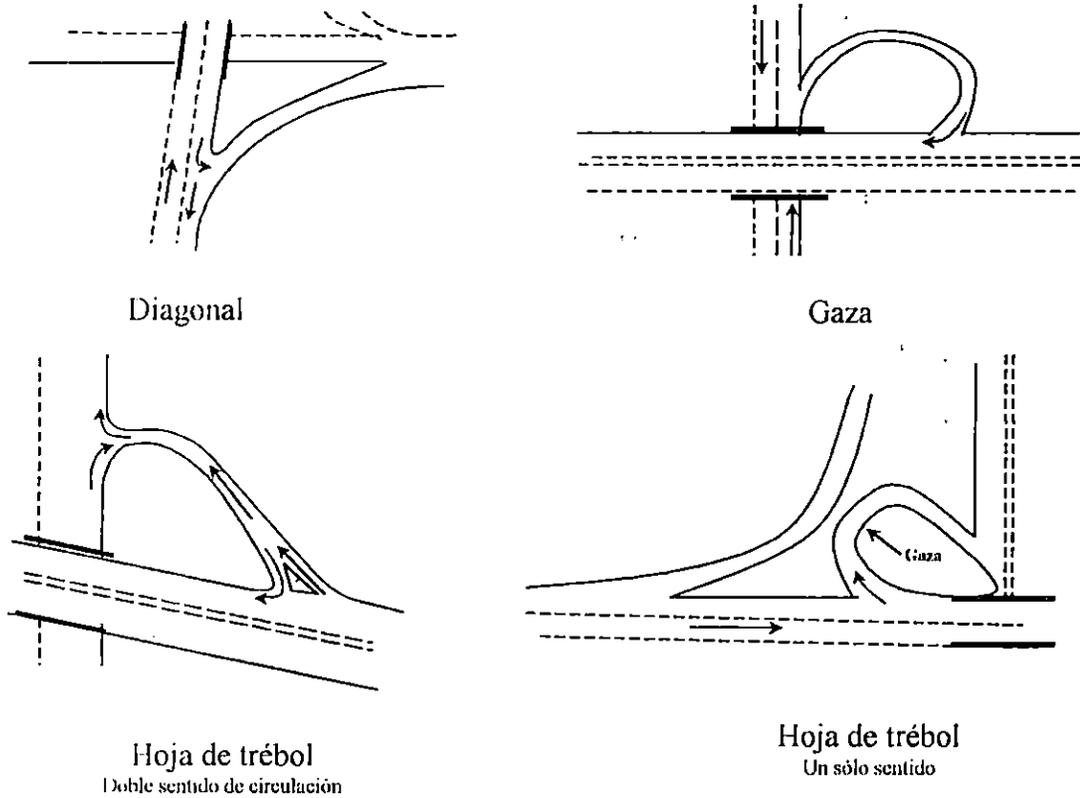


Figura II-5. Tipos más comunes de rampas.

2.3.7.4 Ejemplo de esquemas de circulación vehicular en intersecciones para la reducción de conflictos

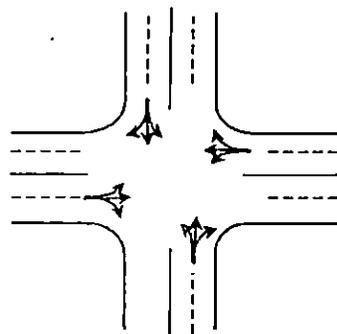


Figura II-6. Intersección simple no canalizada

En los entronques simples de cuatro ramas no canalizados (figura II-6) son apropiados para cruces de caminos con bajos volúmenes de tránsito y números reducidos de movimientos de vuelta de tal forma de no ocasionar demoras apreciables en el movimiento de paso, entre los factores a considerar para la buena operación de la

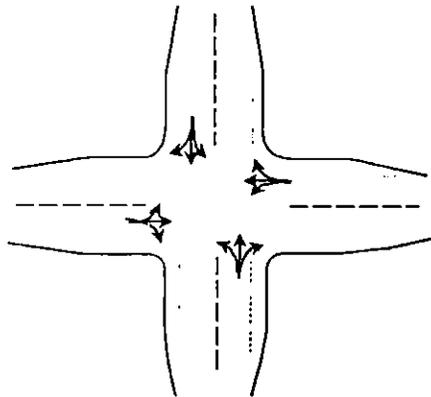


Figura II-7. Intersección simple con carriles adicionales

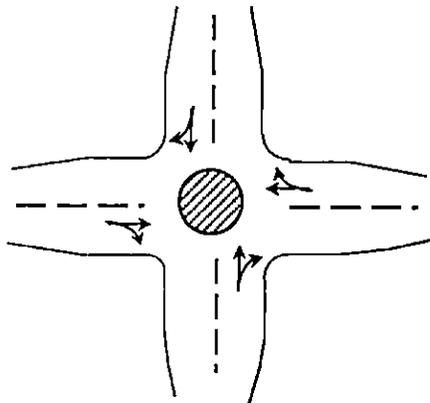


Figura II-8. Intersección de cuatro ramas tipo rotativa.

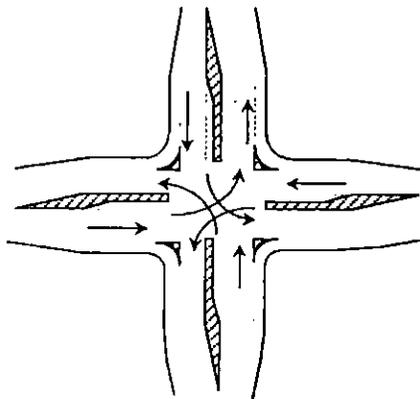


Figura II-9. Intersección simple canalizada.

intersección es buena visibilidad y esquinas redondeadas para facilitar el movimiento de vuelta.

Cuando los volúmenes de tránsito aumentan, es necesario incrementar la capacidad de la intersección por medio de carriles adicionales o de transición, (figura II-7) tanto para las entradas como para las salidas de los sus movimientos de vueltas, especialmente para giro derecho. Cuando existe espacio físico suficiente en la intersección se le puede proporcionar una isleta central de tal forma de proporcionar una circulación continua Como el mostrado en la Figura II-8 y por medio de este arreglo eliminar el conflicto de cruce que es el de mayor peligrosidad para los accidentes. Por lo general este arreglo se da en intersecciones de más de cuatro accesos.

Debido a que los espacios físicos son reducidos en áreas urbanas y los volúmenes de tránsito vehicular y peatonal aumentan en una intersección, particularmente los movimientos de giro izquierdo y giro derecho, es necesario canalizar estos movimientos a través de la infraestructura de carriles de deceleración para los giros izquierdos desde la calle principal a través de la faja separadora, y vías de separación para los movimientos derechos, (figura II-9) con la colocación de isletas y faja

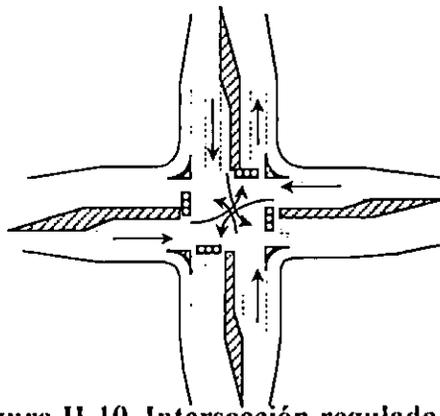


Figura II-10. Intersección regulada con semáforo.

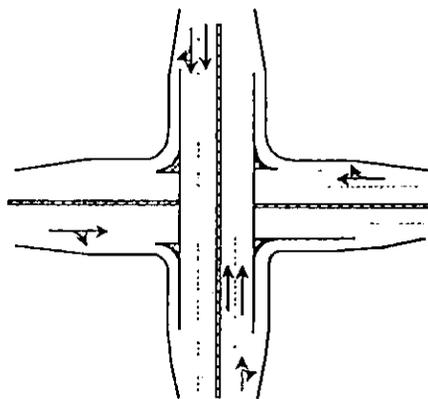


Figura II-11. Intersección a diferente nivel.

separadora se facilitan las maniobras de giro, reduciendo las maniobras indebidas e invasiones a los carriles en sentido contrario, aumentando la seguridad de los vehículos y la capacidad de la intersección.

Cuando los volúmenes de vueltas a la izquierda desde la calle principal son altos y producen grandes colas, debido al grado de preferencia del tránsito de paso de la circulación opuesta, se hace necesario la infraestructura de un dispositivo de control (semáforo) en los accesos, (figura II-10) de tal forma de crear un movimiento de giro protegido, dándole un mayor desalojo a los vehículos en espera, generando seguridad al movimiento.

Las intersecciones a diferentes niveles, (figura II-11) surgen como una alternativa, cuando las intersecciones a nivel no tienen la capacidad suficiente para alojar todos los movimientos vehiculares, tanto de paso como de giro. Lográndose de esta manera un tránsito continuo con un mínimo de demoras en una infraestructura vial.

2.4 Dispositivos para el control del tránsito.

2.4.1 Generalidades

Se le llama dispositivos para el control del tránsito a las señales, marcas, semáforos y cualquier otro dispositivo, que se coloca sobre o adyacente a la calle por una autoridad pública, para prevenir, regular y guiar a los usuarios de las mismas. Los

dispositivos para el control de tránsito se clasifican en señalización, obras y dispositivos diversos y semáforos.

Cualquier dispositivo para el control de tránsito debe reunir los requisitos siguientes: Satisfacer una necesidad, Llamar la atención, Transmitir un mensaje simple, claro y oportuno.

2.4.2 Semáforos.

Los semáforos modernos asignan el tiempo de muchas maneras, desde la modalidad más sencilla de tiempos prefijados (tiempos fijos) y dos fases hasta la más compleja de regulación actuada y multifase. Los semáforos pueden operar en tres modalidades básicas, dependiendo del tipo de equipo de control empleado:

- Operación prefijada o de tiempos fijos. En la operación prefijada, la duración del ciclo, las fases, los tiempos de verde y los intervalos de cambio están todos prefijados. El semáforo rota por este ciclo definido de forma constante: cada ciclo es el mismo, siendo la duración la duración del ciclo y las fases constantes.

- Operación semiaccionada por el tránsito. En este tipo de operación la calle principal en cuestión tiene la indicación “verde” durante todo el tiempo hasta que los detectores de la calle secundaria indiquen que un vehículo, o vehículos, ha llegado a uno o ambos accesos secundarios, brindándole una fase de “verde” a la secundaria, después de un intervalo de cambio apropiado, que se mantiene hasta que todos los vehículos hayan pasado, o hasta que el verde de la calle secundaria alcance un tiempo preestablecido máximo.

- Operación totalmente accionadas. En la operación totalmente accionada todas las fases semafóricas están controladas por detectores. En general los tiempos de verde mínimos y máximos están especificados para cada fase así como la secuencia de fases. En esta forma de operación las duraciones del ciclo y los tiempos de verde pueden variar considerablemente según la demanda. Ciertas fases del ciclo pueden ser opcionales y pueden ser anuladas totalmente si los detectores no registran demanda.

En una intersección regulada por semáforos la asignación de tiempo de verde no es lo único que tiene un impacto significativo sobre la capacidad y las operaciones, sino

también la disposición de los movimientos de giro dentro de la secuencia de fases. Las fases semafóricas pueden dar cabida a movimientos de giro protegidos, permitidos, o sin oposición.

Un movimiento de giro permitido se realiza a través de un flujo peatonal conflictivo o bien contra un flujo vehicular en sentido opuesto. Los giros protegidos son aquellos que se llevan a cabo sin estos conflictos. Este tipo de giro a menudo consume una mayor cantidad de tiempo de verde disponible que un giro permitido.

2.4.3 Señalización.

Las señales viales son la forma de transmitir a los usuarios de las vías las normas para circular sobre el sistema vial a fin de lograrse una operación del tránsito en forma normal y eficiente. La señalización se clasifican de dos formas: señalamiento vertical (señales preventivas, restrictivas e informativas) y horizontal (marcas sobre el pavimento). Las señales verticales según el mensaje que transmitan se clasifican en: señales preventivas, restrictivas e informativas.

Señales preventivas. La principal función es dar al usuario una prevención de la existencia, de un peligro potencial sobre o a un lado de la carretera. Las características que pueden justificar su uso son:

- Cambios en la alineación horizontal y vertical por la presencia de curvas.
- Pendientes peligrosas.
- Pasos peatonales y cruces escolares etc.

Señales restrictivas. Estas señales tienen como función expresar en la carretera alguna fase del reglamento de tránsito, para su cumplimiento por parte del usuario, tendiendo a restringir algún movimiento. Estas se clasifican en los siguientes grupos:

- De derecho de vía.
- De velocidad máxima o mínima.
- De estacionamiento, etc.

Señales informativas. Son identificadas como SI, y funcionan como guía al usuario a lo largo de su viaje por las calles y carreteras, informándole sobre nombres y

ubicación de poblaciones, lugares de interés, servicios, etc.

Las señales informativas se clasifican en.

- De identificación (SII). Tiene como función identificar el nombre de las calles
- De destino (SID). Informan a los usuarios sobre el nombre y la ubicación de cada uno de los destinos que se presentan a lo largo de su recorrido. Estas se clasifican en previas, decisivas y confirmativas.
- De recomendación (SIR) e información general (SIG). Funcionan como recomendaciones, disposiciones de seguridad y de información general de carácter poblacional y geográfico que conviene observar durante su recorrido.
- De servicios y turísticas, de servicios (SIS) y turísticas (SIT). Proporcionan información general de carácter poblacional, geográfico y de la existencia de un lugar turístico y/o recreativo.

2.4.4 Obras y dispositivos de tránsito.

Son obras que se construyen y/o dispositivos que se colocan dentro de una calle o carretera o en sus inmediaciones para protección, encauzamiento y prevención de conductores de vehículos y peatones. De acuerdo a su función, se clasifican en cercas, defensas, indicadores de obstáculos, reglas y tubos guía, etc.

2.4.5 Marcas de tránsito.

Son indicaciones en forma de rayas, símbolos y letras que se pintan sobre el pavimento, guarniciones y estructuras, dentro o adyacente a las vías de circulación, así como objetos que se colocan sobre la superficie de rodamiento con el fin de canalizar el tránsito. Las marcas sobre el pavimento son todas las rayas como: central sencilla continua o discontinua, separadora de carriles, en las orillas de la calzada, canalizadoras, cruce de peatones, estacionamiento, de parada, etc.

La figura II-12, muestra un ejemplo de diverso tipos de rayas y marcas en el pavimento en aproximaciones de una intersección.

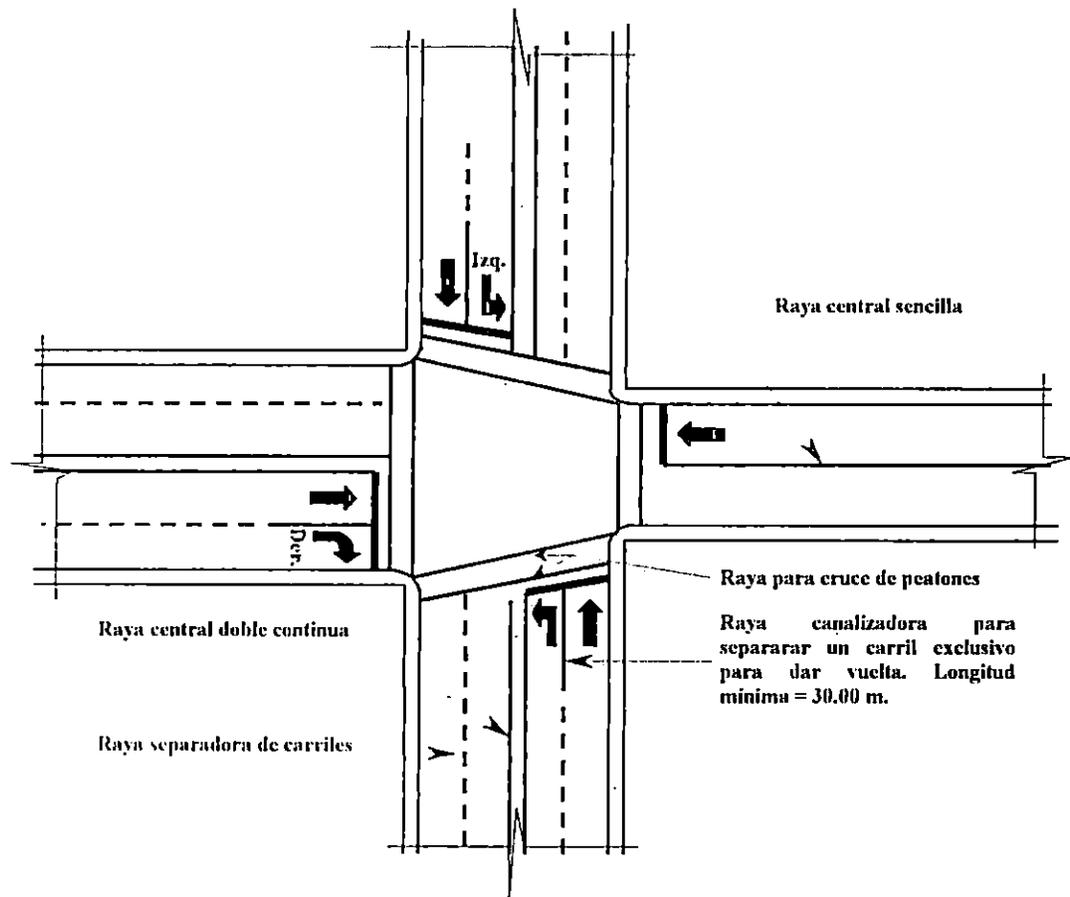


Figura II-12. Diversos tipos de rayas y marcas en el pavimento.

2.5 Capacidad y niveles de servicio.

2.5.1 Generalidades.

Se define como capacidad de una infraestructura vial, al máximo flujo horario de vehículos que atraviesan un punto o sección uniforme de un carril o carretera durante un periodo de tiempo dado, sometido a las condiciones prevalcientes. No se puede realizar el estudio de capacidad de una infraestructura vial, sin hacer referencia a otras consideraciones importantes que tienen que ver con la calidad del servicio proporcionado por ella, ya que la capacidad solamente nos permite evaluar la suficiencia (cuantitativo) que dicha infraestructura esta ofreciendo, surgiendo así, el termino **nivel de servicio**, que es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular, y de su percepción por parte de los motoristas y/o pasajeros, que

hacen uso de la infraestructura vial.

2.5.2 Consideraciones básicas sobre capacidad y niveles de servicio.

1. La capacidad se define para las condiciones prevalecientes de la carretera, la circulación, y los sistemas de control, que deben ser razonablemente uniformes para la infraestructura vial analizada. Cualquier cambio en las condiciones prevalecientes supondrá un cambio en la capacidad de la infraestructura vial. La definición asume la existencia de buen clima y la inexistencia de accidentes. Dado que la capacidad se define para condiciones prevalecientes, que son factores que al variar la modifican estos se agrupan en tres tipos generales:

- **Condiciones prevalecientes de la carretera:** Son las características físicas de la carretera 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 de 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.

- **Condiciones prevalecientes de la circulación.** 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 y autobuses.

- **Condiciones prevalecientes de los sistemas de control.** Hace referencia a los dispositivos para el control del tránsito, tales como semáforos, señales restrictivas, etc.

2. La capacidad se refiere a un flujo vehicular o de personas máximo durante un periodo específico de tiempo, que muy a menudo es el periodo de quince minutos máximo, dentro de la hora de máxima demanda, el cual se expresa así:

$$FHMD = \frac{V H M D}{4 \times (q_{\text{máx15}})}$$

3. La capacidad se basa en una esperanza razonable, es decir, la capacidad de una infraestructura vial, es una tasa de flujo que puede ser repetidamente alcanzada durante periodos punta en los que exista suficiente demanda.

4. La capacidad se define en términos de vehículo a la hora.

5. La capacidad normalmente se refiere a una "sección o segmento uniforme" de la infraestructura vial. El análisis de capacidad se lleva a cabo en segmentos de una infraestructura vial, que tienen condiciones uniformes de la circulación, la vía y los sistemas de control. Dado que la capacidad se ve afectada por estos factores, los segmentos que tienen distintas condiciones prevalecientes tendrán a su vez capacidades diferentes. A menudo la sección con las peores condiciones de explotación determina los niveles de servicio generales de la misma. El Manual de Capacidad de Carreteras^[1] de 1994, traducido por la Asociación Técnica de Carreteras de España, ha establecido seis niveles de servicio denominados con las letras: A, B, C, D, E y F, que van del mejor (nivel de servicio A), al peor (nivel de servicio F), estas se ilustran en la figura II-13. Las condiciones de circulación de estos niveles son:

- **Nivel 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 motorista, pasajero o peatón, es excelente.

- **Nivel de servicio B.** Esta dentro del rango de 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 comienza a influir en el comportamiento individual de cada uno.

- **Nivel de servicio C.** Pertenece al rango del flujo estable, pero marca el comienzo 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 libertad de maniobras comienza a ser restringida. El nivel de comodidad y conveniencia desciende notablemente.

- **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.

- **Nivel de servicio E.** El funcionamiento está en él 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.

- **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.

El Manual de Capacidad de Carreteras nos proporciona la base analítica para realizar los cálculos de diseño y toma de decisiones, pero el diseñador debe usar su criterio para seleccionar el nivel de servicio adecuado. El diseñador posiblemente puede seleccionar una tasa de flujo de servicio inferior a la demanda anticipada, para ciertas rutas recreacionales o por razones medioambientales o de planeación del uso del suelo. Sin embargo, la tabla II-1 puede servir como guía, para elegir el valor apropiado de una infraestructura vial en particular.

Ya sea que se diseñe una arteria, una calle local, o una autopista, la elección del nivel de servicio deseado debe ser cuidadosamente ponderado porque, la suficiencia de una vía depende de esta elección. Una vez que el nivel de servicio ha sido seleccionado, es deseable que todos los elementos de la carretera, (como intersecciones, rampas, ramales, etc.) sean consistentemente diseñados para este nivel de servicio.

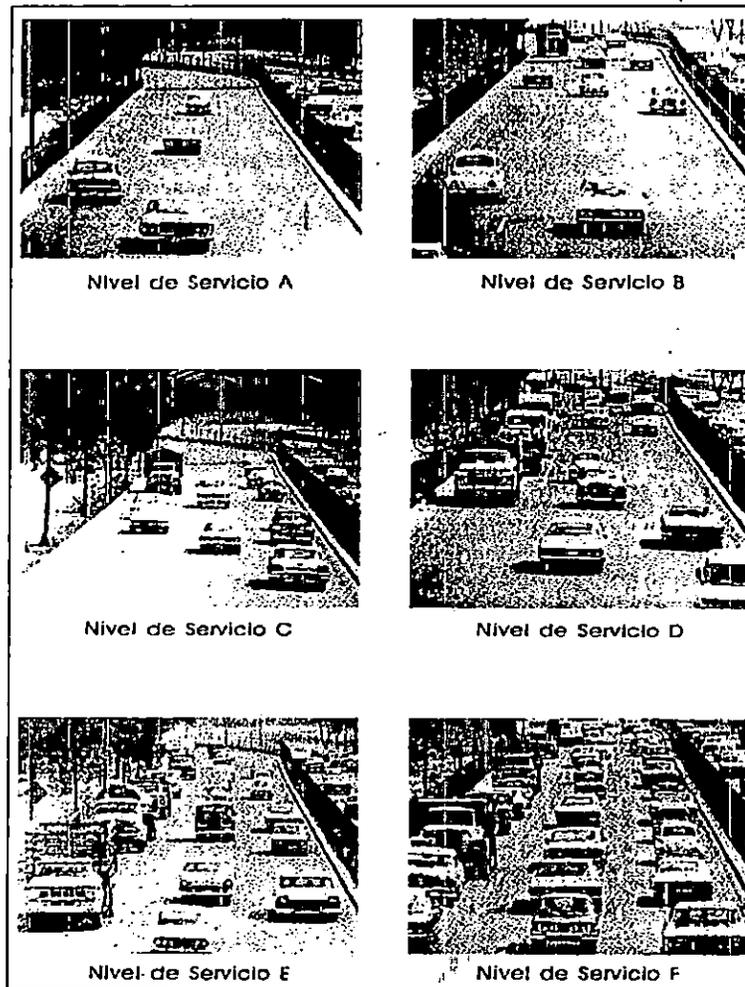


Figura II.13. Ilustración de los niveles de servicio.

Tabla II-1. Guía para la selección del nivel de servicio de diseño.

Tipo de carretera	Tipo de área y nivel de servicio apropiado			
	Nivel Rural	Rural ondulado	Rural montañoso	Urbano y Suburbano
Autopista	B	B	C	C
Arterial	B	B	C	C
Colectora	C	C	D	D
Locales	D	D	D	D

Fuente: American Association of State Highway and Transportation officials. AASHTO, 1994

6. Los parámetros utilizados para una identificación práctica de los niveles de servicio de las diversas infraestructuras viales, se denominan medidas de eficacia y se muestran en la tabla II-2.

Tabla II-2. Medidas de eficacia para diferentes tipos de infraestructura vial.

Tipo de infraestructura vial	Medida de eficacia	Unidades
Autopistas	Densidad	Vl/km/c
Segmentos básicos de autopistas	Velocidad media de recorrido	Km/h
Entrecruzamientos	Tasas de flujo	Vl/h
Rampas de enlace		
Carreteras multicarril	Densidad	Vl/h
	Velocidad libre	Km/h
Intersecciones reguladas con semáforo	Demora media en parada	Sg/v
Intersecciones sin semáforo	Demora total media	Sg/v
Arterias	Velocidad media de recorrido	Km/h

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994.

2.5.3 Capacidad y niveles de servicio en intersecciones con semáforo.

La capacidad en una intersección con semáforo se define para cada acceso, como la tasa de flujo máxima que puede pasar a través de la intersección bajo las condiciones prevalecientes en ella. En el método de análisis, del tipo de operación de una intersección semáforizada, se requiere información detallada sobre las condiciones prevalecientes de la circulación, la carretera, y de los sistemas de control, incluyendo una definición completa de las fases del semáforo, del reglaje, el tipo de control y una evaluación de la progresión semafórica en cada acceso, para hacer un análisis completo de la capacidad y el nivel de servicio que esta prestando una intersección semáforizada existente o futura.

El nivel de servicio de una intersección con semáforo se define a través de las demoras, las cuales representan para el usuario una medida del tiempo perdido de viaje, el consumo de combustible, la incomodidad y la frustración.

2.5.4 Capacidad y nivel de servicio en áreas de entrecruzamiento.

El entrecruzamiento se define como la convergencia o divergencia de dos o más corrientes de tránsito que circulan en el mismo sentido a lo largo de un tramo de longitud efectiva de carretera, sin la intervención de instrumentos de control de tráfico o también cuando un ramal de entrada le sigue inmediatamente otra de salida, y ambos se unen mediante un carril auxiliar. Estas zonas de entrecruzamiento pueden existir en cualquier tipo de carretera como autopistas, multicarriles, arterias, rotondas, etc.

Los niveles de servicio en las áreas de entrecruzamiento están directamente relacionados con las velocidades medias en movimientos de los vehículos que se entrecruzan y los que no se entrecruzan.

2.5.5 Capacidad y niveles de servicio en intersecciones a diferentes niveles.

Una intersección de pasos a diferentes niveles, es una estructura que forma parte del sistema vial en que se ubica. Por esta razón la capacidad y el nivel de servicio de una intersección dependen de la jerarquización de la vía en que se encuentre inmersa, el método de análisis, así como de los conflictos que se presentan en tramos específicos del área de influencia de los accesos. Por lo anterior se deberá aplicar la metodología a aplicar es el de analizarlas como segmentos de tramos libres de carreteras.

El nivel de servicio de una estructura vial, es una medida cualitativa de las condiciones de explotación de un flujo vial y de la percepción de los motoristas y pasajeros, que hacen uso de la instalación. Por lo tanto deberán cumplir las condiciones requeridas para el análisis de tramos de carreteras libres.

2.6 Métodos de tránsito vial.

Los métodos de tránsito vial se utilizan para describir la forma en que opera, una infraestructura vial existente o futura, a la vez que establecen una metodología correspondiente al tipo análisis. Los métodos para determinar el nivel de servicio de una infraestructura vial pueden variar desde los más elementales formados por la recopilación de datos de tránsito hasta la modelación por medio de ordenadores.

El Manual de Capacidad de Carreteras, propone un método de evaluación para

tres tipos de análisis, los cuales son:

- **Análisis de circulación.** Consiste en establecer la operación de una infraestructura vial a través de determinar su nivel de servicio.
- **Análisis de diseño.** Consiste en determinar el número de carriles necesarios para brindar un nivel de servicio específico.
- **Análisis de planificación.** Se usa para determinar a largo plazo el tipo de infraestructura vial sus dimensiones.

2.7 Clasificación vial.

La clasificación vial de las carreteras dentro de diferentes sistemas de circulación del tránsito, clases funcionales, o tipos geométricos son indispensables para una buena comunicación entre los ingenieros, administradores, y el público en general. La clasificación que se utiliza para fines de ingeniería civil de las carreteras es la clasificación funcional, la cual esta basada en los volúmenes de tránsito que la carretera es capaz de movilizar, las condiciones de desarrollo de la zona analizada, ubicación, características geométricas, etc.

En nuestro país la clasificación vial comprende dos grandes grupos, las vías de circulación mayor que esta comprendida por: autopistas, vías expresas, arterias primarias y arterias secundarias, y las vías de circulación menor que comprende las vías de distribución, de reparto y de acceso^[9].

Las vías arteriales en el AMSS tienden a ser de tres tipos principales de funcionamiento: arteriales, distribuidoras y locales^[7], no existen autopistas metropolitanas con accesos restringidos; el concepto de cada una de ellas se definen a continuación:

Vías arteriales: Son las que atiende los mayores volumen de tránsito; su función es de movilidad más que para llegar a un destino; esta deberá permitir mayor velocidades y menores tiempo de viaje, para lograr velocidades mayores debe tener acceso restringido.

Vías colectoras: es un intermedio entre las arteriales y locales, se puede viajar a

mayores velocidades y unir distancias mayores, tiene una función de accesibilidad más restringida que la local.

Vías locales o de acceso: Sirven para viajes cortos y bajas velocidades, son el último recorrido para llegar a un destino.

CAPITULO III "MARCO TEÓRICO DE DISEÑO GEOMÉTRICO"

3.1 Elementos para el diseño geométrico de una infraestructura vial.

3.1.1 Generalidades.

Los principales elementos que intervienen en el proyecto de diseño geométrico de una infraestructura vial son las características generales: de la distancia de visibilidad, del alineamiento y la sección transversal de la calzada, lo cual aplica a intersecciones a un mismo nivel, como a intersecciones a diferentes niveles.

Entre los parámetros que sirven de base para establecer los elementos geométricos de un proyecto tenemos: el vehículo de proyecto, la velocidad y los volúmenes de tránsito.

El vehículo de proyecto es un vehículo hipotético, cuyas características geométricas definidas por las dimensiones y el radio de giro del vehículo y de operación definidas principalmente por la relación peso/potencia, sirven para establecer la normativa de las características geométricas de una infraestructura vial.

La AASHTO, establece tres clases generales de automotores, llamados vehículos livianos (incluye todos los vehículos y camiones de entrega ligeros como los pick-ups), los camiones (incluye los camiones simples, combinación de camión-tractor con semirremolque y camiones o camión-tractor con semirremolque en combinación con remolque completo) y los autobuses (comerciales y particulares). En la figura III-1 y la tabla III-1 se ilustran las principales características del vehículo de proyecto.

El radio de giro, la distancia de entre ejes y la entrevía del vehículo, definen la trayectoria que siguen las llantas cuando el vehículo efectúa un giro. Estas trayectorias, sirven para calcular las ampliaciones en las curvas horizontales de una infraestructura vial y para el diseño de la orilla interna del rodaje en los ramales de las intersecciones.

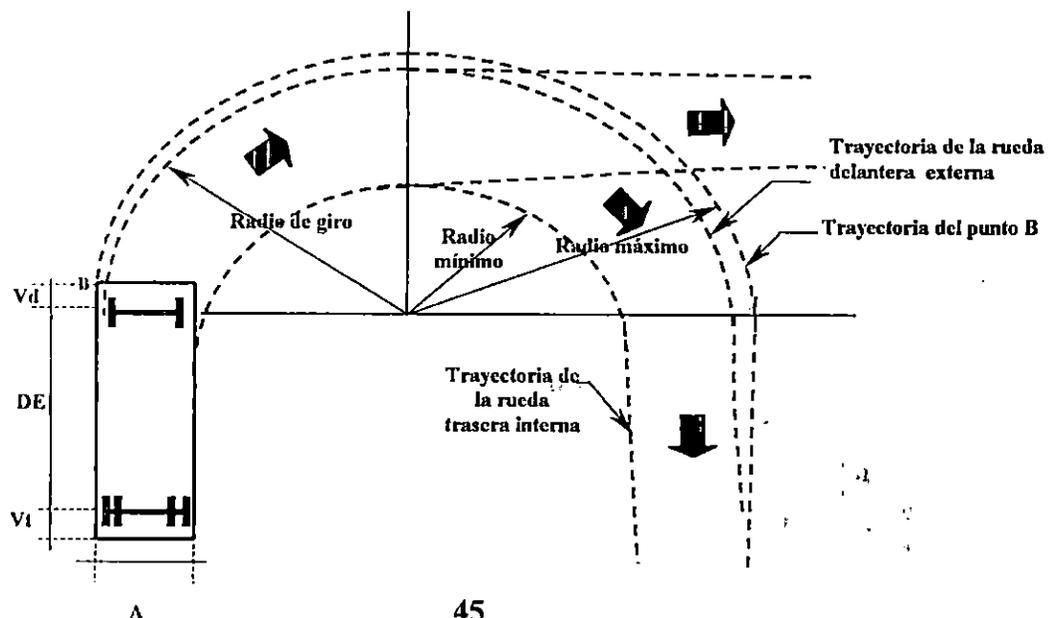
Las características de operación del vehículo se determinan principalmente por la relación peso / potencia, la cual en combinación con otras características del vehículo y del conductor, determinan la capacidad de aceleración y desaceleración, la estabilidad en las curvas y los costos de operación.

15
Tabla III-1. Características de los vehículos de diseño.

CARACTERÍSTICAS DE LOS VEHÍCULOS	SIMBOLO	UNIDAD	TIPOS DE VEHÍCULOS DE PROYECTO				
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525
Longitud total del vehículo	L	m	5.80	7.80	9.15	15.25	16.78
Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	m	3.35	4.50	6.10	12.20	15.25
Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	m	-	-	-	3.97	9.15
Distancia entre ejes del semirremolque	DES	m	-	-	-	7.62	6.10
Vuelo delantero	Vd	m	0.92	1.00	1.22	1.22	0.92
Vuelo trasero	Vt	m	1.53	1.80	1.83	1.83	0.61
Distancia entre ejes tándem tractor	Tt	m	-	-	-	-	1.22
Distancia entre ejes tándem semirremolque	Ts	m	-	-	-	1.22	1.22
Distancia entre ejes interiores tractor	Dt	m	-	-	-	3.97	4.88
Distancia entre ejes interiores semirremolque	Ds	m	-	-	-	7.01	7.93
Ancho total del vehículo	A	m	2.14	2.44	2.59	2.59	2.59
Entreavía del vehículo	EV	m	1.83	2.44	2.59	2.59	2.59
Altura total del vehículo	Ht	m	1.67	2.14-4.12	2.14-4.12	2.14-4.12	2.14-4.12
Altura de los ojos del conductor	Hc	m	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
Altura de los faros delanteros	Hf		0.61	0.61	0.61	0.61	0.61
Altura de los faros traseros	Hi	m	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61
Angulo de desviación del haz de luz de los faros	A		1°	1°	1°	1°	1°
Radio de giro mínimo	Rg	m	7.32	10.40	12.81	12.20	13.72
Peso total	Wv	kg	2,500	4,000	7,000	11,000	14000
	Wc	kg	5,000	10,000	17,000	25,000	30000
Relación peso/ potencia	Wc/p	kg/hp	45	90	120	180	180

Fuente: American Association of State Highway and Transportation, 1994.

17
Fig. III-1. Principales Características del vehículo de proyecto, para giros de 180°.



Las características de operación del vehículo de proyecto sobre las tangentes varían, dependiendo del tipo de vehículo analizado más, sin embargo, al hacer un análisis del efecto de la tangente sobre la operación vehicular se toma como referencia a los vehículos pesados, debido a que es sobre estos en los cuales los efectos se ven mayormente reflejados, como son una reducción de la velocidad, generado principalmente por la longitud de la pendiente y la relación peso potencia. En pendientes ascendentes la máxima velocidad que puede ser mantenida por un camión depende principalmente de la longitud de la pendiente y la relación peso/potencia del automotor, que es el grueso de la masa vehicular dividida por el poder del motor. Existen otros elementos que afectan la velocidad promedio sobre la longitud de la pendiente como son la velocidad de entrada, la resistencia del viento y la experiencia del conductor, las últimas dos, causan únicamente variaciones menores en la velocidad promedio. El efecto de la razón y la longitud de la pendiente sobre la velocidad de un camión típico se muestran en la figura III.2.

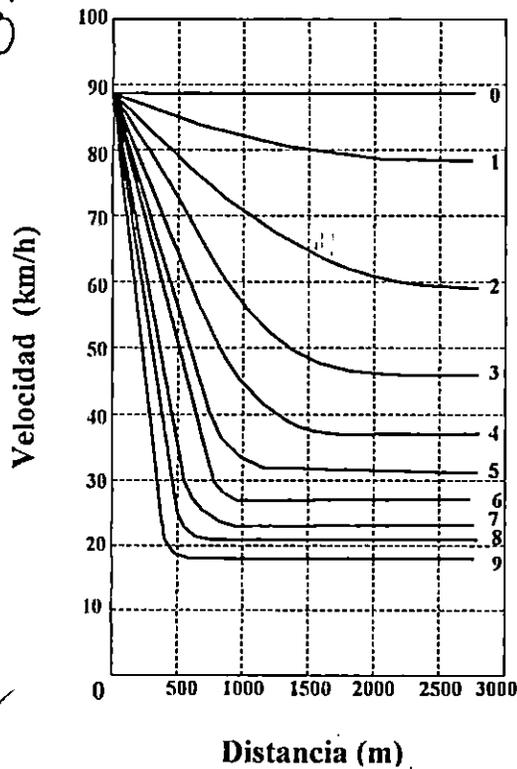


Figura III.2. Curvas distancia-velocidad para la deceleración de un camión típico de 180 kg/kw (de pendientes ascendentes en porcentajes).

2. La velocidad de proyecto llamada también velocidad de diseño, es la velocidad máxima a la cual pueden circular los vehículos con seguridad sobre una sección específica de una infraestructura vial, cuando las condiciones atmosféricas y de la circulación son favorables. La velocidad de proyecto se utiliza para “establecer las especificaciones de diseño geométrico mínimo de los elementos de una infraestructura vial, en una sección en particular”.

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. La tabla III.2 tomada del Manual de Diseño Geométrico de California^[1], muestra los rangos de velocidades de proyecto sugeridas para vías arteriales urbanas.

Tabla III.2. Condiciones relacionadas a la velocidad de proyecto en vías arteriales.

CONDICIONES RELACIONADAS		VELOCIDAD DE PROYECTO
Tipo de Terreno	Ubicación	Km/h
CALLES ARTERIALES:		
-	Urbano	60-100
CALLES ARTERIALES CON DESARROLLO EXTENSIVO:		
-	Urbano	50-70

Fuente: Highway Design Manual, California. 1995.

+ 1, ~~3.1.2~~ Distancia de visibilidad.

~~3.1.2~~ Generalidades.

Distancia de visibilidad, es la longitud visible continua de carretera al frente del conductor. Se consideran tres tipos de distancia de visibilidad: distancia de rebase, de frenado y de toma de decisión. La distancia de visibilidad de frenado se provee para todos los elementos de intercambiadores e intersecciones a nivel, incluyendo los accesos a propiedades privadas. La distancia de visibilidad de toma de decisión es usada en puntos principales donde el motorista se ve forzado a tomar decisiones complejas o instantáneas, cuando la información es difícil de percibir, o cuando maniobras inesperadas o inusuales son necesarias.

A.3.1.2.2 Distancia de visibilidad de rebase.

Es la distancia de visibilidad mínima requerida por el conductor de un vehículo, para adelantar a otro vehículo en forma segura y con comodidad. La distancia de visibilidad de rebase se considerara únicamente en carreteras de dos carriles.

El adelantamiento debe producirse sin reducir la velocidad del vehículo que viaja a la velocidad de diseño, debiendo adquirir la visión (el vehículo que realiza la maniobra) una vez las maniobras de adelantamiento se inicien. La distancia de visibilidad disponible para rebase en cualquier lugar, se establece a partir del principio: "la mayor distancia, en la que los ojos del conductor ubicados a 1,070 mm por encima de la superficie del pavimento, pueden ver la parte superior de un objeto de 1,300 mm de altura sobre la carretera", la tabla III-3 resume los valores estándar de distancias de visibilidad de rebase para condiciones de terreno a nivel.

Tabla 1

~~Tabla III-3.~~ Distancias de visibilidad de rebase mínimas para condiciones a nivel, relacionados con la velocidad de diseño.

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia de rebase (m)
30	217
40	285
50	345
60	407
70	482
80	541
90	605

Fuente: American Association of highway and transportation officials. AASHTO, 1994.

≡ Distancia de visibilidad de rebase sobre curvas en cresta vertical. La aplicación del principio de distancia de visibilidad de rebase sobre curvas en cresta vertical se ilustra en la figura III-3, los valores a utilizar en la distancia de visibilidad sobre curvas verticales en cresta son los de la tabla III-3.1

Condiciones que se pueden presentar en una curva en cresta vertical, respecto a la distancia de visibilidad de rebase:

1. La distancia de visibilidad de rebase sobre curvas verticales en cresta es mayor que la longitud de la curva ($d > L$):

$$L = 2d - 946/A$$

2. La distancia de visibilidad de rebase sobre curvas verticales en cresta es menor que la longitud de curva ($d < L$):

$$L = \frac{Ad^2}{946}$$

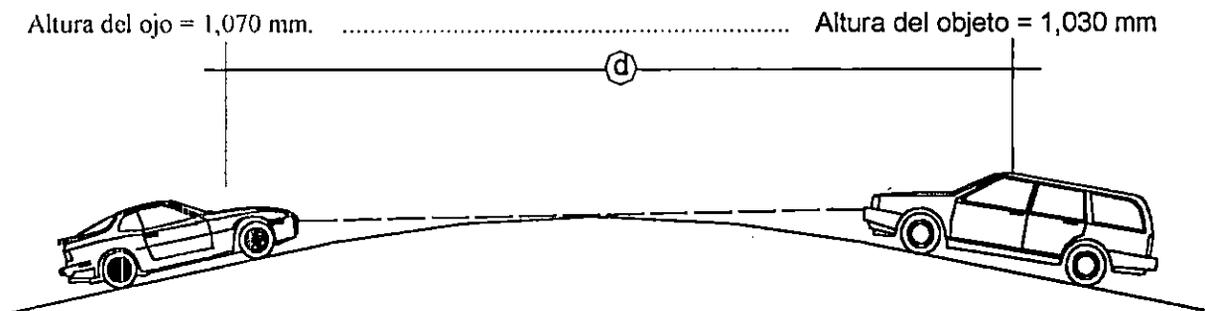
Donde:

L = longitud de la curva [m].

d = distancia de visibilidad de rebase sobre curvas verticales en cresta [m].

A = diferencia algebraica de pendientes [%].

Figura ~~II~~3. Ilustración del principio de distancia de visibilidad de rebase en curvas verticales en cresta.



B. 3.1.2.3 ~~3.1.2.3~~ Distancia de visibilidad de frenado.

Es la distancia mínima disponible sobre la carretera, para habilitar al conductor del vehículo que viaja próximo o cercano a la velocidad de diseño detenerse antes de alcanzar un objeto estacionado en su paso. La distancia de visibilidad de frenado se determina a partir del principio "los ojos del conductor, se encuentran a 1,070 mm por encima de la superficie del pavimento, y observan a un objeto de 150 mm de altura sobre la carretera".

La tabla ~~II~~4, muestra los valores estándar para distancias de visibilidad de frenado, relacionados con la velocidad de diseño, los cuales deben ser los valores mínimos a utilizar en el diseño. La distancia de visibilidad de frenado aproximada de un

vehículo sobre una carretera a nivel puede determinarse a través de la siguiente ecuación:

$$d = (0.278)(t)(v) + \frac{v^2}{254f}$$

Donde:

d = distancia de frenado [m]

v = velocidad de diseño [km/h]

f = coeficiente de fricción entre las llantas y el pavimento en condiciones húmedas.

t = tiempo de reacción, generalmente se asume el valor de 2.5 seg.

Tabla III-4. Distancias de visibilidad estándar para condiciones a nivel, relacionados con la velocidad de diseño.

Velocidad de diseño (km/h)	Coficiente de fricción	Distancia de frenado ^[a] (m)
30	0.40	30
40	0.38	50
50	0.35	65
60	0.33	85
70	0.31	105
80	0.30	130
90	0.30	160

Fuente: Highway Manual Design, California, 1995.

a : estos valores han sido redondeados para proporcionar un margen de seguridad.

– Efecto de la pendiente en la distancia de visibilidad de frenado. Cuando una carretera este sobre una pendiente, la fórmula estándar para la distancia de frenado es la siguiente:

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

Donde:

G = porcentaje de la pendiente dividido por 100, con el respectivo signo de la pendiente: (-) para pendientes descendentes y (+) para pendientes ascendentes, los demás términos son los previamente establecidos. Las distancias de frenado para diferentes pendientes se presentan en la tabla III-5, para condiciones del pavimento

húmedo. Los diferentes criterios aplicados para el cálculo de la distancia de frenado sobre pendientes ascendentes y descendentes, están basados en los efectos que las pendientes tienen en la velocidad de los vehículos, y particularmente en los camiones y como estos afectan a la velocidad total de la corriente del tránsito.

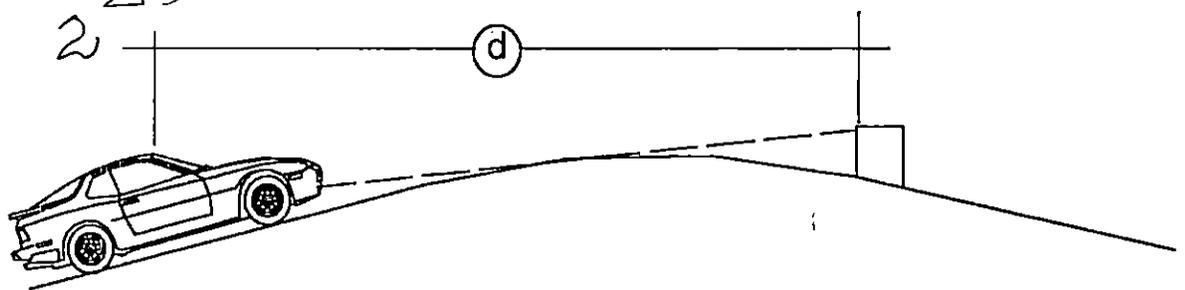
Tabla III-5. Efecto de la pendiente sobre la distancia de visibilidad de frenado sobre pavimentos húmedos.

Velocidad de diseño [km/h]	Distancia de visibilidad de frenado			Velocidad asumida para la condición [km/h]	Distancia de visibilidad de frenado para pendientes ascendentes		
	3%	6%	9%		3%	6%	9%
30	30.4	31.2	32.2	30	29.0	28.5	28
40	45.7	47.5	49.5	40	43.2	42.1	41.2
50	65.5	68.6	72.6	47	55.5	53.8	52.4
60	88.9	94.2	100.8	55	71.3	68.7	66.6
70	117.5	125.8	136.3	63	89.7	85.9	82.8
80	148.8	160.5	175.5	70	107.1	102.2	98.1
90	180.6	195.4	214.4	77	124.2	118.8	113.4

Fuente: Highway Manual Design, California.1995.

Distancia de visibilidad de frenado sobre curvas verticales en cresta. La figura III-4 ilustra la aplicación del principio de distancia de visibilidad sobre curvas verticales en cresta.

Figura III-4. Distancia de visibilidad de frenado sobre curvas verticales en cresta.



Altura del ojo = 1,070 mm; Altura del objeto = 150 mm

Condiciones que se pueden presentar en curvas verticales en cresta, respecto a la distancia de visibilidad de frenado:

1. La distancia de visibilidad de frenado sobre curvas en cresta vertical es mayor que la longitud de la cresta ($d > L$):

$$L = 2d - \frac{404}{A}$$

2. La distancia de visibilidad de frenado sobre curvas en cresta vertical es menor que la longitud de la cresta ($d < L$):

$$L = Ad^2/404$$

Donde:

L = longitud de la curva vertical [m].

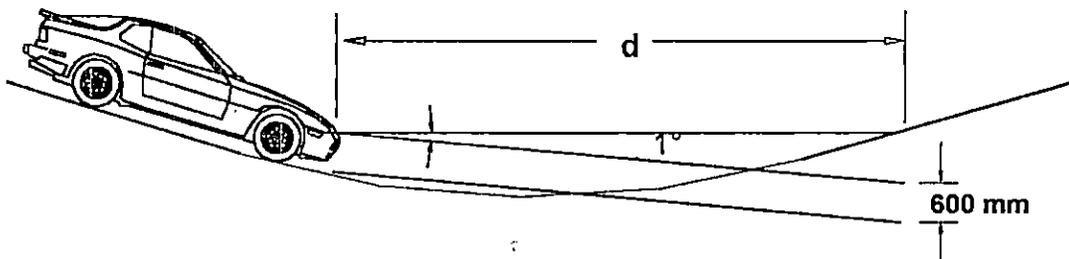
d = distancia de visibilidad de frenado sobre curvas en cresta [m].

A = diferencia algebraica de pendientes [%].

—**Distancia de visibilidad de frenado sobre curvas verticales en columpio.** La distancia de visibilidad de frenado sobre curvas verticales en columpio, es la distancia obtenida a partir de la iluminación proporcionada por los faros delanteros, debido principalmente a los problemas de visibilidad que se generan en este tipo de curvas durante la noche. Este principio se basa en que "la altura de los faros delanteros es de 600 mm y un grado de divergencia del rayo de luz desde el eje del vehículo", este principio se ilustra en la figura III-5. en las condiciones para curvas verticales en columpio se proporcionan las ecuaciones que nos satisfacen la distancia de visibilidad de frenado sobre curvas verticales en columpio.

Si la distancia de visibilidad de las luces delanteras no se puede obtener sobre una curva vertical en columpio, se deberá proveer la iluminación necesaria.

Figura III-5. Distancia de visibilidad de frenado en curvas verticales en columpio.



Condiciones que se pueden presentar en curvas verticales en columpio, respecto a la distancia de visibilidad de frenado.

- La distancia de visibilidad de frenado en curvas verticales en columpio es mayor que la longitud de la curva ($d > L$):

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

- La distancia de visibilidad de frenado en curvas verticales en columpio es menor que la longitud de la curva ($d < L$):

$$L = \frac{Ad^2}{120 + 3.5d}$$

Donde:

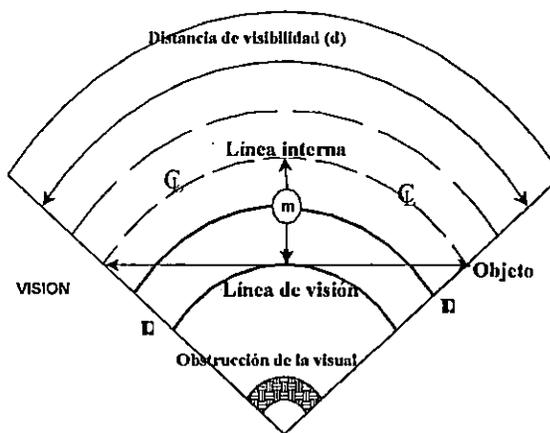
L = longitud de la curva vertical en columpio [m].

d = distancia del rayo de luz [m]

A = diferencia algebraica de pendientes [%]

— **Distancia de visibilidad de frenado en curvas horizontales.** Donde un objeto fuera del pavimento, construcción, etc. restringe la distancia de visibilidad, el radio mínimo de curvatura esta determinado por la distancia de visibilidad de frenado.

Figura III-6. Distancia de visibilidad de parada en curvas horizontales.



La distancia de visibilidad de frenado en curvas horizontales se ilustra en la figura III-6, y es medida a lo largo de la línea central del carril interno alrededor de la

curva, para lo cual se asume el principio que “el ojo del conductor está a 1,070 mm sobre del centro del carril interno (interno con respecto a la curva) y el objeto tiene una altura de 150 mm”, una altura de 600 mm puede ser usado como el punto medio de la línea de visión donde un talud obstruye la visibilidad. Esto asumiendo la existencia de poca o ninguna curvatura vertical. La distancia libre (m) se mide desde el centro del carril interno a la obstrucción (Nota: la letra “ m ” se ha utilizado para distinguirla de la “ m ” usada para metros).

Usando el radio de curvatura y la distancia de visibilidad para la velocidad de diseño (ver tabla III-6), la siguiente fórmula nos proporciona la distancia libre (m) desde el centro del carril central hasta la obstrucción.

$$m = R(1 - \cos(28,065 d/R))$$

Cuando el radio de curvatura y la distancia libre (m) a una obstrucción fija son conocido, la siguiente fórmula nos proporciona la distancia de visibilidad bajo esas condiciones.

$$d = R/28.65(\text{SEC}((R-m)/R))$$

Donde:

d = distancia de visibilidad sobre curvas [m].

R = radio de la línea central de la obstrucción del carril más cercano [m].

m = distancia de línea central del carril más cercano a la obstrucción lateral [m].

v = velocidad de diseño para distancia de visibilidad [Km/h].

Tabla III-6. Distancias de visibilidad sobre curvas horizontales.

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia de visibilidad [m]
50	65
60	85
70	105
80	130
90	160

Fuente: American Association of Highway and Transportation officials. AASHTO, 1994.

Nota: Las fórmulas anteriores aplican cuando la distancia de visibilidad horizontal es igual o menor a la longitud de la curva horizontal.

C. 3.1.2.4 Distancia de visibilidad de toma decisión.

La distancia de toma de decisión es la distancia requerida por un conductor para detectar algo inesperado u otras dificultades para percibir las fuentes de información o riesgos en un medio ambiente vial que puede estar visualmente desordenado.

La distancia de visibilidad de toma de decisión es medida utilizando el criterio de "1,070 mm como la altura del ojo y un objeto de 150 mm de altura".

2. ~~3.1.3~~ Características generales del alineamiento.

Las características generales del proyecto geométrico de alineación de una infraestructura vial, están definidas por la combinación del alineamiento horizontal y vertical, los cuales no deben ser diseñados independientemente, ya que se complementan el uno al otro.

A. ~~3.1.3.1~~ Alineamiento Vertical.

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona, éste se encuentra conformado por dos elementos: Tangentes y Curvas Verticales.

Tangentes en el alineamiento vertical. La longitud de una tangente en el alineamiento vertical es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva vertical anterior y el principio de la siguiente, se simboliza con la letra T. Los elementos que interviene para la determinación de la longitud de una tangente son el vehículo de proyecto, la configuración del terreno, el volumen y la composición del tránsito.

La pendiente de la longitud de una tangente en un proyecto, deberá permitir como mínimo el drenaje de la infraestructura vial y la mayor pendiente que se permite en el proyecto se determina por los requisitos impuestos por los elementos que intervienen en el alineamiento vertical. La AASHTO recomienda los siguientes valores de pendientes como máximos para vías arteriales urbanas con altos volúmenes de tránsito de camiones y condiciones de circulación cercanas a la capacidad, para evitar reducciones indeseables en la velocidad.

5
Tabla III-7. Máximas pendientes en arterias urbanas.

Velocidad de diseño [km/h]	Pendientes máximas en porcentaje		
	Plano	Ondulado	Montañoso
50	8	9	11
60	7	8	10
70	6	7	9
80	6	7	9
90	5	6	8

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 1994.

En nuestro país muchas veces nos vemos en la necesidad de implementar carreteras con pendientes superiores a las anteriormente establecidas, debido principalmente a la expansión demográfica y el espacio limitado con que contamos, lo cual nos obliga a utilizar cotas de construcción cada vez mayores, en la cadena montañosa. Tomando en cuenta lo anterior deberemos hacer un análisis exhaustivo en cuanto a la utilización de pendientes máximas, basándonos principalmente en el efecto que está tiene sobre las características operacionales del vehículo de proyecto.

— **Curvas verticales.** Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, con el fin de que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida; proporcionando una infraestructura vial bajo condiciones de circulación segura y confortable, apariencia agradable y características de drenaje adecuadas.

Para evitar discontinuidad en la aceleración de un vehículo al circular en una curva vertical, es conveniente hacer que está aparezca gradualmente, lo cual se logra introduciendo una curva cuya razón de variación de pendiente sea constante. Este criterio conduce a seleccionar arcos de círculo y la parábola como curvas de enlace y transición en los alineamientos verticales. Según su posición, las curvas verticales pueden ser en cresta y en columpio.

3.1.3.1A Tipos de curvas verticales.

Las curvas verticales de acuerdo a su geometría pueden ser de dos tipos: simétricas y asimétricas.

Curvas verticales simétricas: son aquellas donde las proyecciones de las

tangentes son de igual longitud.

Curvas verticales asimétricas: son aquellas donde las proyecciones de su tangente son de distinta longitud.

3.1.3.1.A.1 Propiedades geométricas de las curvas verticales simétricas.

• **Longitud de la curva.** Es la distancia medida horizontalmente entre el punto de comienzo vertical (PCV) y el punto de terminación de la curva vertical (PTV).

Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas (simétricas y asimétricas), los cuales son:

- Criterios de comodidad.
- Criterio de apariencia.
- Criterio de drenaje.
- Criterio de seguridad.

• **Pendiente en un punto cualquiera de la curva (p).** Se establece a partir de la propiedad: “la variación de la pendiente a lo largo de una parábola respecto a su longitud es uniforme”, estableciéndose la siguiente proporción:

$$p = p_1 - \frac{A l}{L}; \text{ Donde } A = p_1 - p_2.$$

Donde:

p_1 = pendiente de la tangente de entrada [%].

p_2 = pendiente de la tangente de salida [%].

p = pendiente en un punto cualquiera de la curva [%].

A = diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida [%].

L = longitud de la curva [m].

• **Pendiente de la cuerda a un punto cualquiera (p^i).** Se establece a partir de la propiedad: “la pendiente de una cuerda de la parábola es el promedio de las pendientes de las tangentes a la parábola en los puntos extremos de la cuerda”, obteniéndose:

$$p^i = p_1 - (A l / 2L)$$

Donde:

p^i = pendiente a un punto cualquiera [%].

Nota: p_1 y A deben introducirse en la fórmula con su propio signo en porcentaje, y L en metros.

⊙ **Desviación respecto a la tangente (t).** Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, obtenida a partir de la siguiente propiedad de la parábola: “las distancias verticales entre las tangente y la parábola son proporcionales a los cuadrados de las distancias horizontales al punto de tangencia común entre ambas”.

$$t = \frac{P_2 - P_1}{200L} l^2 = \frac{A}{200L} l^2$$

Donde:

l = longitud de la curva a un punto cualquiera [m].

t = desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera [m].

⊙ **Externa (E).** Es la distancia vertical entre el PIV y la curva, medida verticalmente, se representa por la ecuación:

$$E = (A \times L / 800)$$

⊙ **Flecha (f).** Es la distancia entre la curva y la cuerda PCV-PTV, medida verticalmente, representándose así:

$$f = (A \times L / 800)$$

⊙ **Elevación de un punto cualquiera de la curva (Z_N).**

$$Z_n = Z_0 + \frac{P_1 \times l}{100} - t$$

Donde:

Z_0 = elevación del punto de comienzo de la curva vertical.

Z_n = elevación de un punto cualquiera sobre la curva.

La deducción de las expresiones anteriores puede entenderse claramente a través de la figura ~~III-7~~^{III-5}. Las figuras ~~III-8~~^{III-6} y la ~~III-9~~^{III-7}, muestran las longitudes de curva de una forma más según el criterio de seguridad para satisfacer el requisito de distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva.

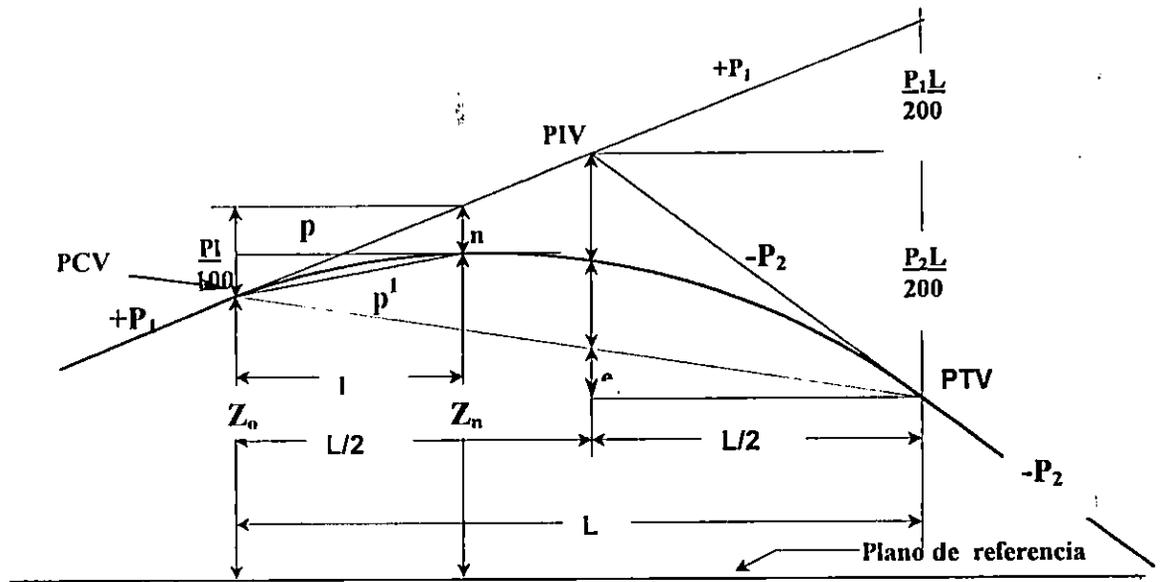


Figura III-7. Elementos geométricos que conforman una curva vertical simétrica.

5

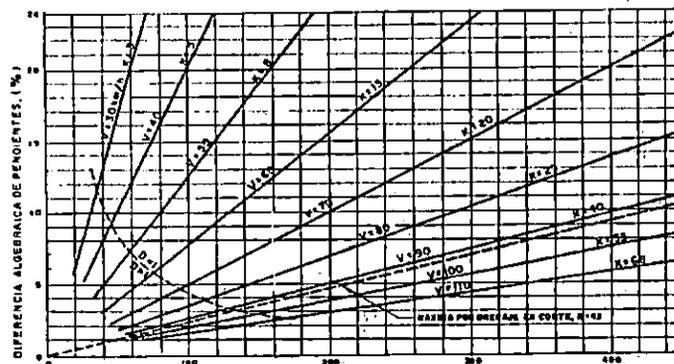


Figura III-8. Longitud de curva verticales en cresta para cumplir con la distancia de visibilidad de parada.

10

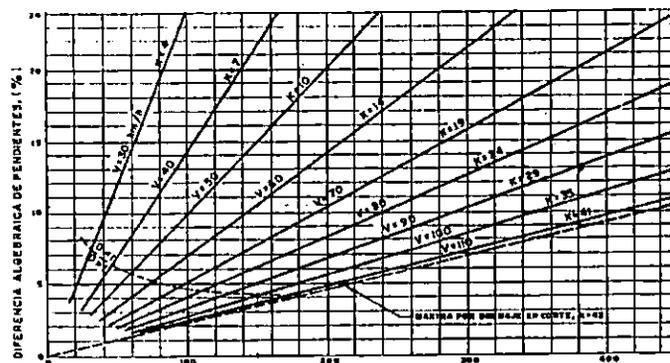


Figura III-9. Longitud de curva verticales en columpio para cumplir con la distancia de visibilidad de parada.

12

~~3.1.3.1~~ A.2 Propiedades de las curvas verticales asimétricas.

Existen casos especiales en los que las curvas verticales asimétricas se adaptan mejor a ciertas condiciones impuestas por la topografía, que las curvas simétricas, como es el caso cuando se llega o se aleja del puente de un paso a diferentes niveles, es posible introducir verticales asimétricas para evitar que dentro del puente quede una rama de la curva, también se puede emplear una de estas curvas cuando se hace el empalme de una vía proyectada con diferente pendiente, en la que introducir una curva simétrica implicaría demoler más pavimento que si se introduce una curva asimétrica.

Como se puede observar en la figura III-40 muchos de los elementos de las curvas verticales asimétricas son similares a los de las curvas simétricas, por lo tanto nos limitaremos a describir solamente los nuevos elementos que aparezcan y las ecuaciones que varíen.

Desviación respecto a la tangente ($t = e$). Para las curvas verticales asimétricas, el valor de la desviación de la tangente en el PIV se acostumbra designarlo con la letra e y tiene como expresión la siguiente:

$$t = \frac{P_2 - P_1}{200L} L_1 L_2 = e$$

Donde:

e = desviación respecto a la tangente [m].

p_1 = pendiente de la tangente de entrada [%].

p_2 = pendiente de la tangente de salida [%].

L = longitud de la curva [m].

L_1 = longitud de la rama izquierda de la curva vertical asimétrica [m].

L_2 = longitud de la rama derecha de la curva vertical asimétrica [m].

Las curvas verticales asimétricas se pueden analizar como dos curvas simétricas independientes, al analizarse cada una de las ramas como una curva simétrica de la siguiente manera:

Para la rama derecha:

$$t_1 = \left(\frac{l_1}{L_1} \right)^2 e$$

Donde:

t_1 = desviación respecto a la tangente a un punto cualquiera para la rama izquierda.

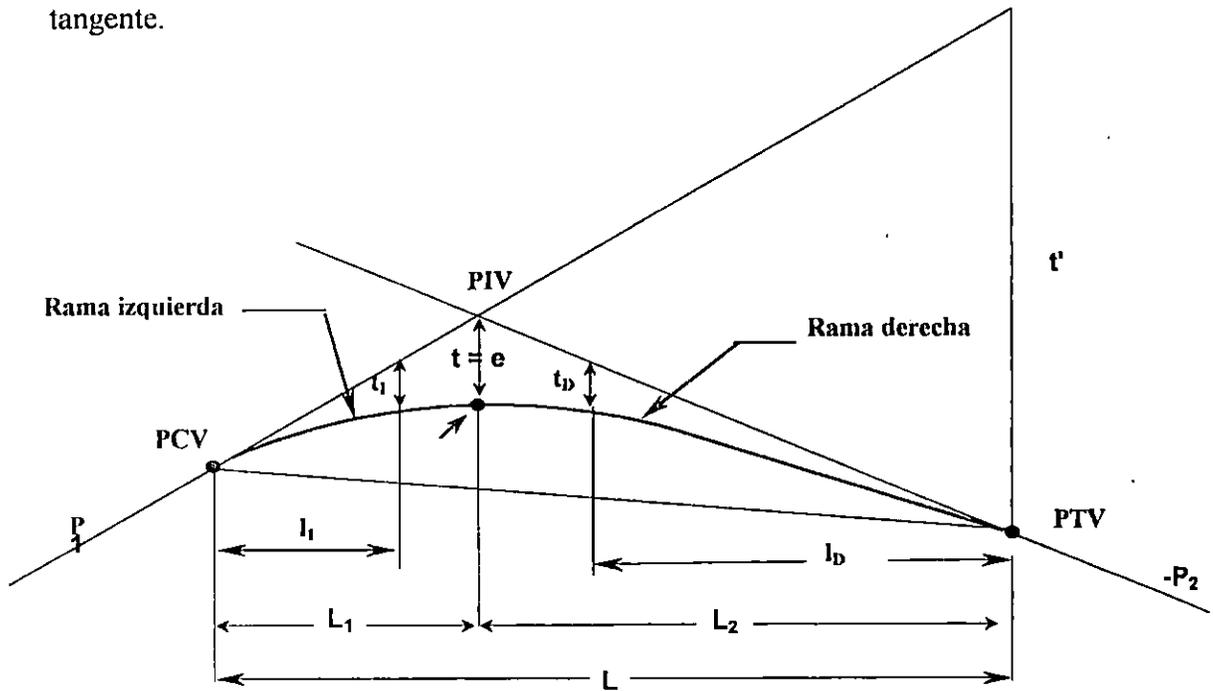
l_1 = longitud horizontal hasta un punto cualquiera, respecto a la desviación de la tangente, medido desde el PCV.

$$t_D = \left(\frac{l_D}{L_2} \right)^2 e$$

Donde:

t_D = desviación respecto a la tangente a un punto cualquiera para la rama derecha, medido desde el PTV.

l_D = longitud horizontal hasta un punto cualquiera, respecto a la desviación de la tangente.



Nota: M no es el punto medio

Figura III-10. Elementos geométricos que conforman una curva vertical asimétrica.

B. 3.1.3.2 Alineamiento horizontal.

Se define como la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona de una infraestructura vial.

Entre los elementos que conforman el alineamiento horizontal están: las tangentes, curvas circulares y las curvas de transición. Estos están relacionados con otra serie de características geométricas tales como, el vehículo y la velocidad de diseño, peralte, bombeo, distancia de visibilidad, etc., que en conjunto nos proporcionan seguridad y comodidad al conducir sobre una infraestructura vial. Definiendo a continuación cada uno de estos elementos.

– **Tangentes.** Son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas, siendo la longitud de una tangente la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente, donde la longitud máxima está condicionada tanto por la seguridad y comodidad al conducir sobre ella.

– **Curvas circulares.** Son arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas. Estas se clasifican en curvas simples y curvas compuestas.

A) **Curvas horizontales simples.** Las curvas circulares simples se caracterizan por que unen dos tangentes con una sola curva de un radio establecido. Entre los elementos que la definen se encuentran:

• **Grado de curvatura (G_c).** Es el ángulo subtendido por arcos de 20 m. del grado de curvatura depende que un vehículo recorra con seguridad y comodidad sobre una curva con la sobreelevación máxima a la velocidad de proyecto.

$$G_c = \frac{360^\circ \times 20}{2\pi R_c} \quad \therefore \quad G_c = \frac{1145.92}{R_c}$$

Donde:

G_c = Grado de curvatura [grados sexagesimales].

R_c = Radio de curvatura [m].

Donde el radio de la curva se puede obtener despejando la fórmula anterior con

el grado de curva establecido.

- **Ángulo central (Δ_c).** Es el ángulo central subtendido por la curva circular, donde Δ_c = ángulo central de la curva circular [grados sexagesimales]

- **Longitud de la curva (L_c).** Es la longitud del arco entre el PC y PT. Longitud de curva, expresada en metros

$$L_c = \frac{\pi \Delta_c R_c}{180^\circ} ; \text{ otra forma } L_c = 20 \frac{\Delta_c}{G_c}$$

Donde:

L_c = longitud de la curva [m].

- **Subtangente (ST).** Es la distancia entre el punto de intersección de la prolongación de las tangentes (PI) y el punto en donde comienza la curva circular simple (PC) o el punto en donde termina la curva circular simple (PT). Subtangentes en metros.

$$ST = R_c \tan (\Delta_c / 2)$$

- **Externa (E).** Es la distancia mínima entre el punto de intersección de la prolongación de las tangentes (PI) y la curva. Externa (en metros)

$$E = R_c \{ \sec (\Delta_c / 2) - 1 \}$$

- **Ordenada media (M).** Es la longitud de la flecha en el punto medio de la curva.

$$M = R_c - R_c \cos (\Delta_c / 2)$$

Donde:

M = Ordenada media [m]

- **Cuerda (C).** Es la recta comprendida entre dos puntos sobre la curva.

$$C = 2 R_c \text{ sen } (\theta / 2)$$

Donde:

C = recta entre dos puntos cualquiera [m].

θ = ángulo cualquiera menor que $\Delta_c / 2$.

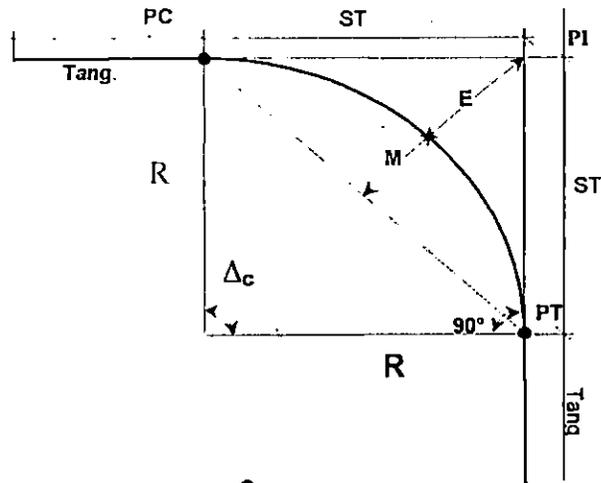


Figura III.11. Curva horizontal simple.

b) **Curvas horizontales compuestas.** Estas curvas son necesarias cuando las condiciones del terreno no sean las adecuadas y limiten aspectos del diseño de la carretera o intersección, utilizándose enlaces dobles con radios diferentes, en vez de un arco circular sencillo. En un caso como este, generalmente se conoce el ángulo de intersección de los dos alineamientos rectos y el punto de tangencia común a las dos curvas.

En intersecciones puede emplearse este tipo de curvas siempre y cuando la relación de radio mayor y radio menor de los dos radios consecutivos no sobrepase la cantidad de 2.0 como máximo, Cuando sea mayor deberá intercalarse entre las dos curvas una espiral de longitud adecuada, para que condiciones de camino abierto sea de 1.5 como máximo. Los elementos y las fórmulas de una curva circular compuesta son los mismos que el de una curva circular simple por lo tanto se pueden combinar para un número determinado de curvas con radios diferentes.

—**Curvas circulares de transición.** Los enlaces de forma brusca de un alineamiento recto con otro de tipo curvo crea una discontinuidad de curvatura en el punto de unión, favoreciendo a una incomodidad en el conductor así como también a su inseguridad de movilización. Ante estas consideraciones surge la necesidad de emplear un **alineamiento de transición** entre los alineamientos rectos y curvos de la carretera, a través de la cual, la curvatura pasara gradualmente desde cero hasta un valor finito,

dándole a la vez la inclinación transversal de la calzada necesaria, pasando paulatinamente desde el bombeo en la tangente a la sobreelevación en la curva.

Cualquiera que sea el procedimiento que se utilice para realizar la transición, debe satisfacer los requerimientos de maniobrabilidad y comodidad del conductor, lo cual se logra cumpliendo las siguientes condiciones:

- Regulando entre su mínimo y su máximo el cambio de sollicitación transversal a que es sometido el vehículo al entrar a un alineamiento curvo.
- Regulando la variación del ángulo de deflexión de las ruedas delanteras del vehículo.
- Regulando la transición del peralte desde el bombeo de la calzada en la tangente hasta su máximo valor en la curva circular.

Entre las curvas de transición para minimizar los enlaces bruscos de alineamientos rectos y curvos se encuentran una gran variedad, dentro las cuales podemos mencionar: La espiral de Cornú o clotoide, el óvalo, la Lemniscata de Bernoulli, etc. La longitud de la espiral varía proporcionalmente con la longitud de su desarrollo. La siguiente ecuación descubierta por Short Proporciona la longitud de una espiral o clotoide, aplicando el criterio de cambio en la aceleración centrípeta para intersecciones, provocados por los rápidos cambios de velocidad y maniobras de giros.

$$L = \frac{0.0214V^3}{RC}$$

Siendo:

L = longitud mínima de la espiral [m]

V = velocidad de diseño [km/h]

R = radio de curva [m]

C = porcentaje de incremento de la aceleración centrípeta [m/s³]

Donde los valores de C varían de acuerdo a la comodidad y seguridad que se le proporciona a la carretera.

W. W. W.

3.1.3.3 Combinación del alineamiento vertical y horizontal.

El alineamiento horizontal y vertical son elementos de diseño para el cual se requiere un estudio profundo, debido a que es altamente costoso y difícil el corregir deficiencias después que la infraestructura vial ha sido implementada. En los centros urbanos con un alto desarrollo, el precio del derecho de vía es alto, sin embargo, se deberá hacer una evaluación profunda, debido a que un ahorro inicial podría ser más desfavorable para el usuario, por las pérdidas que generan los accidentes y demoras.

El alineamiento horizontal y vertical no deben diseñarse en forma independientemente, si no más bien deben complementarse mutuamente. El alineamiento horizontal y vertical, están entre los elementos de diseño más importantes de una infraestructura vial, por lo tanto se debe brindar atención especial en su diseño y combinación, para poder incrementar la utilidad y seguridad, fomentar una velocidad uniforme y proveer una buena apariencia, sin costo adicional.

Para desarrollar la combinación del alineamiento horizontal y vertical se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Consideraciones para la combinación del alineamiento vertical y horizontal.

- Una curva horizontal aguda no debe introducirse en la cumbre de una curva vertical en cresta pronunciada, Esta condición es indeseable debido a que el conductor no puede percibir los cambios en el alineamiento horizontal, especialmente durante la noche.
- Las curvas horizontales agudas no deben introducirse en la parte baja de una curva vertical en columpio pronunciada o en sus puntos cercanos, debido a que la carretera al frente se acorta, esto se presenta en todas las curvas, excepto en las curvas sobre terreno plano.
- Las curvas horizontales y el perfil deberán ser lo más plano posible en las intersecciones, para no afectar la distancia de visibilidad.
- El alineamiento debe diseñarse para realzar las escenas atractivas de la naturaleza y el medio ambiente artificial, tales como ríos, formaciones rocosas, parques, construcciones sobresalientes, etc.

3. 3.1.4 Sección transversal.

La sección transversal de una infraestructura vial es un corte vertical normal al alineamiento horizontal, que nos permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman parte de una estructura de un punto específico, y su relación con el terreno natural. Entre los elementos que integran la sección transversal se encuentran: la corona, la subcorona, los taludes, las cunetas y las contra cunetas, mostradas en la figura III.12.10

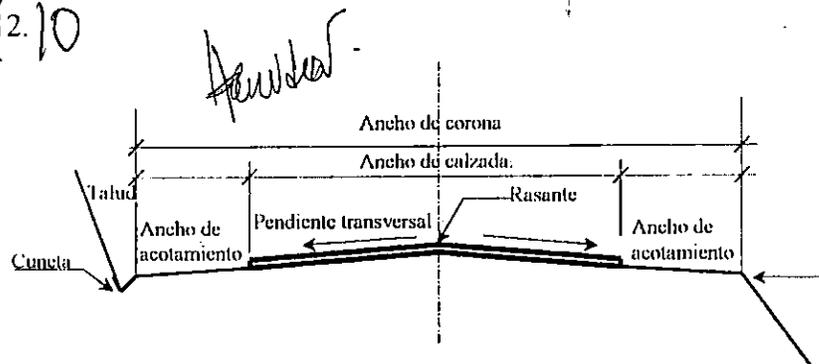


Figura III.12. Sección transversal típica en una tangente horizontal.

3.1.4.1.A Corona.

Se define como la superficie de la carretera terminada que se encuentra delimitada por los hombros del camino o por las paredes de las cunetas laterales. Entre los elementos que forman la corona tenemos la rasante, la pendiente transversal, el rodaje y los hombros.

3.1.4.1.B Hombros.

Es una línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona de la carretera.

Un hombro es la porción de la infraestructura vial contigua a la calzada que sirve para acomodar los vehículos que se han detenido, para usos de emergencias. En algunos casos, pueden hacerse para ser usados por ciclistas. Estos varían en ancho en alrededor de 0.6 m más o menos en carreteras rurales menores, donde no existe tratamiento de la superficie o el tratamiento de la superficie se aplica sobre el rodaje completo,

aproximadamente 3.6 m sobre carreteras mayores, donde el acotamiento completo puede ser estabilizado o pavimentado.

Desafortunadamente, un vehículo estacionado sobre el acotamiento debe dejar un claro desde la orilla del pavimento de por lo menos 0.3 m y preferiblemente de 0.6 m. Esta preferencia ha conducido a la adopción de 3.0 m como el ancho normal del acotamiento que debe proveerse a lo largo de infraestructuras de alto tipo. En terrenos difíciles y en carreteras de bajos volúmenes, los anchos de estos acotamientos pueden no ser factibles. Un ancho mínimo de 0.6 m debe ser considerado en las carreteras de menor tipo, y un ancho de 1.8 a 2.4 m debe ser el preferible.

3.1.4.1.C Pendiente transversal.

Es la pendiente que se le proporciona a la corona normal a su eje longitudinal, esta pendiente puede presentar varios casos los cuales son: bombeo, Sobreelevación o peralte, y Transición del bombeo al peralte.

i. **Bombeo.** Es la pendiente lateral del eje de la corona en ambos extremos que se le proporciona a las tangentes del alineamiento horizontal, para evitar la acumulación de agua sobre el pavimento, de tal forma de proveer el drenaje correcto con un mínimo valor de pendiente, y proporcionar seguridad y comodidad al conducir.

ii. **Sobreelevación o peralte.** Es la pendiente que se le proporciona a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga.

La siguiente fórmula proporciona los radios mínimos con respecto a las sobreelevaciones máximas, de tal manera que un vehículo no se deslice en la curva horizontal, para una velocidad de proyecto específica.

$$R_{\min} = \frac{0.007865 v^2}{S_{\max} + f_t}$$

Donde:

v = velocidad de proyecto vehículo. [km/h].

R = radio de la curva circular horizontal [m].

S_{max} = sobreelevación máxima [%].

f_t = coeficiente de fricción lateral.

Por razones de construcción, operación y conservación de las carreteras se hace necesario fijar una sobreelevación máxima, S_{max} , 6% en zonas urbanas. Establecida la sobreelevación máxima (S_{max}), el grado máximo de la curva (G_{max}), queda definido para cada velocidad de proyecto, a partir de la ecuación siguiente:

$$G_{max} = \frac{146000 (S_{max} + f_t)}{v^2}$$

Reemplazando en la ecuación anterior, los valores de v , f_t y S_{max} , se obtienen los radios mínimos (R_{min}) y el grado máximo de curvatura (G_{max}) para cada velocidad de proyecto, presentados en la tabla III.8, para condiciones de carretera abierta.

Tabla III.8. Condiciones de diseño para carreteras rurales y urbanas de alta velocidad.

Velocidad de proyecto (V)	Coeficiente de fricción lateral f_t	Valores para proyecto									
		$S_{max} = 0.04$		$S_{max} = 0.06$		$S_{max} = 0.08$		$S_{max} = 0.10$		$S_{max} = 0.12$	
		Rmin	Gmax	Rmin	Gmax	Rmin	Gmax	Rmin	Gmax	Rmin	Gmax
30	0.170	33.5	34.06	30.80	31.31	28.50	50.56	26.22	43.80	24.14	47.04
40	0.170	60.0	19.16	54.70	20.99	50.40	22.81	46.60	24.64	43.4	26.46
50	0.160	98.4	11.68	89.38	12.81	81.93	14.02	75.63	15.18	70.22	16.35
60	0.150	149.2	7.11	134.83	8.52	123.20	9.33	113.30	10.14	104.87	9.33
70	0.140	214.3	5.36	192.70	5.96	175.20	6.56	160.6	7.15	148.23	7.75
80	0.140	280.0	4.11	251.68	4.56	228.80	5.01	209.73	5.48	193.60	5.93
90	0.130	375.2	3.06	335.30	3.42	303.30	3.79	267.98	4.15	254.83	4.50

Fuente: American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO, 1994.

Las condiciones anteriores aplican a condiciones de camino abierto, no así, para intersecciones debido a que las condiciones prevaecientes en estas son más críticas y requieren el uso de factores menos liberales, por lo tanto las condiciones de diseño a aplicar en una intersección son las establecidas en la tabla III.9.

Tabla III.9. Condiciones de diseño para curvas en intersecciones.

Velocidad de giro (km/h)	15	20	30	40	50	60
Factor de fricción lateral, f	0.40	0.35	0.28	0.23	0.19	0.17
Sobreelevación mínima	0.00	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08
Radio calculado R. (m)	5	9	24	47	79	113
Radio sugerido para diseño R. (m)	7	10	25	50	80	115
Grado de curvatura	260	128	48	24	15	10

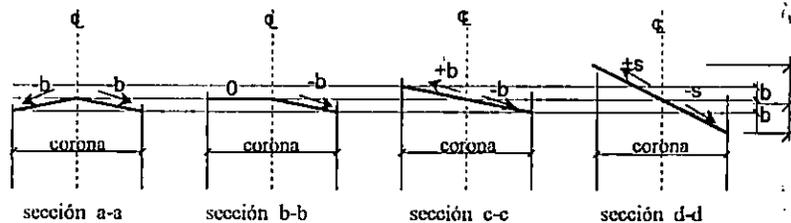
Fuente: American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO, 1994.

Nota: Para velocidades de diseño mayores de 60 km/h, se deben usar los valores para carretera abierta.

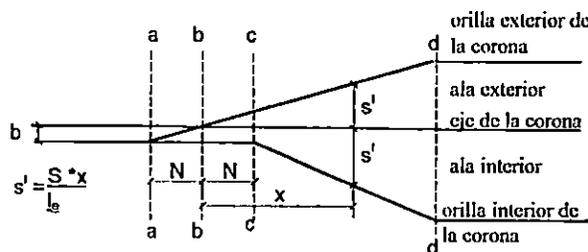
nugerita

iii. Transición de bombeo a sobreelevación. Al pasar de una sección en tangente a otra sección en curva se requiere cambiar la pendiente de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente de la curva, este cambio se hace gradualmente en toda la longitud de la espiral de transición, de tal forma de que no se sienta el cambio que afecte la comodidad y seguridad del conductor. Para pasar del bombeo a la sobreelevación, se tienen tres procedimientos, Los cuales son: girar la sección transversal sobre el eje de la corona, girar la sección sobre la orilla interna de la corona, girar la sección sobre la orilla externa de la corona. La figura III.13 ilustra el tercer método, el cual generalmente requiere menos longitud de transición.

Secciones transversales



Variación de la sobreelevación.



Localización relativa de la curva con espirales de transición.

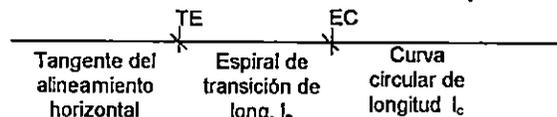


Figura III.13. Transición de la sección en tangente a la sección en curva girando sobre el eje de la corona.





3.1.4.1.D-El Rodaje.

Es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por una o más carriles, el ancho del carril varía dependiendo de la sección analizada de una infraestructura vial, puede tener los siguientes casos:

i. **Ancho del rodaje en tangente.** Ninguna característica tiene tanta influencia sobre la seguridad y comodidad para el conductor, como el ancho de la calzada y las condiciones de la superficie. Los anchos de los carriles usados varían de 2.7 m a 3.6 m, usándose el valor de 3.6 m predominantemente en la mayoría de los diferentes tipos de carreteras. La capacidad de una infraestructura vial se ve afectada por el ancho del carril, ya que los carriles angostos obligan a los conductores a operar sus vehículos muy cerca los unos de los otros en sentido lateral. En el sentido de la capacidad el ancho del carril se reduce cuando obstrucciones adyacentes tales como paredes de retención, puentes, y los parqueos restringen el claro lateral. La extensión de esta reducción se muestra en la tabla III-10 en adición a los efectos de la capacidad, los resultados de maniobras erráticas tienen un efecto indeseable sobre la comodidad del conductor y tasas de accidentes.

Tabla III-10. Efecto combinado del ancho del carril y restricciones del claro lateral sobre la capacidad.

Ancho útil del hombro o claro a una obstrucción lateral [m]	Capacidad de carriles estrechos con respecto a la restricción de claros laterales. (% de la capacidad de carriles de 3.6 m) ^a			
	Carreteras de cuatro carriles sin división- recorrido en una dirección -obstrucción lateral a un lado ^b			
	3.6 m	3.3 m	3.0 m	2.7 m
1.8	100	95	89	77
1.2	98	94	88	76
0.6	95	92	86	75
0	88	85	80	70

^a Flujo ininterrumpido nivel de servicio B, pavimento de alto tipo.

^b las obstrucciones incluyen paredes de retención, armazones del puente o paredes de carga, parqueos, postes u otras características que restrinjan los claros laterales.

Fuente: American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO, 1994.

En áreas urbanas donde el derecho de vía y el desarrollo se convierten en controles estrictos, el uso de 3.3 m son aceptables, en carreteras de baja velocidad carriles de 2.7 m son apropiados en carreteras rurales y residenciales.

Los carriles auxiliares en intersecciones e intercambiadores frecuentemente ayudan para facilitar los movimientos del tránsito. Tales carriles adicionales deben ser

tan anchos como los carriles del tránsito de la vía principal pero no menores de 3 m.

ii. **Ancho del rodaje en curvas horizontales.** Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a el rodaje respecto al ancho en tangente. A este sobreancho se le llama ampliación, la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona. Los anchos de la calzada en curvas de intersecciones, son clasificados para los siguientes tipos de operación:

i. Un carril, operación sin provisión para adelantar un vehículo detenido: son usados generalmente para movimientos de volúmenes bajos y para movimientos de volúmenes de giro moderado, donde la vía de conexión es relativamente corta.

ii. Un carril, operación con provisión para adelantar un vehículo detenido: son determinado para permitir la operación a baja velocidad y con claros restringidos al adelantar a un vehículo con fallas mecánicas. Rampas y enlaces en intersecciones canalizadas están en esta categoría.

iii. Dos carriles, la operación puede ser en un sentido o dos sentidos. El ancho del rodaje en la curva se calcula, sumando la distancia entre huellas externas U de dos vehículos que circulan por la curva; la distancia libre lateral C entre los vehículos y entre estos y la orilla de la calzada; el sobreancho F_A debido al vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interno de la curva; y un ancho adicional Z que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva. En la figura III-14 se muestran los elementos que intervienen en el sobreancho de la curva.

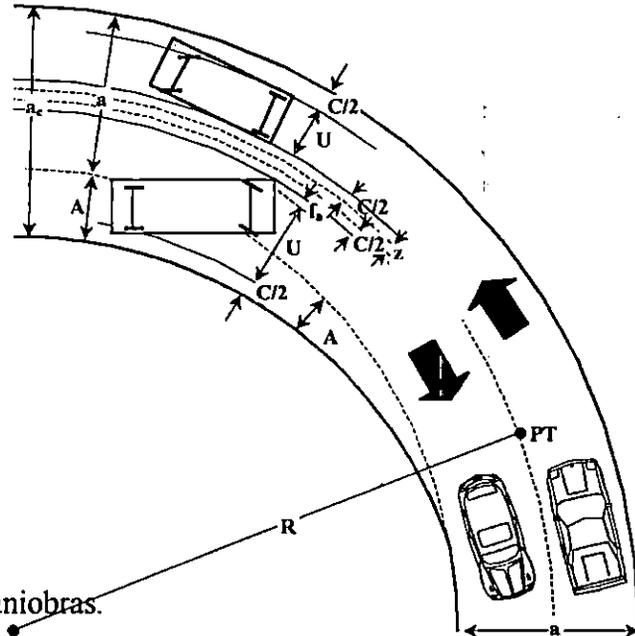
Para fines de proyecto no se consideraran ampliaciones menores de 20.0cm; si resultase superior deberá redondearse al decímetro próximo superior, esta ampliación se da en la parte interna de la curva y puede desarrollarse proporcionalmente a la longitud de la espiral, cuando existen curvas circulares con o sin espirales, el procedimiento de aplicación es similar, y se da de la siguiente manera:

$$A^i = \frac{A L}{L_e}$$

En donde; A^l es la ampliación en una sección que esta a L metros del TE ; L_c es la longitud de la espiral y A es la ampliación total en la curva.

Simbología.

- a : Ancho de la calzada en tangente.
- a_c : Ancho de la calzada en curva.
- A : Ampliación en curva.
- V_d : Vuelo delantero.
- DE : Distancia entre ejes.
- Vt : Vuelo trasero.
- EV : Entrevista.
- c : Distancia libre entre vehículos.
- U : Distancia entre huellas.
- f_a : Proyección del vuelo trasero.
- Z : Sobreaño por dificultad de maniobras.



Expresiones para el cálculo:

$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2c + f_a + Z$$

Graficas para el cálculo.

$$U = \overline{EV} + R - \sqrt{R^2 - \overline{DE}^2}$$

$$f_a = \sqrt{R^2 + v_d(2\overline{DE} + V_d)} - R$$

$$Z = 0.1 v \sqrt{R}$$

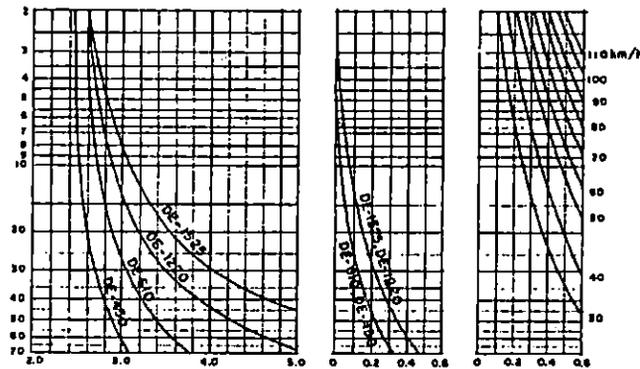


Figura III-14. Ampliaciones en curvas del alineamiento horizontal.



3.1.4.2 Otros elementos que afectan el diseño geométrico.

En adición a los elementos para el diseño geométrico discutidos previamente, hay muchos elementos que afectan o son afectados por el diseño geométrico. Cada uno de estos elementos se explicara únicamente en la extensión necesaria para mostrar la relación que guardan con el diseño geométrico y como éste es afectado en cambio por ellos.

- **Pavimento.** Tipo de superficie. La selección del tipo de superficie se determina por el los volúmenes y composición del tránsito, características del suelo, medio ambiente, función del pavimento en el área, viabilidad de los materiales, conservación de la energía, el costo inicial y el mantenimiento anual completo y costo de la vida de servicio. El diseño estructural del pavimento no se incluye en este trabajo, solamente lo mencionamos como parte integrante de los elementos de la sección transversal y la relación que este guarda con el diseño geométrico.

Las características del pavimento que se relacionan con el diseño geométrico son la capacidad de la superficie para mantener su forma y dimensiones, la capacidad para drenar, la capacidad para mantener una adecuada resistencia al deslizamiento.

- **Drenaje.** Las infraestructuras de drenaje para carreteras son provistas para llevar el agua a través del derecho de vía y para remover las aguas lluvias de la carretera por sí misma. Estas infraestructuras incluyen puentes, canales, alcantarillas, cordones, cunetas y otros tipos de drenaje. La capacidad hidráulica y ubicación de tales estructuras debe diseñarse tomando en cuenta las consideraciones por daños a propiedades, debidos al incremento de la corriente y para asegurar un menor grado de riesgos e interrupción del tránsito por inundaciones siendo consistente con la importancia de la vía.

- **Control de la erosión y desarrollo del paisaje.** La prevención de la erosión es una de los principales factores del diseño, construcción y mantenimiento de la carretera. Debe considerarse con anticipación en la ubicación y etapas de diseño. Algunos grados de erosión pueden ser incorporados dentro del diseño geométrico, particularmente en los elementos de la sección transversal. Por supuesto, la mayoría de aplicaciones directas del control de la erosión ocurren en el diseño del drenaje y en la

determinación de las especificaciones para el paisaje y reforestación en taludes.

El desarrollo del paisaje debe mantenerse con las características de la carretera y su medio ambiente. El programa debe incluir las siguientes áreas generales:

- La preservación de la vegetación existente.
- Transplantar la vegetación existente donde sea posible.
- Reforestación.
- Limpieza selectiva y adelgazamiento de la masa vegetativa.

El paisaje de las carreteras y calles urbanas asume una importancia adicional en la mitigación de los ruidos que están asociados con el tránsito. El paisaje puede reducir esta contribución al deterioro urbano y convertir a las carreteras y calles urbanas en mejores vecinos, para los vecindarios adyacentes.

- **Iluminación.** La iluminación mejora la seguridad de una calle o carretera y la facilidad y comodidad de operaciones dentro de ella. Las estadísticas indican que la tasa de accidentes durante la noche es mayor que la que ocurre durante las horas de iluminación natural del día, que en gran manera, pueden ser atribuidos a la falta de visibilidad. En áreas urbanas es recomendable la ubicación de una iluminación adecuada, para mejorar la visibilidad del conductor, principalmente en áreas donde existan conflictos con el flujo peatonal, como las intersecciones a un mismo nivel.

3.1.5 Elementos para el diseño geométrico de una intersección a nivel.

3.1.5.1 Curvas en intersecciones.

El ancho del rodaje en las curvas de las intersecciones, es determinado por el vehículo tipo que debe ser acomodado, para que este pueda realizar las maniobras de giro con comodidad. El ancho del rodaje puede diseñarse para una o más formas de operación, dependiendo del patrón geométrico de la intersección. El radio de giro y la sección transversal del pavimento están en función de la velocidad de diseño y el vehículo de diseño.

o Radio mínimo

a) ~~3.1.5.1~~ **Diseño mínimo para la formación de curvas en intersecciones no canalizadas.**

El diseño mínimo para giros de vehículos, se realiza en lugares donde existe poca disponibilidad de espacio de derechos de vías, esta situación generalmente se presenta en las intersecciones sin canalización, los radios de giro mínimos de los vehículos de diseño se listan en las tablas III-11 y III-12, las trayectorias indicadas en esta tabla son ligeramente mayores que las trayectorias mínimas de los vehículos, (las cuales se obtienen a velocidades menores de 15 km/h) esto consecuentemente ofrece algún margen de seguridad en el comportamiento del conductor.

En el diseño de la orilla del rodaje para el paso mínimo de un vehículo de diseño, se asume que el vehículo esta apropiadamente posicionado dentro del carril interno al iniciar y al finalizar el giro, a una distancia de 50 centímetros desde la orilla del rodaje sobre las tangentes de acceso y de salida de la curva. Las curvas para el diseño de la orilla del rodaje que conforman esta suposición se ilustran en la figura III-15, estas se ajustan apropiadamente al paso de las llantas internas de los diferentes vehículos de diseño, separándolas por 0.50 metros o más por todas partes en la mayoría de los giros, y en ningún punto por menos de 0.20 metros. Este diseño aplica para el trazado de los giros izquierdos, aun y cuando no se muestren sus figuras, como también a giros izquierdos para abandonar una carretera con mediana a muy baja velocidad.

La elección de cualquiera de los diseños depende en el tipo y medidas de los vehículos que giraran. Dentro de los giros, estos elementos pueden depender sobre otros factores tales como el tipo, características y ubicación de la carretera interceptada y volúmenes de tránsito interno. El diseño mínimo puede ser apropiado donde las velocidades son generalmente bajas. La selección del vehículo de proyecto para el diseño mínimo, dependerá del juicio del diseñador luego de haber analizado todas las condiciones y efectos de la operación de vehículos de mayores dimensiones.

El diseño mínimo para los extremos del rodaje en intersecciones con ángulos oblicuos fue desarrollado en la misma forma que los giros derechos de intersecciones a noventa grados a través del ploteo del paso del vehículo de diseño, esto es, por medio de

dibujar o determinar a través de computadoras las trayectorias de los vehículos, en las vueltas más agudas y ajustando las curvas simples o compuestas a las trayectorias de las ruedas traseras internas. Las tablas III-11 y III-12¹⁰ contienen los radios y desplazamientos que se recomiendan para diferentes deflexiones y tipos de vehículos de proyecto.

Tabla III-11 Diseño mínimo de la orilla del rodaje para giros en intersecciones no canalizadas.

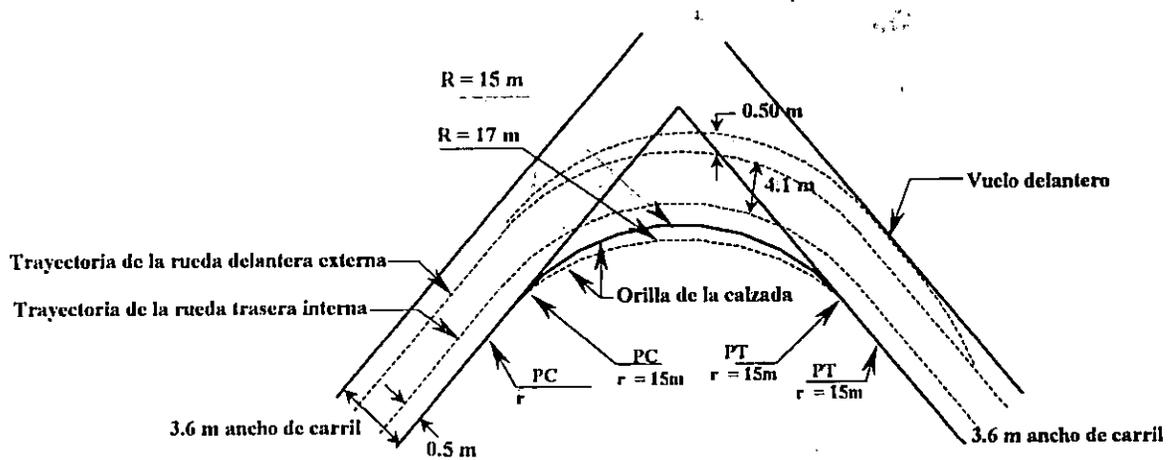
Vehículo de diseño	Angulo de giro [grados]	Radio de la curva simple [m]	Radio de la curva circular con desplazamiento		
			Radio [m]	Desplazamiento [m]	Disminución [m]:m]
DE-335	30	18			
DE-610		30			
DE-1220		45			
DE-1525		60			
DE-335	45	15			
DE-610		23			
DE-1220		36			
DE-1525		53	36	0.6	15:1
DE-335	60	12			
DE-610		18			
DE-1220		28			
DE-1525		45	29	1.0	15:1
DE-335	75	11	8	0.6	10:1
DE-610		17	14	0.6	10:1
DE-1220		-	18	0.6	15:1
DE-1525		-	43	1.2	20:1
DE-335	90	9	6	0.8	10:1
DE-610		15	12	0.6	10:1
DE-1220		-	14	1.2	10:1
DE-1525		-	18	1.2	15:1
DE-335	105	-	6	0.8	8:1
DE-610		-	11	1.0	10:1
DE-1220		-	12	1.2	10:1
DE-1525		-	17	1.2	15:1
DE-335	120	-	6	0.6	10:1
DE-610		-	9	1.0	10:1
DE-1220		-	11	1.5	8:1
DE-1525		-	14	1.2	15:1
DE-335	135	-	6	0.5	15:1
DE-610		-	9	1.2	8:1
DE-1220		-	9	2.5	6:1
DE-1525		-	12	2.0	10:1
DE-335	150	-	6	0.6	10:1
DE-610		-	9	1.2	8:1
DE-1220		-	9	2.0	8:1
DE-1525		-	11	2.1	6:1
DE-335	180	-	5	0.2	20:1
DE-610		-	9	0.5	10:1
DE-1220		-	6	3.0	5:1
DE-1525		-	8	3.0	5:1

Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.

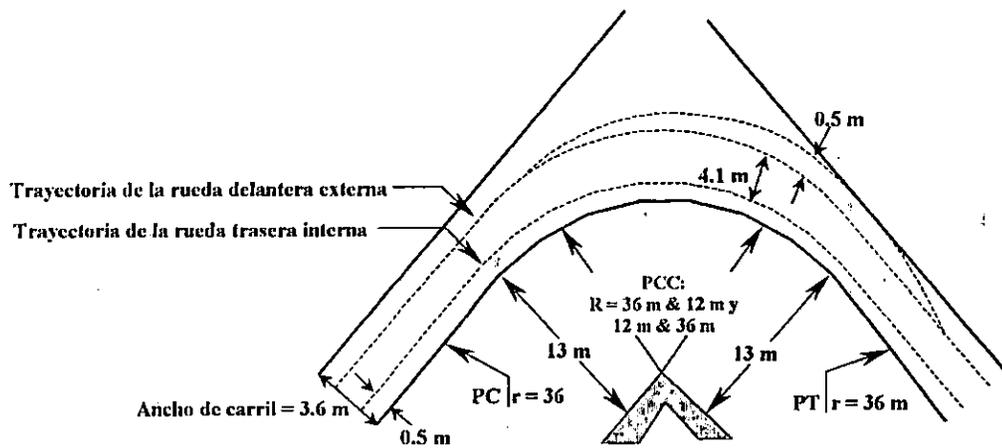
10
~~X~~
Tabla III-2. Diseño mínimo de la orilla del rodaje para giros en intersecciones no canalizadas.

Vehículo de diseño	Angulo de giro [grados]	Curvas compuestas simétricas		Curvas compuestas asimétricas	
		Radio de la curva [m]	Desplazamiento [m]	Radio de la curva [m]	Desplazamiento [m]
DE-335	30	-	-	-	-
DE-610		-	-	-	-
DE-1220		-	-	-	-
DE-1525		-	-	-	-
DE-335	45	-	-	-	-
DE-610		-	-	-	-
DE-1220		-	-	-	-
DE-1525		60-30-60	1.0	-	-
DE-335	60	-	-	-	-
DE-610		-	-	-	-
DE-1220		-	-	-	-
DE-1525		60-23-60	1.7	60-23-84	0.6-2.0
DE-335	75	30-8-30	0.6	-	-
DE-610		36-14-36	0.6	-	-
DE-1220		36-14-36	1.5	36-14-60	0.6-2.0
DE-1525		45-15-45	2.0	45-15-69	0.6-3.0
DE-335	90	30-6-30	0.8	-	-
DE-610		36-12-36	0.6	-	-
DE-1220		36-12-36	1.5	36-12-60	0.6-2.0
DE-1525		55-18-55	2.0	36-12-60	0.6-3.0
DE-335	105	30-6-30	0.8	-	-
DE-610		30-11-30	1.0	-	-
DE-1220		30-11-30	1.5	30-17-60	0.6-2.5
DE-1525		55-14-55	2.5	45-12-64	0.6
DE-335	120	30-6-30	0.6	-	-
DE-610		30-9-30	1.0	-	-
DE-1220		36-9-36	2.0	30-9-55	0.6-2.7
DE-1525		55-12-55	2.6	45-11-67	0.6-3.6
DE-335	135	30-6-30	0.5	-	-
DE-610		30-9-30	1.2	-	-
DE-1220		36-9-36	2.0	30-8-55	1.0-4.0
DE-1525		48-11-48	2.7	40-9-56	1.0-4.3
DE-335	150	23-6-23	0.6	-	-
DE-610		30-9-30	1.2	-	-
DE-1220		30-9-30	2.0	28-8-48	0.3-3.6
DE-1525		48-11-48	2.1	36-9-55	1.0-4.3
DE-335	180	15-5-15	0.2	-	-
DE-610		30-9-30	0.5	-	-
DE-1220		30-6-30	3.0	26-6-45	2.0-4.0
DE-1525		40-8-40	3.0	30-8-55	2.0-4.0

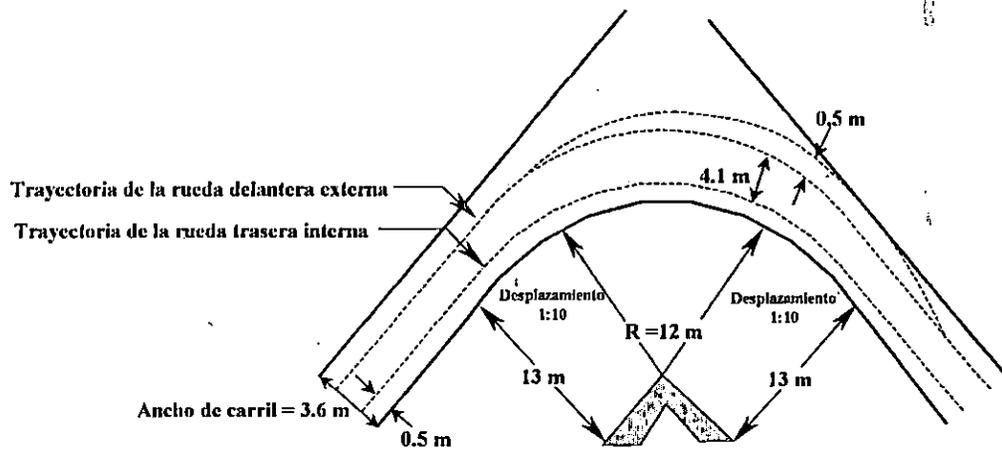
Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.



Curva circular simple con radio de 15m ó 17 m



Curva compuesta de tres centros: 36m-12m-36m; con desplazamiento de 1m



Curva circular simple de radio = 12 m, con desplazamiento de 1 m.
 Figura III-15. Diseño mínimo de la orilla interna de la calzada para un ángulo derecho de 90° , para camiones simples y autobuses (DE-610).

D ~~41.500B~~ **Diseño mínimo para la formación de curvas en intersecciones canalizadas.**

- En el proceso de la formación de una intersección canalizada surge un elemento principal para su formación llamadas isletas. Se define isleta como el área entre los carriles de tránsito para el control de los movimientos de vehículos y de refugio para los peatones y la ubicación de dispositivos de tránsito.

El tamaño mínimo de la isleta que debe considerarse es una que tenga un área de aproximadamente 4.5 m^2 para áreas urbanas y de 7 m^2 para áreas rurales y de 9 m^2 preferiblemente para ambos casos. Acordemente las isletas triangulares no deben ser menores de alrededor 3.5 m, y preferiblemente 4.5 m, sobre un lado después que los redondeos de las esquinas son realizados. Las isletas elongadas o divisionales no deben ser menores de 1 m de ancho y 6 a 8 metros de longitud. En casos especiales donde el espacio es limitado, las isletas elongadas pueden reducirse a un ancho mínimo de 0.5 m.

En la figura III-16, se muestran los detalles de isletas triangulares curvas, para tres tipos de tamaños, las isletas pequeñas son las que corresponden al diseño de isleta mínimo antes descrito; y las isletas grandes son las que equivalen a las isletas con dimensiones laterales de al menos 30 metros.

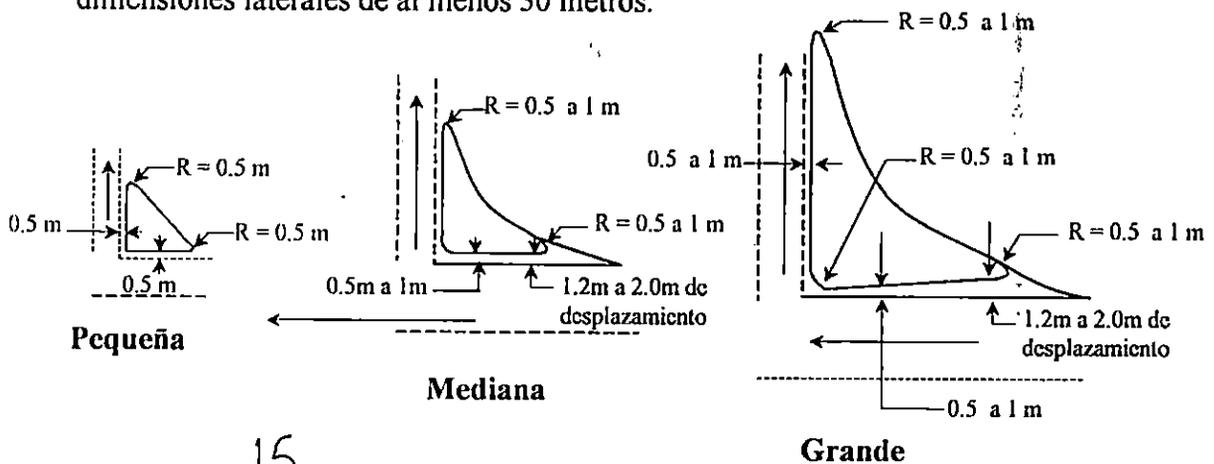


Figura III-16. Detalles de diseño de isletas triangulares curvas sin hombros.

Quando una intersección posee radios mayores que los mínimos, por lo general se tienen áreas suficientemente grandes para alojar una isleta, de forma triangular, la

cual se forma entre la orilla izquierda de la carretera girada y las orillas del rodaje de las dos carreteras frontales. El diseño mínimo para los giros oblicuos con isletas triangulares, se ilustran en la figura III-17, la tabla III-13 nos proporciona los valores de diseño mínimo de intersecciones con isletas triangulares, para tres tipos de proyectos, por lo cual para una intersección en particular el diseñador debe elegir el vehículo de diseño de acuerdo con el tamaño, el volumen de tránsito anticipado, y las restricciones físicas del lugar. Los tres tipos de proyecto propuestos para intersecciones con isletas son:

Tabla III-13. Radios mínimos para el diseño de intersecciones canalizadas.

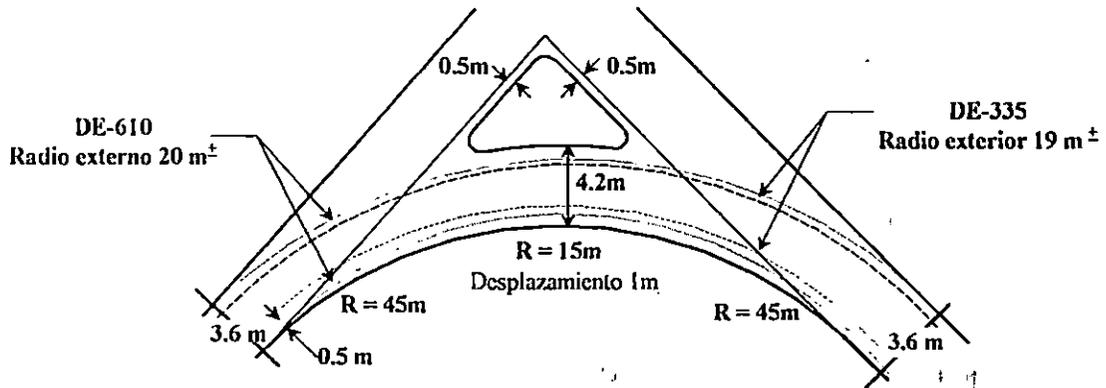
Angulo de giro [grados]	Tipo de proyecto	Curvas compuestas de 3 centros		Ancho del carril [m]	Área aproximada de la isleta [m ²]
		Radios [m]	Desplazamiento [m]		
75	A	45-23-45	1.0	4.2	5.5
	B	45-23-45	1.5	5.4	5.0
	C	55-28-55	1.0	6.0	5.0
90	A	45-15-45	1.0	4.2	5.0
	B	45-15-45	1.5	5.4	7.5
	C	55-20-55	2.0	6.0	11.5
105	A	36-12-36	0.6	4.5	6.5
	B	30-11-30	1.5	6.6	5.0
	C	55-14-55	2.4	9.0	5.5
120	A	30-9-30	0.8	4.8	11.0
	B	30-9-30	1.5	7.2	8.5
	C	55-12-55	2.5	10.2	20.0
135	A	30-9-30	0.8	4.8	43.0
	B	30-9-30	1.5	7.8	35.0
	C	48-11-48	2.7	10.5	60.0
150	A	30-9-30	0.8	4.8	130.0
	B	30-9-30	2.0	9.0	110.0
	C	48-11-48	2.1	11.4	160.0

Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.

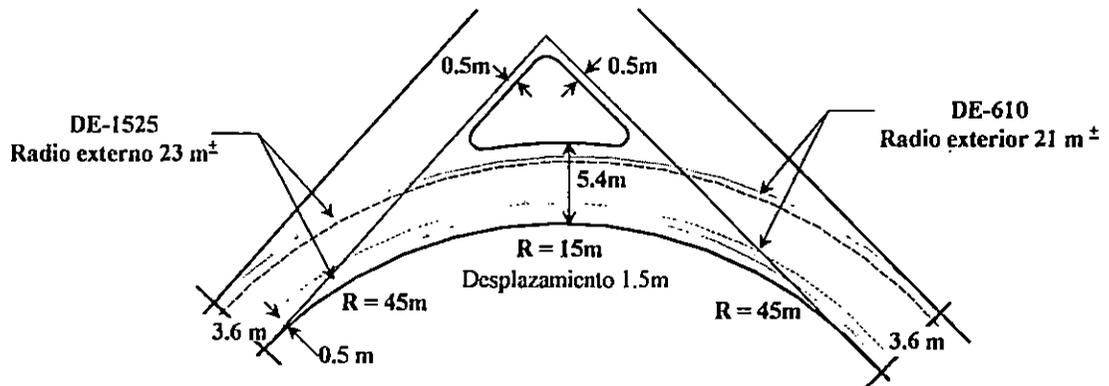
A: este diseño es para vehículo de proyecto ligeros DE-335; permitiendo ocasionalmente giros del vehículo DE-610, con espacios restringidos.

B: este tipo de proyecto esta previsto para el giro de vehículos DE-610; ocasionalmente permite al DE-1525 girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacentes.

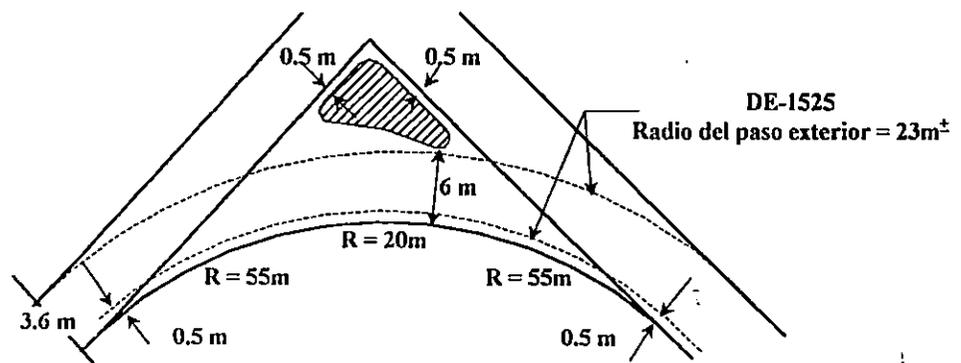
C: este tipo de proyecto esta previsto exclusivamente para vehículos DE-1525.



Curva de 3 centros: 45m-15m-45m, con desplazamiento de 1m. Curva de radio simple equivalente = 18m.



Curva de 3 centros: 45m-15m-45m, desplazamiento 1.5m. Curva de radio simple equivalente = 21m



Curva de 3 centros: 55m- 20m- 55m, con desplazamiento de 2m. Curva de radio simple equivalente = 30m

16
Figura III-17. Diseño de intersecciones canalizadas.

3.1.5.2 Curvas de transición en intersecciones.

Como se describió en el apartado de alineamiento horizontal: "Curvas horizontales de transición", el uso de curvas de transición permite una mayor facilidad de maniobras y comodidad para el conductor, para que este deje la vía principal sin tener que realizar reducciones abruptas de velocidad, a la vez que permiten el desarrollo de la sobreelevación antes de la curvatura máxima para que los vehículos puedan seguir su trayectoria natural de giro. Las curvas de transición se pueden desarrollar de dos formas: longitudes de espirales de transición y curvas circulares compuestas.

- **Longitudes de espirales de transición.** Las curvas de espirales de transición son establecidas a partir de la fórmula de espirales de transición propuesta por Short, establecida en el apartado de curvas horizontales, donde se toma valores empíricos como la aceleración centrípeta C , que involucra comodidad y seguridad al conducir.

Tabla III-14. Longitudes mínimas de espiral para intersecciones.

Velocidad de diseño de giro [km/h]	Radio mínimo [m]	C asumido	Longitud de espiral calculada [m]	Longitud mínima sugerida de espiral [m]	Desplazamiento de la curva, respecto de la tangente [m]
30	25	1.2	19	20	0.7
40	50	1.1	25	25	0.7
50	80	1.0	33	35	0.7
60	125	0.9	41	45	0.8

Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.

- **Curvas circulares compuestas.** Las curvas circulares compuestas son apropiadas para dar la forma que se desea a las curvas en los enlaces de las intersecciones, donde los conductores aceptan cambios más rápidos de dirección y velocidad, esta relación puede llegar a ser como máximo de 2, y deseable de 1.75 de relación de radio mayor a radio menor.

Tabla III-15. Longitudes de arcos circulares de una curva compuesta cuando esta seguida de una curva de radio igual a la mitad, o precedida de una curva de radio igual al doble.

Radio [m]	30	40	60	75	100	125	150 o más
Longitud de arco circular [m]	12	15	20	25	30	35	45
Mínimo deseable	20	20	30	35	45	55	60

Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.

Se longuet
es la multiplicacion
para el cambio
de velocidad

3.1.5.3 Carriles auxiliares.

3.1.5.3.A Generalidades.

Estos se pueden encontrar ubicados adyacentes a la carretera o en la faja separadora central, su uso dependerá de los volúmenes de movimientos de giro y de la disponibilidad de espacio en la intersección. Los carriles auxiliares se encuentran constituidos por tres componentes: carriles de cambio de velocidad, carriles de almacenamiento y por una longitud de transición. Deseablemente, la longitud total de un carril auxiliar, deberá ser la suma de estos tres componentes, sin embargo, es aceptable que una moderada cantidad de cambio de velocidad se efectúe dentro del carril de tránsito directo y considerar la disminución de entrada como parte de la longitud de cambio de velocidad. Cuando las intersecciones ocurren tan frecuentemente como cada 400 metros, es costumbre proveer únicamente la longitud de almacenamiento más la longitud de transición. Los carriles de cambio de velocidad son aquellos que se utilizan para realizar modificaciones en la aceleración del vehículo que viaja sobre la vía principal y su longitud depende principalmente de la velocidad de proyecto de la vía analizada. Los carriles de almacenamiento sirven para acumular los vehículos que realizaran movimientos de giros y no afectar así al tránsito de paso de la vía principal, por lo tanto deben poseer una longitud y ancho suficiente que dependen principalmente de los movimientos de los volúmenes de giro y del vehículo de proyecto.

Los carriles auxiliares pueden ubicarse en la faja separadora central y/o adyacentes a la carretera. Los carriles en la faja separadora central permiten la deceleración y almacenamiento de los vehículos que pretenden girar a la izquierda y los carriles adyacentes a la carretera permiten el almacenamiento y cambio de la velocidad de los vehículos que realizan giros a la derecha.

3.1.5.3.B Elementos que conforman los carriles auxiliares.

i. Longitud de transición del carril auxiliar. Esta transición deberá tener una longitud suficiente para permitir que los vehículos estén protegidos y evitar interferencias con el tránsito directo que usa el resto de la calzada, mostradas en la figura IX.18.13

requiere

requiere

Esta longitud
debe ser
suficiente
para el
cambio de
velocidad
estos
carriles
se localizan
con anterioridad
a los terminales
de los carriles.

ii. Anchura y longitud del carril auxiliar. Los carriles deberán tener por lo menos 3.0 m y preferiblemente 3.60 m de ancho.

Como lo mencionamos anteriormente la longitud de un carril auxiliar esta constituido idealmente por tres componentes, los cuales deben satisfacer requisitos particulares de cada elemento analizado así:

- La longitud de un carril de cambio de velocidad. La longitud total requerida en un carril de cambio de velocidad es la necesaria para realizar una parada confortable y segura desde la velocidad de la carretera. La longitud mínima de un carril de deceleración en pendientes de 2 % o menores, con un acompañamiento de condición de parada , para velocidades de 50, 60, a 80 km/h son 70, 100 y 130 m, respectivamente.

Estas longitudes no incluyen la longitud de disminución que deberá ser de 8 a 15 metros longitudinalmente por cada 1 m transversalmente. En muchas infraestructuras no puede ser factible proveer la longitud completa de deceleración, en tal caso al menos una parte de la deceleración se debe llevar a cabo en el carril de tránsito de paso antes de entrar al carril auxiliar.

- Longitud de almacenamiento. En intersecciones semáforizadas la longitud de almacenamiento depende de: longitud del ciclo, el arreglo de las fases y los volúmenes direccionales de giro. La longitud de almacenamiento es una función de la probabilidad de ocurrencia de eventos y deberá usualmente estar basada de uno y la mitad a dos veces el número promedio de vehículos que podrían almacenarse por ciclo, del volumen predeterminado de diseño.

Adicionalmente a los elementos anteriormente descritos, en el proyecto de un carril auxiliar, en la faja separadora central se requieren los siguientes elementos:

- Remates en la faja separadora central. El tratamiento que se le dé a los remates en la abertura de la faja separadora central, depende en gran parte del ancho disponible en la faja separadora ya reducida. La faja separadora ya reducida debe tener por lo menos un ancho de 1.20 m y preferiblemente 1.80 a 2.4 m, con el remate de forma semicircular, estas dimensiones pueden ser provistas cuando se dispongan de anchos de mediana de 4.8 a 5.4 m y carriles de giro de un ancho de 3.60 m.

- Separación entre el carril adicional y el de tránsito directo. La forma más simple consiste en pintar una raya continua entre estos carriles.

- Proyectos especiales de vueltas izquierdas. Para carreteras de volúmenes y velocidades altas, es recomendable prohibir las vueltas izquierdas directas desde la carretera principal, principalmente cuando faja separadora central es angosta. Existen otras alternativas de giros izquierdos provistas, como pueden ser: análisis de enrutamiento de los volúmenes de tránsito de los giros izquierdos a través de una vía especial; obligando al conductor a viajar una mayor distancia, etc. Pero todo esto debe estar sujeto a un estudio del área de influencia adyacente a la intersección de estudio.

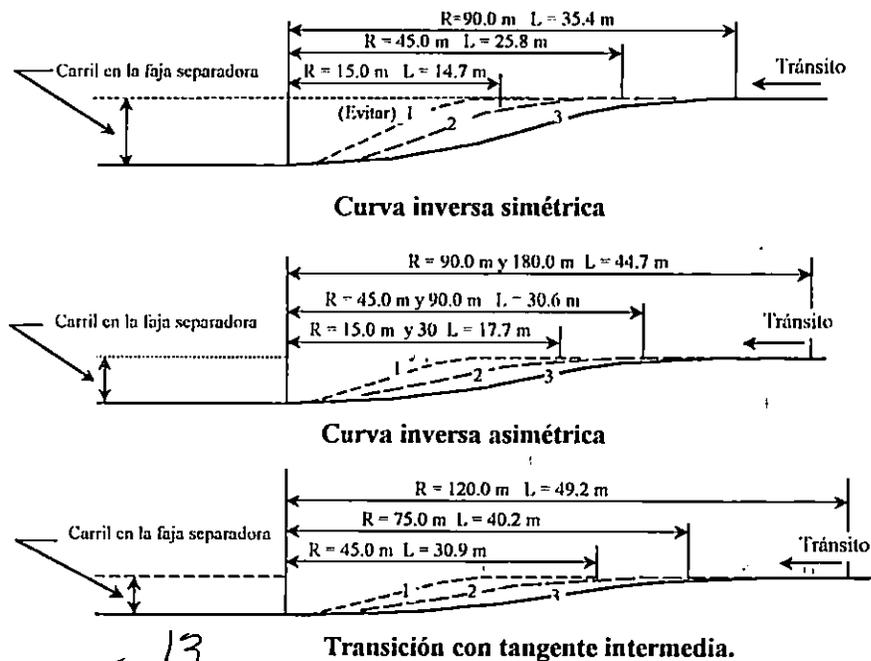


Figura III-13. diseño de la longitud de transición en carriles auxiliares.

3.1.5.4 Distancia de visibilidad en intersecciones a nivel.

Cada intersección contiene diversos conflictos potenciales. La posibilidad de los conflictos potenciales que actualmente ocurren podría ser reducidos grandemente a través de la provisión de distancias de visibilidad adecuadas. El conductor de un vehículo que se acerca a una intersección, debe tener una visual libre de obstrucciones, de toda la intersección y de un tramo del camino transversal, que le permita reaccionar y efectuar las maniobras requeridas para evitar colisiones.

Triangulo de visibilidad en los accesos. En las intersecciones debe existir una visibilidad continua a lo largo de los caminos que se cruzan, que permitan a los conductores verse entre sí simultáneamente, para prevenir colisiones en la intersección, dejándole al conductor cualquiera de las siguientes acciones: acelerar, disminuir la velocidad o detenerse. Lo cual depende del tipo de dispositivos de control existente, la existencia o inexistencia de obstrucciones y los ángulos de intersección de los ramales, pudiéndose obtener cualquiera de los casos siguientes:

- Intersecciones sin dispositivos de control.
- Señal de alto en el camino secundario.
- Intersecciones semáforizadas.
- Intersecciones agudas.

Visibilidad en intersecciones sin dispositivos de control. En los lugares donde no existen señales de ceda el paso, señales de alto o de señales de tránsito, el operador de un vehículo que llegue a la intersección debe tener la habilidad para percibir los conflictos en el tránsito con el suficiente tiempo para modificar la velocidad del vehículo tanto como sea necesario antes de alcanzar la intersección, este tiempo por lo general se establece en 3 segundos, de los cuales 2 segundos son para tiempo de percepción y reacción más un segundo adicional para que el conductor pueda accionar el freno para acompañar la deceleración. La tabla III-16 muestra las distancias promedio recorridas por un vehículo durante 3 seg.

Tabla III-16. distancias recorridas por un vehículo durante 3 segundos.

Velocidad [km/h]	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Distancia [m]	20	25	35	40	50	60	65	75	85

Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.

Nota: Estos valores han sido establecidos para condiciones de terreno plano en los ramales de acceso, las correcciones adecuadas deben ser hechas de acuerdo con el capítulo III, efectos de las pendientes.

Visibilidad en intersecciones con señal de alto en el camino secundario. En una intersección donde el tránsito del camino secundario se controla con señales de alto es necesario, por razones de seguridad, que el conductor del vehículo parado disponga de visibilidad suficiente sobre la carretera principal para poder cruzarla antes de que lleguen a la intersección los vehículos que por ella circulan, aun cuando alcance a

percibirlos en el preciso momento en que inicie su cruce.

La distancia de visibilidad necesaria a lo largo de una carretera principal se puede determinar a través de la siguiente fórmula:

$$d = 0.28v (J + t_a)$$

donde:

d = distancia mínima de visibilidad a lo largo de la carretera principal desde la intersección [m]

v = Velocidad de diseño en la carretera principal [km/h]

J = suma del tiempo de reacción y tiempo requerido para aplicar la primera velocidad [seg.].

t_a = tiempo requerido para acelerar y atravesar la distancia S para despejar la vía principal [seg.].

El valor de t_a puede ser obtenido directamente para condiciones aproximadas de terrenos a nivel, de la figura III.19.

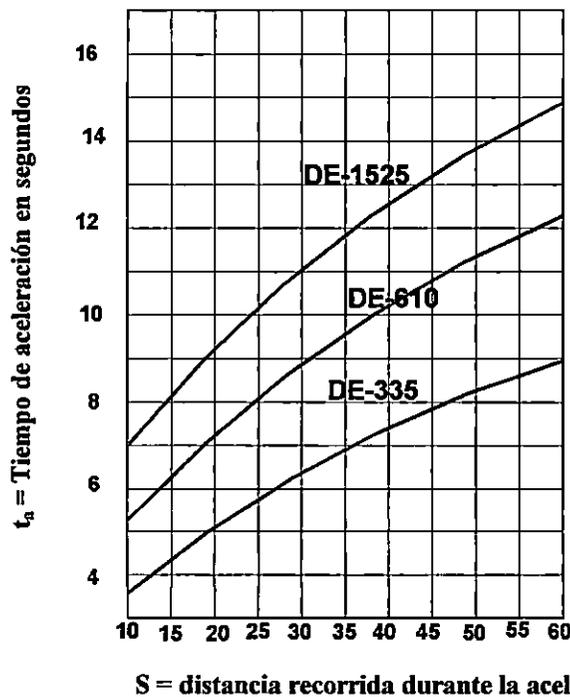


Figura III-19. Distancias de visibilidad en intersecciones.

para un valor de S dado en metros, la distancia S que el vehículo debe atravesar

(la distancia S se ilustra en la figura III-20), para despejar la vía principal es la suma de tres distancias:

$$S = D + W + L$$

Donde :

D = distancia desde la orilla más cercana de la vía principal al frente del vehículo estacionado.

W = ancho de la calzada a lo largo del paso del vehículo.

L = longitud completa del vehículo.

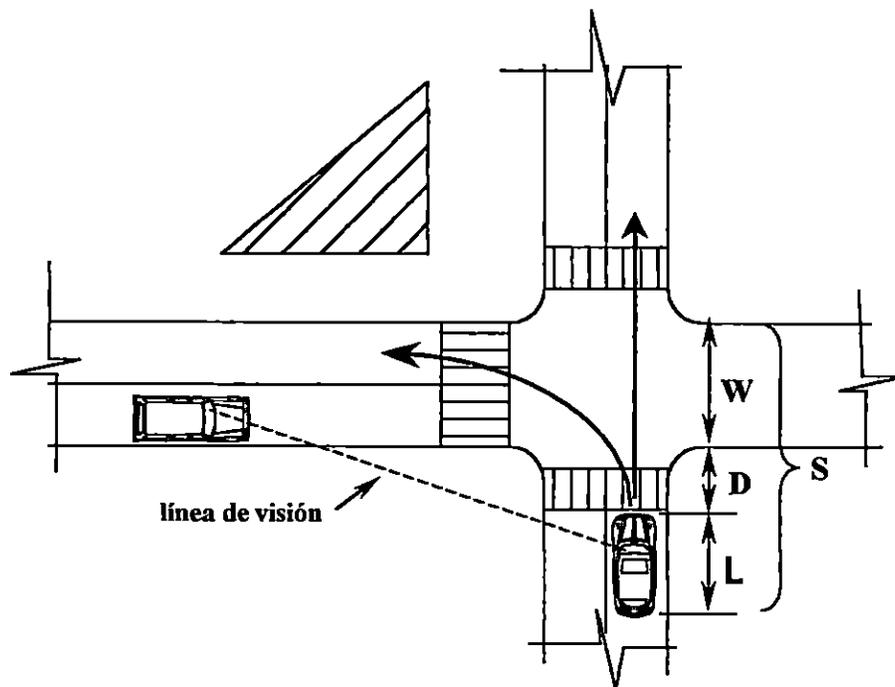


Figura III-20. Distancias de visibilidad en intersecciones.

Distancia de visibilidad en Intersecciones semáforizadas. Las intersecciones controladas por semáforo, para muchos diseñadores no requieren de distancia de visibilidad, debido a que los movimientos de los flujos vehiculares se producen en tiempos separados; más, sin embargo, debido a la variedad de características operacionales asociadas con las intersecciones, es recomendable proveerle la distancia de visibilidad necesaria descrita en el apartado anterior, por los problemas que se pueden presentar en una intersección como son la violación de las indicaciones del semáforo,

mal funcionamiento del aparato o el uso de la transición de la fase roja / amarillo por parte del conductor.

Distancia de visibilidad en intersecciones agudas. Cuando dos carreteras se interceptan en un ángulo menor de 90 grados, y no se justifique el realineamiento para incrementar el ángulo de intersección. Algunos de los factores descritos para la distancia de visibilidad en las intersecciones, pueden necesitar ajustes, como son la determinación de las distancias recorridas y el tiempo, la tabla III-17 muestra las tasas de aceleración para vehículos livianos, y la figura III-21, nos muestra la descripción de los elementos de la distancia de visibilidad.

Tabla III-17. Tasas de aceleración para vehículos de pasajeros

Velocidad [km/h]	Distancia [m]	t_a (seg.)
30	25	5.7
40	40	7.3
50	70	9.8
60	110	12.3
70	160	15.2
80	235	18.8
90	325	22.4

Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.

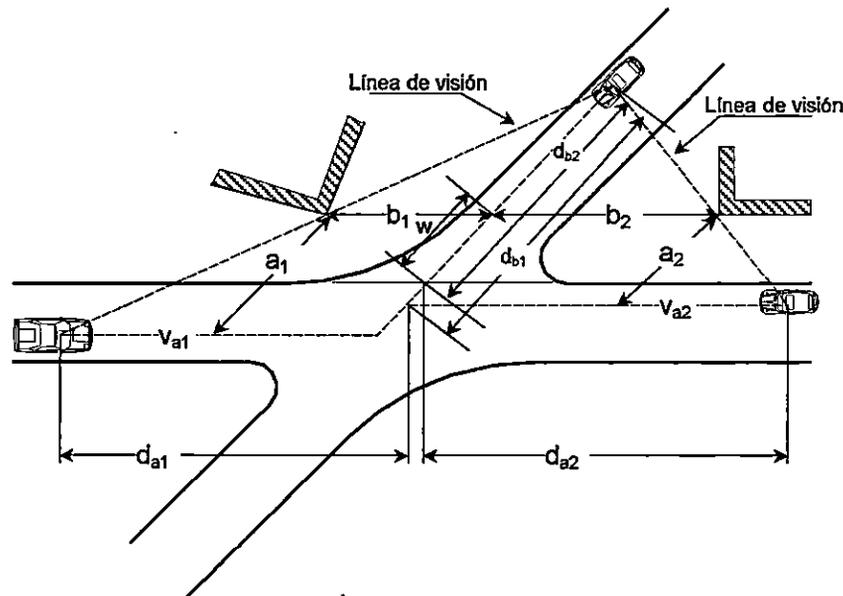


Figura III-21. Distancia de visibilidad en intersecciones agudas.

Efecto del perfil vertical sobre la visibilidad. El efecto de la pendiente sobre las distancias de visibilidad de frenado en intersecciones es el que se describe en el apartado “Efecto de la pendiente en la distancia de visibilidad de frenado”. El efecto del nivel sobre la aceleración puede ser expresado como un multiplicando a ser usado con el tiempo requerido para acelerar en intersecciones (t_a), como se determino para las condiciones a nivel para una distancia dada, las relaciones aproximadas del tiempo de aceleración sobre una pendiente a una que este a nivel, son las dadas en la tabla III-18.

El valor de t_a ajustado por la relación apropiada, puede ser usada en la ecuación $d = 0.28v(J + t_a)$ para determinar la distancia de visibilidad apropiada “d” para las condiciones en la intersección.

Tabla III-18. Efecto de la inclinación en el tiempo de aceleración (t_a) en intersecciones.

Vehículo de proyecto	Relación: tiempo de aceleración sobre pendientes a tiempo de aceleración en una sección a nivel				
	Inclinación de la intersección [%]				
	-4	-2	0	+2	+4
DE-335	0.7	0.9	1.1	1.1	1.3
DE-610	0.8	0.9	1.1	1.1	1.3
DE-1525	0.8	0.9	1.2	1.2	1.7

Fuente: American Association of State Highways and Transportation officials, 1994.

3.1.5.6 Sobreelevación para las curvas en las intersecciones.

La mayoría de los movimientos que se realizan en las intersecciones se hacen en presencia de otros vehículos, pues los movimientos son de separación o unión en un flujo directo, lo cual implica un movimiento o velocidad más baja comparado con una de camino abierto. Lográndose con ello una operación vehicular segura en la intersección, favorecido por la transición del bombeo en tangente al peralte en la curva, para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga. Las sobreelevaciones en las intersecciones se determinan haciendo uso de los mismos factores generales que se aplican a camino abierto, la tabla III-9 muestra los rangos de sobreelevaciones mínimas para radios y velocidades correspondientes.

El desarrollo de la sobreelevación en los extremos de los enlaces de una

intersección o camino abierto, se basa en los principios de comodidad, seguridad y apariencia de la infraestructura vial, para que el conductor no sienta cambios bruscos al pasar de una tangente a una curva abierta o cerrada. Por lo general estos procedimientos tratan de minimizar ese efecto al aplicar los valores de sobreelevación propuestos en la tabla III-19, al proporcionarle el peralte correspondiente a una curva de forma gradual, aunque estos valores pueden variar en un cierto porcentaje.

Tabla III-19. Cambio de la sobreelevación en enlaces.

Velocidad de proyecto km/h	25	30	40	50	60 o más
Variación de la sobreelevación					
Por estación de 20 m	0.053	0.053	0.046	0.039	0.032
Por 5 m de longitud	0.013	0.013	0.011	0.01	0.008

Fuente: Manual de Proyecto Geométrico, México 1992

3.1.6 Elementos para el diseño geométrico de intersecciones a diferentes niveles.

3.1.6.1 Generalidades.

Una intersección a diferentes niveles es un sistema de carreteras intercomunicadas, en conjunto con uno o más pasos a diferentes niveles que se proveen para el movimiento del tránsito entre dos o más carreteras o calles a diferentes niveles. Cada intersección a diferente nivel debe ser estudiada y proponer diseños alternos para determinar el arreglo más conveniente de estructuras y rampas, las formas más usuales de arreglos a diferentes niveles se describieron en el capítulo II, por lo tanto nos limitaremos a describir los elementos necesarios para el proyecto de diseño geométrico de en una intersección a diferentes niveles.

Una intersección a diferentes niveles debe tener el mismo grado de eficiencia que los caminos que forman la intersección; por tanto, las especificaciones relativas a la velocidad de proyecto, alineamientos y secciones transversales en el área de la intersección, deben ser congruentes con las especificaciones de las carreteras.

3.1.6.2 Pasos a diferentes niveles.

Como se describió anteriormente un paso a diferente nivel puede ser de dos tipos: pasos superiores y pasos inferiores dependiendo de las condiciones del sitio analizado, principalmente las topográficas y los volúmenes de tránsito.

Pasos inferiores. El tipo de estructura para un paso inferior se determina en función de las cargas, fundaciones y requerimientos generales del sitio analizado, más, sin embargo, nuestro estudio lo centraremos únicamente en el dimensionamiento de los diferentes elementos geométricos. En la figura III-22, se indican los espacios libres laterales y verticales para un paso inferior. Se ha determinado que el efecto de los objetos verticales a los lados del camino tiene poca o ninguna influencia en el comportamiento del tránsito cuando se hallan a 1.80 m o más de la orilla de la calzada. De ahí que este valor se considere como el espacio libre lateral mínimo desde la orilla de la calzada hasta el estribo, pila o elemento estructural correspondiente, aunque algunas veces es necesario aumentar el espacio en el lado interno de las curvas, con el objeto de proporcionar la distancia de visibilidad requerida. Para autopistas con accesos separados en las que sea posible proyectar una pila para estructura en la faja separadora central, el espacio libre lateral en el lado izquierdo de cada acceso puede reducirse, ya que los conductores van sentados en el lado izquierdo del vehículo, esta reducción puede llegar hasta un mínimo 1.35 m siendo recomendable el espacio libre lateral de 1.80 m.

La altura libre vertical de todas las estructuras para pasos inferiores deberá ser por lo menos 4.30 m en todo el ancho de los carriles de tránsito.

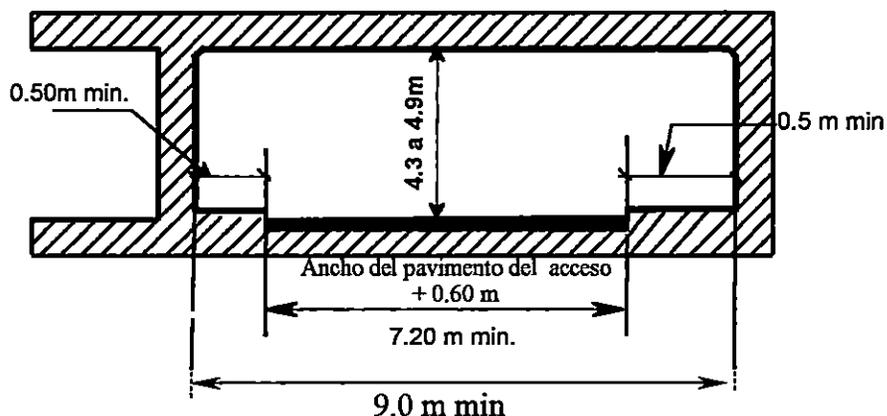


Figura III-22. Elementos de una infraestructura inferior.

Pasos superiores. El espacio libre vertical no esta limitado y el espacio libre horizontal esta condicionado a la ubicación de los cordones.

Los espacios libres laterales de los pasos inferiores son aplicables también a los pasos superiores. La sección normal de la carretera incluyendo los acotamientos, debe conservarse en todas las estructuras para pasos superiores en la figura III-23, se indica los espacios libres laterales mínimos y deseables para las estructuras.

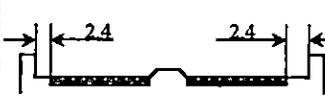
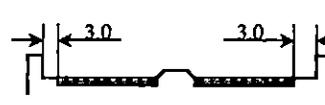
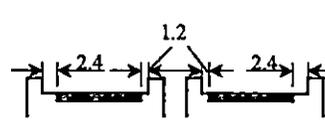
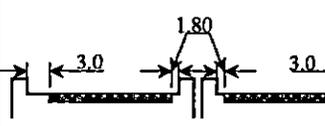
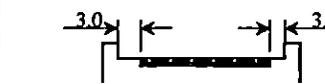
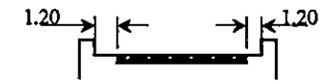
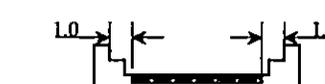
TIPO DE CARRETERA.	ANCHO DE ESTRUCTURA	
	MÍNIMO.	DESEABLE.
CARRETERA DE CUATRO CARRILES CON ESTRUCTURA SIMPLE.		
CARRETERA DIVIDIDA DE CUATRO CARRILES CON DOBLE ESTRUCTURA		
CARRETERA PRINCIPAL DE DOS CARRILES		
CARRETERA SECUNDARIA DE DOS CARRILES.		
CARRETERA DE BAJO VOLUMEN.		

FIGURA III-23. Espacios libres laterales en pasos vehiculares superiores.

Distancia horizontal para efectuar la separación de niveles. La distancia horizontal requerida para efectuar el diseño adecuado de un paso a diferentes niveles depende de la velocidad diseño, la inclinación de la carretera, y el claro o cantidad

vertical que se pretenda salvar, independientemente de si se trate de un paso superior o inferior. La figura III-24 muestra: las distancias horizontales requeridas para condiciones en terreno plano. Esto puede ser usado como una guía preliminar de diseño para determinar rápidamente: si una separación a diferentes niveles es factible o no para ciertas condiciones dadas en la intersección, que inclinaciones pueden estar involucradas, y que perfiles se deben ajustar, si existieran.

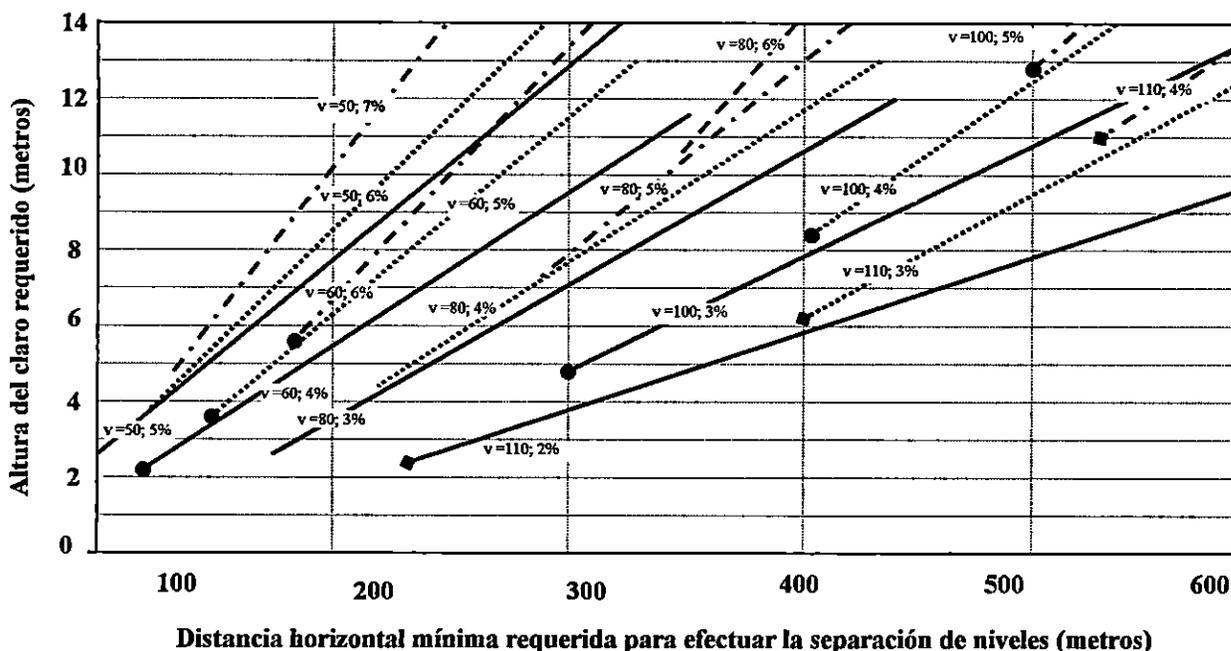


Figura III-24. distancia requerida para efectuar la separación de niveles, en terreno plano.

Ancho de la estructura. El ancho de una estructura a diferente nivel preferiblemente debe tener como mínimo el ancho de los carriles en los accesos que se interceptan, para brindarle al conductor la comodidad y seguridad deseada. Lo anterior no siempre es posible, principalmente en estructuras que requieren amplios claros, debido al alto costo por metro cuadrado que este tipo de estructura implica; sin embargo, el factor económico por si mismo no deberá gobernar al establecer el ancho de la estructura. El análisis de las características de la circulación, características de seguridad,

y relaciones costo-beneficio deberán ser completamente considerados antes de establecer el ancho de una infraestructura.

3.1.6.3 Alineamiento horizontal, Alineamiento vertical y sección transversal.

Las normas generales para los alineamientos horizontales y verticales en una intersección a diferentes niveles deben ajustarse en lo posible a las condiciones que se aplican para carretera abierta; se debe evitar cualquier curva horizontal o vertical pronunciada; también se debe evitar que cualquier curva horizontal se inicie muy cerca de curvas verticales pronunciadas ya sea en cresta o en columpio. Las pendientes de los caminos que se interceptan, en ningún momento deben exceder los valores máximos establecidos para las condiciones de camino abierto; deben evitarse las pendientes que obligan a los vehículos pesados a disminuir considerablemente su velocidad.

Con el objeto de obtener una buena circulación y la capacidad adecuada en una intersección a diferentes niveles, puede ser necesario efectuar cambios en los alineamientos y en la sección transversal de las ramas.

En ocasiones es necesario proveer a la intersección a diferentes niveles de una faja separadora central, el motivo de su ubicación y dimensionamiento puede deberse a varias condiciones, como pueden ser: canalizar el tránsito para evitar maniobras erráticas, refugio de la infraestructura del puente y peatonal, apariencia, etc., lo anterior debe llevarse a cabo cumpliendo las especificaciones para isletas dentro de intersecciones a nivel, detalladas anteriormente.

3.1.6.4 Distancia de visibilidad.

La distancia de visibilidad en las carreteras a través de una intersección a diferentes niveles debe ser igual a la distancia de visibilidad de frenado y de preferencia mayor.

El proyecto de alineamiento vertical en intersecciones a diferentes niveles debe ser igual que para cualquier otro punto de la carretera, excepto en algunos casos de curvas verticales en columpio donde la estructura de un paso inferior, puede disminuir la distancia de visibilidad, debiendo sujetarse a las condiciones impuestas por la distancia de visibilidad, como se detalla en el apartado distancia de visibilidad de frenado sobre

curvas verticales en columpio.

3.1.6.5 Carriles de cambios de velocidad.

Los carriles de cambios de velocidad, al igual que en las intersecciones a nivel, serán de forma paralela, que se anexa un carril auxiliar a la calzada principal, con una transición en su extremo continuo a esta. Para determinar la distancia L necesaria para el cambio de velocidad, se podrán aplicar los cuadros establecidos para cambios de velocidad en intersecciones a nivel. Los carriles de cambios de velocidad generalmente son necesarios en las terminales de las rampas.

3.1.6.6 Rampas

El término rampa incluye todas las disposiciones y tamaños de enlaces que conectan dos ramas de una intersección a diferente nivel.

Generalmente las especificaciones para el alineamiento horizontal y vertical de las rampas son menores que aquellas para caminos que se interceptan, pero en algunos casos pueden ser iguales.

3.1.6.6.A Tipos de rampa.

→ **Rampas semidirectas**, se pueden emplear para vueltas a la derecha. La distancia de recorrido en esta rampa, es menor que la correspondiente para una gaza y mayor que para una directa. Para su funcionamiento requieren la convergencia con calzadas de un sólo sentido de circulación, lo que hace necesario que uno de los caminos que cruzan se separe en dos cuerpos uno con un sentido de circulación, con la necesidad de dos estructuras, separadas lo necesario para permitir una pendiente adecuada en la rampa. Cuando la separación de las estructuras no permita proporcionar la pendiente adecuada en la rampa, será necesaria una tercera estructura, o bien una estructura de tres niveles.

→ **Rampas directas**, permiten a los conductores efectuar las vueltas con un movimiento directo. Las rampas diagonales sin alineamiento inverso, son conexiones directas para los movimientos de vuelta derecha.

Con rampas direccionales para vuelta izquierda, la distancia de recorrido es

menor que para cualquier otro tipo de rampas, pero como se necesitan dos más estructuras, su costo inicial es muy alto. *Oglloger pag. 99 / Oglloger pag. 99. tabla*

Distancia entre los extremos de rampas sucesivas. En la tabla III-20 se indican las distancias mínimas y deseables entre los extremos de las rampas sucesivas, basándose las distancias de tabla mencionada en los tiempos de decisión y maniobra de 5 a 10 segundos. *13*

Tabla III-20. Distancia entre extremos de rampas sucesivas

Velocidad proyecto, en km/h	30 a 40	50 a 60	70 a 80	90 a 100	110
Velocidad marcha, en km/h	28 a 37	46 a 55	63 a 71	79 a 86	92
Distancia L, en metros					
Mínima	40.0	60.0	90.0	110.0	130.0
Deseable	100.0	150.0	200.0	240.0	260.0

Fuente: Manual de Proyecto Geométrico, México 1992

Velocidad de proyecto. No siempre es posible proporcionar en las rampas las mismas velocidades de proyecto que en el camino abierto, pero deberán relacionarse entre sí. La velocidad de proyecto en los extremos de la rampa, debe corresponder a la velocidad de marcha de los caminos que se interceptan, cuando estos soportan un volumen de tránsito bajo; sin embargo, las limitaciones de ubicación y los factores económicos algunas veces obligan a utilizar una velocidad más baja, la cual no debe ser menor de la mitad de la velocidad de proyecto de la carretera. En la tabla III-21 se indican los valores de velocidad de proyecto para los extremos de las rampas.

Tabla III-21. Velocidad de proyecto en los extremos de la rampa.

Velocidad de proyecto en carreteras en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Velocidad de proyecto en los extremos de la rampa km/h	30	40	45	55	65	70	80	85	90

Fuente: Manual de Proyecto Geométrico, México 1992

La determinación de la velocidad de proyecto en la rampa, depende principalmente del tipo de carreteras que se interceptan y de las características físicas del lugar. Parcialmente estas condiciones determinan el tipo de rampas, para la cual

Complemento
Reg. 97

aplican los siguientes principios en la selección de la velocidad de proyecto:

Las rampas directas se deben de proyectar con la velocidad proyecto ideal; este tipo de rampas generalmente está en curva continua, y tanto la rampa como la curva requieren características de velocidad razonablemente altas.

Rampas semidirectas. Se proyectan para altos volúmenes de tránsito, frecuentemente las velocidades de proyecto de los caminos que se interceptan son diferentes, por lo que la velocidad de proyecto del extremo de la rampa de preferencia, debe estar en relación con la rama del entronque con la cual se conecta tomando como base los valores de la tabla III-21 y el tramo de la rampa entre los extremos se diseñará para una velocidad intermedia; o bien debe estar relacionada con la rama del entronque que tenga mayor velocidad de proyecto.

Las rampas con velocidades de proyecto mínimas, que se usan en conjunto con caminos de primer orden, requieren carriles de cambio de velocidad, basados en la diferencia entre la velocidad de marcha de la carretera y de la rampa.

3.1.6.6.B Alineamiento y forma.

Radio mínimo. Los factores y radios mínimos de curvas en intersecciones para velocidades de proyecto, se discuten en el inciso diseño mínimo para formación de curvas en intersecciones tales valores se muestran en las tablas III-11 y III-12 y se aplican directamente al proyecto de rampas.

Curvas compuestas y de transición. Las curvas compuestas y de transición son adecuadas para obtener la forma deseada de las rampas, para satisfacer las condiciones de ubicación y para acomodar las trayectorias naturales de los vehículos.

Formas de las rampas. La forma de la rampa depende de las características del tránsito, las velocidades del proyecto, la topografía, el ángulo de intersección y el extremo de la rampa.

Distancia de visibilidad. Los valores mínimos de la distancia de visibilidad de parada se muestran en la tabla III-4, estos valores se aplican directamente en las rampas

de entronques a diferente nivel; Siempre que sea posible deberán proporcionar distancias de visibilidad mayores que las establecidas en ella.

La figura III-6 ilustra la forma de determinar, los valores de las distancias mínimas de obstáculos laterales, con la relación al radio de las curvas horizontales, las cuales se basan en la distancia de visibilidad de parada. Estos mismos valores se aplican directamente al proyecto de las rampas, pero en muchos casos es necesario verificar gráficamente la distancia de visibilidad en curvas verticales y horizontales.

Pendientes verticales de rampas
Proyecto del alineamiento vertical. Las pendientes de las rampas deben ser tan suaves como sea posible para facilitar la maniobra de pasar de una rama a otra. Las pendientes en las rampas pueden ser mayores que aquellas pendientes de los caminos que se interceptan, pero no puede establecerse una relación precisa entre ellas.

Se pueden establecer valores límites para pendientes, pero las pendientes para cualquier rampa en particular depende de las características propias del lugar y del cuadrante en cuestión. Aunque las pendientes máximas permitidas no están estrictamente relacionadas con velocidad de proyecto, ésta da una indicación general del valor a usar, tal y como se indica en la tabla III-22 *14*

14
Tabla III-22. Pendiente máxima de la rampa de acuerdo con la velocidad de proyecto.

Velocidad de proyecto (km/h)	25-30	40-50	60-70
Pendiente en ascenso (%)	6-8	5-7	4-6

Fuente: Manual De Proyecto Geométrico, México 1992

Nota: para velocidades mayores de 70km/h deberán considerarse condiciones camino abierto.

Las pendientes para rampas descendentes de un único sentido de circulación, deben de mantenerse dentro de los mismos rangos de la tabla III-22 *14*, aunque en casos especiales pueden incrementarse un 2% de los valores para pendientes ascendentes.

Curvas verticales. En el apartado distancia de visibilidad de frenado en curvas verticales en columpio y en cresta, se muestran las condiciones que deben de cumplir



las longitudes de curvas verticales en cresta respecto a la distancia de visibilidad de frenado, esto se ha desarrollado en el apartado de Distancia de visibilidad de frenado sobre curvas verticales en cresta. Estas longitudes son aplicables en los extremos de las rampas, usando una velocidad de proyecto intermedia entre la de la rampa y la del camino. La forma usual que toma el perfil de una rampa es la de una "s". Los cambios principales en pendiente se efectúan por medio de dos curvas verticales, una en columpio en el extremo inferior de la rampa y una en cresta en el extremo superior de la rampa. Ambas curvas deben proyectarse de tal manera que proporcionen al usuario la suficiente distancia de visibilidad para permitir una maniobra segura. Es conveniente que en los extremos de la rampa, estén al mismo nivel que los carriles para el tránsito que sigue de frente, ya que esto proporciona una manera segura de efectuar la maniobra y una mayor visibilidad.

Capítulo IV "METODOLOGÍA".

4.1 Generalidades.

La implementación de pasos a diferentes niveles es una medida que surge como alternativa en una intersección a nivel que este brindando un nivel de servicio inaceptable para el usuario. La aplicación de pasos a diferentes niveles es una alternativa que ha tomado relevancia en nuestro medio debido a los altos costos y la limitada disposición de derechos de vía, que implica la implementación de mejoras a nivel.

La aplicación de un paso a diferentes niveles es una alternativa, que nos resuelve muchos de los conflictos que se generan en una intersección a nivel, y la decisión de utilizar uno o más niveles, dependerá de muchas condiciones, pero principalmente de los volúmenes de tránsito. Como se mencionó anteriormente, los pasos a diferentes niveles son únicamente una alternativa, por lo tanto su implementación debe ser sometida a una evaluación en conjunto con otras alternativas.

La metodología propuesta se encuentra conformada por las siguientes etapas:

4.2 Análisis de la situación actual.

Esta es la etapa inicial de la metodología y consiste en realizar una evaluación del nivel de operación de la intersección. Para el análisis de la situación actual de una intersección se deben aplicar los siguientes literales.

4.2.1 Datos de entrada.

Los datos de entrada, son todos aquellos datos que nos servirán de base para el análisis de la intersección. La presente propuesta de metodología esta dirigida al análisis específico de intersecciones, por lo tanto, se deben realizar conteos puntuales, con el objetivo de determinar los volúmenes de tránsito presentes en la intersección y determinar entre otros la composición y dirección vehicular. Debido a lo anterior se debe considerar el procedimiento a seguir en los conteos puntuales.

- **Delimitar la zona de estudio.** La delimitación de la zona de estudio, consiste en aislar cada uno de los accesos de la intersección, a manera de poder obtener la cantidad de vehículos que se adentran o abandonan la intersección.

- **Periodo de conteo.** Este periodo de conteo puede ser muy corto de 10, 12 ó 15 minutos para las horas máximas, cuando se conocen o se tengan registros de las horas en que se producen los máximos flujos del día. Cuando no se conoce la variación de las horas máximas en el punto analizado, resulta muy útil realizar un conteo durante 10 ó 12 horas y relacionar la información obtenida, con las estaciones de conteo permanentes cercanas a la zona.

4.2.2 Complementación de la información disponible.

La información obtenida a través de los conteos nos refleja únicamente las condiciones existentes durante el periodo del día de conteo, por lo tanto es necesario efectuar ajustes a manera de que refleje el comportamiento del TPDA en el punto de análisis. Lo anterior nos servirá de base para poder obtener el Volumen Horario de Diseño en cada uno de los accesos, utilizando como referencia las estaciones permanentes que estén influenciando la zona de análisis. Lo anterior se realiza cuando no se cuente con registros históricos de estaciones permanentes en la zona, lo cual es la condición más común que se encuentra en nuestro medio, por lo cual se incluye en la metodología el procedimiento sugerido para la obtención del Volumen Horario de Diseño.

4.2.2.1 Pasos para la obtención del Volumen Horario de Diseño (VHD).

- 1. Obtención del Tránsito Promedio Diario, T.P.D.** Este es el tránsito que circula por un acceso durante un día. Cuando el conteo, no se realice durante las 24 horas, el tránsito promedio diario se obtiene expandiendo el Tránsito Horarios (T.H.) obtenido en el periodo de conteo, a través de un factor que refleje el comportamiento de estaciones permanentes. Este factor se establece a través de la relación entre los porcentajes de la variación horaria de la(s) estación(es) que tengan mayor influencia en la zona, sumando los porcentajes de la variación horaria que correspondan a las horas de

conteo realizadas, obteniendo así un factor de expansión a 24 horas, el cual nos servirá para poder determinar el TPD, por medio de la siguiente fórmula:

$$F_{EH} = \sum_{i=1}^n V_H$$

Donde:

F_{EH} = factor de Expansión Horario.

V_H = porcentajes de Variación Horaria del T.P.D.A. de la estación base correspondiente a cada hora del día del año en estudio.

i = hora de inicio del periodo de conteo.

n = hora de finalización del periodo de conteo.

Por lo tanto el T.P.D. se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$TPD = \frac{VC}{F_{EH}}$$

Donde:

VC = Volumen vehicular obtenido durante el periodo de conteo.

2. Obtención del Tránsito Promedio Diario Anual, T.P.D.A. se obtiene utilizando dos factores de ajuste: uno mensual y otro de ajuste diario semanal, los que se obtienen de las variaciones diarias semanales y mensuales realizadas por el tránsito durante un año en la estación permanente, utilizando como base de análisis, estos factores de corrección que nos sirven para convertir nuestro Tránsito promedio Diario (TPD) en un Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).

• **Cálculo del Factor de Ajuste Mensual.** Este factor se obtiene de la información de la variación horaria de las estaciones permanentes, dividiendo el Tránsito Promedio Diario Anual entre el tránsito promedio diario mensual, así:

$$F_{AM} = \frac{TPDA}{TPDM}$$

Luego se obtiene el promedio de los diferentes factores mensuales para el año en estudio, para que sea más representativo.

• **Cálculo del Factor de Ajuste Diario Semanal (F_{ADS}).** Este factor, se calcula

dividiendo el Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS) correspondiente al mes en que se realizó el día de conteo, entre el Tránsito Diario, o sea, el correspondiente al promedio que representa el día del conteo, a través de la siguiente fórmula.

$$F_{ADS} = \frac{TPDS}{TD}$$

TD = tránsito equivalente al día del conteo corto.

Luego se obtiene el promedio de los diferentes factores mensuales para el año en estudio, para que sea más representativo. Obteniéndose el TPDA, a través de la siguiente fórmula:

$$TPDA = TPD \times F_{AM} \times F_{ADS}$$

Donde:

F_{AM} = factor de ajuste Mensual.

F_{ADS} = factor de Ajuste Diario Semanal

3. Obtención del Volumen Horario de Diseño (VHD). Para la obtención del volumen horario de diseño (VHD), se determina principalmente a través de un factor obtenido de la 30ª hora del año de diseño, este se obtiene del estudio de tránsito durante los periodos máximos del año, en las estaciones permanentes. El Volumen Horario de Diseño se determina a partir de la siguiente fórmula:

$$VHD = K * TPDA$$

Donde:

K = factor horario de la 30ª hora.

Sin embargo, cuando no se cuente con los datos del factor de la 30ª hora para una estación permanente, se puede realizar el siguiente procedimiento.

- **Obtener la hora de máxima demanda en nuestra intersección.** La hora de máxima demanda, se puede establecer a partir de la observación de los datos del periodo de conteo, tomándose la hora durante la cual se origino el mayor flujo en la mayoría de los accesos de la intersección.

• **Ajustar el volumen de la Hora de Máxima Demanda.** Esto se logra distribuyendo el TPDA obtenido para cada acceso a través del factor horario de la historia de la variación horaria de la estación que le corresponde a la hora de máxima demanda obtenida en la intersección, la hora de máxima demanda queda ajustada a través de la siguiente fórmula:

$$\text{VHMD} = \text{TPDA} \times \text{FH}$$

Donde:

VHMD = Volumen de la Hora de Máxima Demanda Ajustada

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual para el acceso analizado.

FH = Factor de la variación horario histórico correspondiente a la hora de máxima demanda durante el periodo de conteo.

El procedimiento llevado a cabo hasta el momento, nos sirve para obtener el Volumen Horario de Diseño presente en la actualidad en cada acceso de la intersección.

4.2.3 Análisis de circulación de una intersección.

Debido a que al hacer el análisis de circulación de una intersección, en esta se pueden presentar las siguientes condiciones: intersecciones semáforizadas, entrecruzamientos o tramos continuos. Sin embargo, se pueden encontrar intersecciones que presenten una o más de las condiciones antes expuestas. Debido a lo anterior se presentan las metodologías de análisis de intersecciones semáforizadas, tramos de entrecruzamiento, así como de tramos y subtramos continuos, por considerar que son las condiciones que más se encuentran presentes en las intersecciones urbanas y que se pueden presentar al evaluar una intersección a nivel o a diferente niveles.

4.2.3.1 Metodología de análisis de circulación en una intersección controlada por semáforo.

Para el análisis de una intersección a nivel controlada por semáforo, se requiere obtener la siguiente información, adicional a la obtenida previamente. Para facilitar el análisis de la información se recomienda hacer uso de los 5 módulos de análisis, propuestos por el Highway Capacity Manual de 1994, para intersecciones semáforizadas, según el siguiente procedimiento:

1. Módulo de entrada. Esta información es la base para elegir los valores de cálculo y los procedimientos en los módulos posteriores. Esta información se clasifica en condiciones geométricas, de circulación, de semaforización y valores por defecto de las condiciones existentes de la intersección, la figura IV-1 muestra el formulario para el módulo de entrada que se adapta al procedimiento siguiente:

Paso 1. Volúmenes Horarios de Diseño: Los Volúmenes Horarios de Diseño obtenidos, se anotan en las casillas correspondientes del diagrama de la intersección.

Paso 2. Anotación de la geometría:

- Número y anchos de los carriles.
- Movimientos que usan cada carril.
- Existencia y situación de los carriles de estacionamiento a lo largo del cordón.
- Existencia y emplazamiento de las paradas de autobuses

Paso 3. Anotación de la geometría y características de la circulación, esto incluye:

- Porcentaje de inclinación de la rasante.
- Porcentaje de vehículos pesados. Debe tenerse presente que cuando los autobuses no realicen paradas dentro del área de influencia de la intersección estos se consideran como vehículos pesados.

- Las características de estacionamiento del acceso y número de maniobras de entrada y salida a un carril de aparcamiento por hora en los 75 m corriente arriba de la línea de parada.

- El factor de la Hora de Máxima Demanda. Este valor debe determinarse en campo a través de la observación del comportamiento del campo, más sin embargo cuando no se cuente con un estudio extenso que refleje el comportamiento de los flujos en el tiempo, resulta útil y recomendable el utilizar el valor por defecto propuesto por el Highway Capacity Manual cuyo valor es igual a 0.9, el cual resulta un valor representativo, debido a que ha sido establecido en base a una amplia observación del comportamiento del flujo a través de diferentes carreteras del territorio norteamericano.

- Indicar la calidad de la progresión semafórica, la proporción de los vehículos que llegan en verde o el tipo de llegada.

Paso 4. Registro del diseño semafórico. En la parte inferior del formulario de la figura IV-1 se traza un diagrama de secuencia de las fases semafóricas.

- Cuando no se disponga de datos para estas variables antes descritas resulta útil usar los valores por defecto propuestos por el Highway Capacity Manual de 1994, mostrados en la tabla IV-1.

Tabla IV-1. Valores sustitutivos por omisión para los análisis de circulación y planeamiento en intersecciones controladas por semáforo.

Característica	Valor sustitutivo por omisión	Unidad	
Intensidad de circulación ideal	1,800	veh/ hora	
Volumen peatonal en conflicto	0	pt/h	
Porcentaje de vehículos pesados	2	%	
Inclinación (porcentual)	0	%	
Número de autobuses con parada	0	buses/hora	
Condiciones de estacionamiento	Sin estacionamiento		
Maniobras de estacionamiento	20	veh/hora	
Tipo de llegada			
Grupo de carriles con movimiento de frente, de paso o recto	3 si es aislado		
	4 si es coordinado		
Grupo de carriles con movimiento de frente, de paso o recto	3		
Factor de la hora de máxima demanda (FHMD)	0.9		
Semaforización (tiempos fijos)			
Duración del ciclo	60-120	seg	
Tiempo perdido	3	Seg/fase	
Ámbar más todo rojo	4	Seg/fase	
Tipo de área	Fuera del centro urbano		
Anchura del carril	3.6	m	
Factores sustitutivos de utilización de carril			
Movimiento del grupo de carriles	Número de carriles en el grupo de carriles	Porcentaje de tránsito que soporta el carril	Factor de utilización de carril (U).
Recto o compartido	1	100.0	1.00
	2	52.5	1.05
	3	36.7	1.10
Giro a la izquierda exclusivo	1	100.0	1.00
	2	51.5	1.03
Giro a la derecha exclusivo	1	100.0	1.00
	2	56.5	1.13

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994

Intersección:		Fecha: / /2001	
Analista:		Periodo de tiempo analizado:	
Proyecto:		Tipo de zona: CBD OTRAS	
Ciudad:			

Tiempo perdido por fase:
Identificar en el diagrama:

1. Volúmenes.
2. Carriles y anchuras de carril
3. Movimientos de cada carril
4. Emplazamientos de los estacionamientos
5. Longitud de zonas de almacenamiento
6. Isletas
7. Paradas de autobuses

ESTADO DE LA CIRCULACIÓN Y DE LA VÍA										
Acceso	Inclinación	% VP	Ajuste Carril de estacionamiento		Autobus (Nb)	FHMD	Peat. conf. (peat/h)	Pulsador para peatones		Tipo de art.
			S o N	Nm				S o N	Tiempo min.	
E										
O										
N										
S										

Inclinación: +Rampa, -Pendiente
 Nm: Maniobras de estacionamiento/hora
 Nb: Autobuses Parando/hora
 FHMD: Factor de la hora de máxima demanda
 Peat. Conf: Peatones conflictivos/h
 Tiempo min.: Tiempo mínimo de verde para el cruce peatonal

FASES									
Diagrama									
Reglaje	G= Y+AR=	G= Y+AR=	G= Y+AR=	G= Y+AR=	G= Y+AR=	G= Y+AR=	G= Y+AR=	G= Y+AR=	G= Y+AR=
Predeterminada o actuada									
	↑ Giros protegidos	↑ Giros permitidos	----- Peatones	Duración del ciclo ____ Seg.					

Figura IV-1. Formulario para el módulo de entrada

2. Módulo de ajustes. Este módulo organiza los flujos de demanda de una infraestructura vial, de una manera útil para los análisis posteriores, realizando dentro de este módulo pasos analíticos importantes: a) conversión de los volúmenes horarios a intensidades máximas, b) se establecen los grupos de carriles a analizar c) corrigen los flujos de los grupos de carriles para tener en cuenta el desequilibrio en la utilización de los carriles. La figura IV-2 ilustra el formulario del módulo de ajuste.

Paso 1. Conversión de los volúmenes horarios a intensidades máximas, mediante la división de los volúmenes horarios de diseño entre el Factor de la Hora de Máxima Demanda (FHMD)

$$I_p = \frac{VHMD}{FHMD}$$

Paso 2. Establecimiento de los carriles a analizar, Siempre se definirán como grupos de carriles separados a los carriles para giro a la izquierda. Cuando existan carriles compartidos para giro a la izquierda y paso de frente en un acceso con otros carriles adicionales para el tránsito de paso de frente, se deben comprobar si operan en un modo de equilibrio compartido o de giro protegido. Esta comprobación implica la determinación de la proporción de giros a la izquierda en el carril compartido. Si este valor es igual o superior de 1.0, se considerara al carril compartido como exclusivo de giro a la izquierda, se recomienda consultar el Highway Capacity Manual de 1994, para obtener mayor referencia sobre este tipo de giro.

Paso 3. Obtener el factor de utilización del carril.

Paso 4. Calcular la intensidad ajustada del grupo de carriles a través de la siguiente fórmula.

$$I = I_g U$$

Paso 5. Anotación de la proporción de los giros a la izquierda (P_{MI}) y a la derecha (P_{MD}) del grupo de carriles

$$P_{MI} = \frac{I_{MI}}{I} ; P_{MD} = \frac{I_{MD}}{I}$$

Acceso	Movim.	Volumen del movim. (vl/h)	Factor de la hora de máxima demanda	Intensidad I_p (vl/h)	Grupo de carriles	Intensidad del grupo de carriles I_g (vl/h)	Numero de carriles N	Factor de utilización de carril U	Intensidad ajustada (I/h)	P_{MI} o P_{MD}
E	MI									
	MR									
	MD									
O	MI									
	MR									
	MD									
N	MI									
	MR									
	MD									
S	MI									
	MR									
	MD									

Figura IV-2. Formulario del Modulo de ajuste de volúmenes.

3. Módulo de intensidades de saturación. Mediante este módulo se calcula la intensidad de saturación para cada grupo de carriles en las condiciones prevalecientes. El cálculo comienza con la selección de movimientos y la intensidad de saturación "ideal"

como se muestra en la figura IV-3, muestra el formulario de este módulo, el cual se adapta al procedimiento siguiente.

Paso 1. Anotación de la descripción de los grupos de carriles. Para identificar los carriles y sus movimientos.

Paso 2. Anotación de la intensidad de saturación ideal. Para las condiciones de nuestro medio resulta más prudente el uso de la intensidad de 1,800 v/h/c, propuesto por los Highway Capacity Manual 1965, debido en que cierta manera refleja condiciones más conservadoras.

Paso 3. Anotación de los factores de ajuste. El uso de los factores de ajuste es utilizado para reflejar el efecto de una o varias de las condiciones prevaletientes sobre las condiciones ideales de la intensidad de saturación. El Highway Capacity Manual de 1994 nos proporciona las tablas de valores correspondientes y el procedimiento de obtención de cada uno de ellos, los que se describen a continuación:

- **Número de carriles (N).** Es la cantidad de carriles que posea el acceso analizado.
- **Factor de anchura de carril (f_A).** Este factor toma en cuenta el impacto que ejercen los carriles estrechos en la intensidad de saturación, tomándose como base para ello el ancho estándar de 3.6 m.
- **Factor de vehículos pesados (f_{VP}).** Este factor nos indica el impacto que los vehículos pesados tienen sobre la circulación, a la vez que toma en cuenta el espacio adicional que ocupan y sus diferentes prestaciones en relación con los vehículos ligeros.
- **Factor de inclinación de la rasante (f_i).** Este factor incluye el efecto de la inclinación de la rasante sobre los automóviles.
- **Factor de estacionamiento(f_e).** Este factor de ajuste toma en cuenta el efecto de fricción que ejerce el carril de estacionamiento sobre el grupo de carriles adyacentes, así como el bloqueo ocasional producido por las maniobras de estacionamiento.
- **Factor de bloqueo de autobuses(f_{bb}).** Este factor toma en cuenta el efecto de los autobuses que se realizan paradas para descargar o cargar pasajeros dentro de la zona de influencia de la intersección, que generalmente esta comprendida dentro de 75 metros

corriente arriba o corriente abajo y la línea de parada.

- **Factor de tipo de área (fa).** Este factor toma en cuenta la relativa ineficiencia de las intersecciones en zonas comerciales en comparación a aquellas situadas en otros lugares.

- **Factor de movimientos a la derecha (f_{MD}).** Este factor de ajuste nos indica el efecto que los movimientos de giro derecho tienen sobre la corriente de tránsito, y el impacto generado depende de la manera en que estas operaciones se producen, como son si se producen desde un carril compartido o exclusivo, tipo de fase semafórica, el volumen de peatones conflictivos y la proporción de vehículos que giran a la derecha.

- **Factor de movimientos a la izquierda (f_{MI}).** Este factor está basado en un análisis similar al establecido para el movimiento derecho, tomando como base las variables siguientes: la existencia de carriles exclusivos de giro izquierdos, tipos de fases del semáforo, la proporción de vehículos que giran a la izquierda, el flujo en sentido opuesto cuando se realizan giros a la izquierda permitidos.

Paso 4. Cálculo de la intensidad de saturación ajustada (s). La intensidad de saturación es el flujo, en vehículos por hora por carril, a la que puede dar servicio el grupo de carriles, suponiendo que la fase de verde esté siempre disponible para ese acceso, es decir, que la relación de verde (g/c) sea 1.0. La intensidad de saturación se determina a través de la siguiente ecuación:

$$s = s_0 N f_A f_{VP} f_e f_{bb} f_i f_{MD} f_{MI} f_a$$

Acceso	Movimiento del grupo de carriles	Intensidad de saturación ideal (v/h/c)	Número de carriles N	Factores de ajuste								Intensidad de saturación ajustada s (v/hrv)
				Ancho de carriles f _a	Vehículos pesados f _{VP}	Inclinación del acceso f _i	Estacionamiento f _e	Bloqueo por autobús f _{bb}	Tipo de zona f _a	Giros a la derecha f _{MD}	Giros a la izquierda f _{MI}	
SE												
SO												
SN												
SS												

Figura IV-3. Formulario del Módulo de intensidad de saturación.

4. **Módulo de análisis de capacidad.** Este modulo combina la información y los resultados de los cálculos de los tres primeros módulos para calcular la capacidad de cada grupo de carriles, y las relaciones I/c de cada grupo de carriles y de la intersección en su conjunto. Como se muestra en la figura IV-4. siguiendo los pasos siguientes :

Paso 1. Anotar la descripción del movimiento del grupo de carriles.

Paso 2. Anotar el tipo de fase. Aquí se anotan los giros a la izquierda con carril exclusivo que tienen fases protegidas y permitidas. En este caso se designa con la letra "F" a la fase fundamental, "S" a la fase secundaria y con "T" a la fase total.

Paso 3. Anotar la intensidad ajustada para cada grupo de carriles.

Paso 4. Anotar la intensidad de saturación ajustada.

Paso 5. Cálculo del índice de saturación de cada grupo de carriles (I_g). Este valor se obtiene dividiendo la intensidad ajustada de cada grupo de carriles (I) entre la intensidad de saturación ajustada (s).

Paso 6. Proporción de verde de cada grupo de carriles (g/C). Se calcula la proporción de cada grupo de carriles, el tiempo de verde efectivo entre la duración del ciclo.

Paso 7. Capacidad para cada grupo de carriles (c_i). Se calcula por medio de la siguiente ecuación.

$$c_i = s_i (g_i/C)$$

Paso 8. Cálculo de las relaciones I/c de cada grupo de carriles (x_i). La relación I/c del grupo de carriles es la relación entre el flujo ajustado y la capacidad, lo cual se puede obtener por medio de la siguiente ecuación.

$$x_i = I_i/c_i$$

Paso 9. Identificar los grupos de carriles críticos (X_c). Se obtiene sumando las relaciones de flujo de los grupos de carriles críticos. Se calcula la relación I/c crítica, X_c , que indica el nivel de saturación asociado con la geometría, los volúmenes y el reglaje, por medio de la fórmula siguiente.

$$X_c = Y \frac{C}{C-L}$$

Una relación de I/c superior a 1 nos indica que el diseño geométrico y semafórico no pueden dar servicio a la combinación de flujos críticos de la intersección.

Acceso	Tipo de fase (F,S,T)	Intensidad ajustada (I) (v/h)	Intensidad de saturación ajustada (s)	Índice de saturación (I/s)	Proporción de verde g/C (v/h)	Capacidad del grupo de carriles (c)	Relación I/c (X) del grupo de carriles	Grupo de carriles críticos (-)
SE								
SO								
SN								
SS								

Figura IV-4. Formulario del Módulo de análisis de capacidad.

5. Módulo de nivel de servicio. Este módulo combina la información de los módulos de ajuste de volúmenes, intensidades de saturación, y de análisis de capacidad para encontrar la demora media en parada por vehículo en cada grupo de carriles. El nivel de servicio esta directamente relacionado con la demora y se obtiene de la tabla IV-2. La figura IV-5, nos muestra un esquema del formulario de nivel de servicio y el procedimiento para su llenado es el siguiente:

Paso 1. Descripción del grupo de carriles.

Paso 2. Obtención de la demora uniforme (d_1). Este valor se obtiene a través de la siguiente ecuación.

$$d_1 = 0.38C[1-(g/C)]^2 / \{1-(g/C)[\text{Min}(X,1,0)]\}$$

La demora uniforme, toma en cuenta las llegadas que están distribuidas uniformemente y cuando ningún ciclo llega a la sobresaturación ($g/C > 1$), su obtención toma en cuenta los siguientes elementos:

- Obtención de la relación $X= I/c$ para cada grupo de carriles.
- Obtención de la relación de verde de cada grupo de carriles (g/C).
- Cálculo de la demora a través de los elementos anteriores

Paso 3. Determinación del ajuste de la demora (FD). Este factor se determina a partir de la calidad de la progresión o el tipo de regulación, existente en la intersección y depende del tipo de llegada.

Paso 4. Obtención de la demora incremental (d_2)

$$d_2 = 170 * x^{2*}((x-1)+((x-1)^2+(m*x)/c)^{0.5})$$

Obteniéndose a través de los siguientes elementos:

- Obtención del $x = I/c$ para cada grupo de carriles.
- Obtención del termino de calibración (m) de la demora incremental que representa el efecto del tipo de llegadas y el grado de circulación en columnas.

Paso 5. Calculo de la demora media por parada (d) y el nivel de servicio. Este se obtiene a través de la siguiente fórmula.

$$d = d_1 * FD + d_2$$

Donde:

d = demora media por parada.

El valor obtenido se compara con los rangos de valores establecidos en la tabla IV-2.

Tabla IV-2. Niveles de servicio para intersecciones semáforizadas.

Nivel de servicio	Demora por rango de parada [seg/vl]
A	≤ 5.0
B	>5.0 y ≤ 15.0
C	>15.0 y ≤ 25.0
D	>25.0 y ≤ 40.0
E	>40.0 y ≤ 60.0
F	>60.0

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994.

Movimiento del grupo de carriles	Primer termino de la demora				Capacidad del grupo de carriles C	Factor de calibración d ₂ (m)	Demora incremental d ₂ (m)	Demora (sg/veh)	NS
	Relación I/c X	Proporción de verde g/C	Demora uniforme d ₁ (sg/veh)	Factor de ajuste de la demora FD					
SE									
SO									
SN									
SS									

Figura IV-5. Formulario del Modulo del nivel de servicio.

4.2.3.2 Metodología de análisis de circulación en una intersección de tipo giratoria.

La metodología que aplicaremos en el análisis de una intersección giratoria se hará considerando que esta funcionando con volúmenes de entrecruzamiento y sin entrecruzamiento, de tal forma de lograr determinar el nivel de servicio que estaría prestando. Este procedimiento se dividirá en dos etapas.

1. Determinación de los volúmenes. Determinar los volúmenes para los diferentes accesos que confluyen a la zona de entrecruzamiento dentro de intersección giratoria.

2. Metodología para la intersección de tipo rotatorio. El análisis lo resumiremos en cinco pasos fundamentales que describiremos a continuación:

Paso 1. Descripción de las características geométricas de la zona de entrecruzamiento. Considerando el ancho de entrecruzamiento (a), longitud de entrecruzamiento (L), y el ancho promedio de entrada de cada acceso (a_m).

Paso 2. Determinación de las intensidades de tránsito en la zona. Utilizando el FHMD y el porcentaje de vehículos pesados f_{vp} para cada acceso.

Paso 3. Determinación de la proporción de los vehículos que se entrecruzan. Por medio de la siguiente fórmula^[11]

$$P = \frac{T1+T2}{T1+T2+F1+F2}$$

Paso 4. Determinación de la capacidad de la zona de entrecruzamiento (c), por medio de la fórmula^[11]

$$C = \frac{290(1 + a_m/a)(1-P/3)}{(1+a/L)}$$

Paso 5. Determinación del nivel de servicio de la zona de entrecruzamiento, el cual se obtiene a través de la comparación de las relaciones (v/c) para los diferentes niveles de servicio, obtenido de la gráfica del anexo V-7.

Cuando se requiera el nivel de servicio para un año futuro en específico debe de proyectarse las intensidades de tránsito para ese año, sobre la base de la tasa de crecimiento considerada.

4.2.3.3 Metodología de análisis de circulación en pasos a diferentes niveles.

Este apartado propone una metodología de seguimiento de cómo se deben de combinar los elementos que se presenta en un análisis de planificación para un tramo continuo como también a una intersección semáforizada o una mejora de un paso a diferente nivel.

El procedimiento para el análisis de la capacidad, requiere la siguiente información:

1. Condiciones de entrada. Entre las condiciones de entrada necesarias para la descripción del proyecto tenemos:

a. Las características del tránsito. Las cuales incluyen, los volúmenes de tránsito actual y la previsión de los esperados, los porcentajes de autobuses, porcentajes vehículos pesados, y el FHMD.

b. Características geométricas: dentro de las características geométricas importantes tenemos: El alineamiento horizontal y vertical de la infraestructura vial, La ubicación aproximada de ramales o enlaces propuestos, La combinación del ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, los hombros, el tipo de mediana, y la longitud de rampas necesarias para la comodidad del usuario.

c. Características complementarias del proyecto. Son características a tomar en cuenta para el diseño de una infraestructura vial para que esta sea funcional: Velocidad operación , vehículo de proyecto, tipo de zona, la afectación y beneficio del entorno, y el tipo de conductor si es habitual o no.

2. Cálculo de capacidad en condiciones prevalecientes. Los procedimientos para la determinación de la capacidad, el volumen de servicio y el nivel de servicio. Son los mismos pasos seguidos para tramos continuos de carreteras multicarriles y carreteras de dos carriles adaptados a tramos continuos de sistemas arteriales.

a. Cálculo de la capacidad bajo las condiciones prevalecientes (c). Se determina empleando la fórmula básica para tramos de circulación continua.

$$c = 2000 \times N \times v/c \times f_A \times f_{vp}$$

Donde:

c = capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido)

N = número de carriles por sentido.

v/c = Relación volumen-capacidad, para la capacidad igual a uno

Las variaciones que sufre la capacidad ideal (2000 vl/h/c) son el resultado de la aplicación de diferentes condiciones existentes a lo largo de la carretera o sub-tramos continuos a analizar. Las condiciones existentes se ven reflejados por los factores que toman como referencia las siguientes condiciones ideales:

- Anchura de carril de 3.60 metros.
- Despeje lateral mínimo de 1.80 metros entre el borde exterior del carril destinado a la circulación y el obstáculo u objeto que influencia el comportamiento del trafico más cercano, bien en la zona adyacente o en la mediana.

• f_A : factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido en la tabla IV-3

Tabla IV-3. Factor de ajuste por reducción de anchura y de despeje lateral

Distancia de la calzada al obstáculo* [m]	Factor de ajuste					
	Obstáculo en un lado			Obstáculos en ambos lados		
	Anchura de carril en metros					
	≥ 3.6	3.3	3.0	≥ 3.6	3.3	3.0
≥ 1.80	1.0	0.95	0.90	1.00	0.95	0.90
1.2	0.99	0.94	0.89	0.98	0.93	0.88
0.6	0.97	0.92	0.88	0.95	0.90	0.86
0.0	0.92	0.88	0.84	0.86	0.82	0.78

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994

* se puede interpolar para otras anchuras de carriles y distancias a los obstáculos laterales.

f_{vp} = factor de efecto por la presencia de vehículos pesados dentro de la circulación. (camiones, autobuses) obtenido a través de la siguiente fórmula.

$$f_{vp} = \frac{1}{1 + P_C * (E_c - 1)}$$

En donde:

E_c = Equivalente en vehículos ligeros para camiones/autobuses del flujo circulatorio.

P_C = proporción de camiones/autobuses del flujo circulatorio.

3. Determinación del nivel de servicio. el procedimiento sugerido para el análisis del nivel de servicio es el siguiente:

a. Se asume un nivel de servicio a criterio del diseñador, tomando en cuenta las características geométricas y del tránsito.

b. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, asumiendo una relación de v/c en la ecuación de capacidad de tramos libres y obteniendo los volúmenes de servicio.

c. Compárese el volumen de servicio obtenido, con el volumen de demanda en el camino. Dos iteraciones como máximo permitirá conocer en que rango de volúmenes de servicio esta el volumen de demanda y, por consiguiente, conocer el nivel de servicio en el anexo V-6.

4.2.3.4 Análisis de los resultados.

Dependiendo de las condiciones que se encuentren presentes en la intersección analizada y los resultados obtenidos, principalmente la capacidad y el nivel de servicio que este brindando en la actualidad, nos puede servir de base para establecer la necesidad de proponer mejoras, a manera de prever problemas futuros. Sin embargo, se pueden establecer otras herramientas para establecer la situación actual de operación para condiciones específicas, y considerando las condiciones existentes en las áreas urbanas de nuestro medio que se caracterizan por las cortas distancias entre una intersección y otra, resulta muy útil el realizar un análisis de la cola generada principalmente por los semáforos con el fin de no solamente de determinar el nivel de servicio sino también la capacidad de alojamiento. La metodología de análisis utilizada dependerá de las llegadas y salidas, para lo cual se deben hacer observaciones y determinar en el campo, el tipo de régimen prevaleciente (determinístico, probabilística o distribuidas exponencialmente).

4.3 Análisis de planeamiento.

Debido a que la metodología propuesta esta dirigida al análisis de intersecciones existentes, las metodologías antes descritas aplican en igual manera, solo que con las condiciones de los volúmenes de tránsito esperadas en el futuro. Para efectos de planeamiento los únicos datos necesarios referentes al emplazamiento son los volúmenes en cada movimiento, por esto se hace necesaria la proyección de los volúmenes horarios de diseño actuales. La complementación de la información obtenida en el análisis de circulación requerida para el análisis de planeamiento es la siguiente:

1. Proyección del Volumen Horario de Diseño. Es necesario determinar el crecimiento de los volúmenes horarios de diseño, con el objetivo de determinar las capacidades y niveles de servicio que las intersecciones nos brindaran en un año de proyecto, para lo cual es necesario contar con una **Tasa de crecimiento**. La tasa de crecimiento con la cual obtendremos los crecimientos de los Volúmenes Horarios de Diseño, puede ser obtenida de diferentes maneras, quedando a criterio del diseñador la elección.

La aplicación de la metodología de intersecciones semáforizadas en el análisis de planeamiento, es similar al propuesto para análisis de circulación, con la salvedad que se tienen que utilizar los volúmenes pronosticados obtenidos anteriormente, a la vez que se hace necesario establecer un ciclo optimo, cuando el grado de saturación de la intersección nos este brindando un valor menor o igual a 1, lo cual es indicativo de que se pueden adecuar los flujos dentro de un ciclo, para lo cual se propone el siguiente procedimiento:

2. Determinación del ciclo óptimo (C_o). Es el tiempo necesario para optimizar la distribución del ciclo en las diferentes fases de cada uno de los accesos, este depende de las condiciones existentes en la intersección: condiciones geométricas (anchos de la intersección y número de carriles) y condiciones de circulación (velocidad de aproximación, tasa de deceleración, longitud del vehículo tipo). por lo cual Webster desarrollo sobre la base de observaciones de campo y simulación de un amplio rango de condiciones de tránsito, la siguiente fórmula:

$$C_o = (1.5 * L + 5) / (1 - \sum_{i=1}^{\phi} Y_i)$$

C_o = tiempo optimo de ciclo [s]

L = tiempo total perdido por ciclo [s]

Y_i = máximo valor de la relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril critico de la fase i .

ϕ = número de fases.

Intervalo de valores aceptables para la longitud de un ciclo determinado, esta entre el 75% y el 150% del ciclo optimo, para el cual las demoras nunca serán mayores en mas del 10% al 20% de la demora mínima.

Nota: cuando la sumatoria de los índices de saturación ($\sum Y = I/s$) es mayor que uno, su valor es negativo y el valor C_o es indefinido.

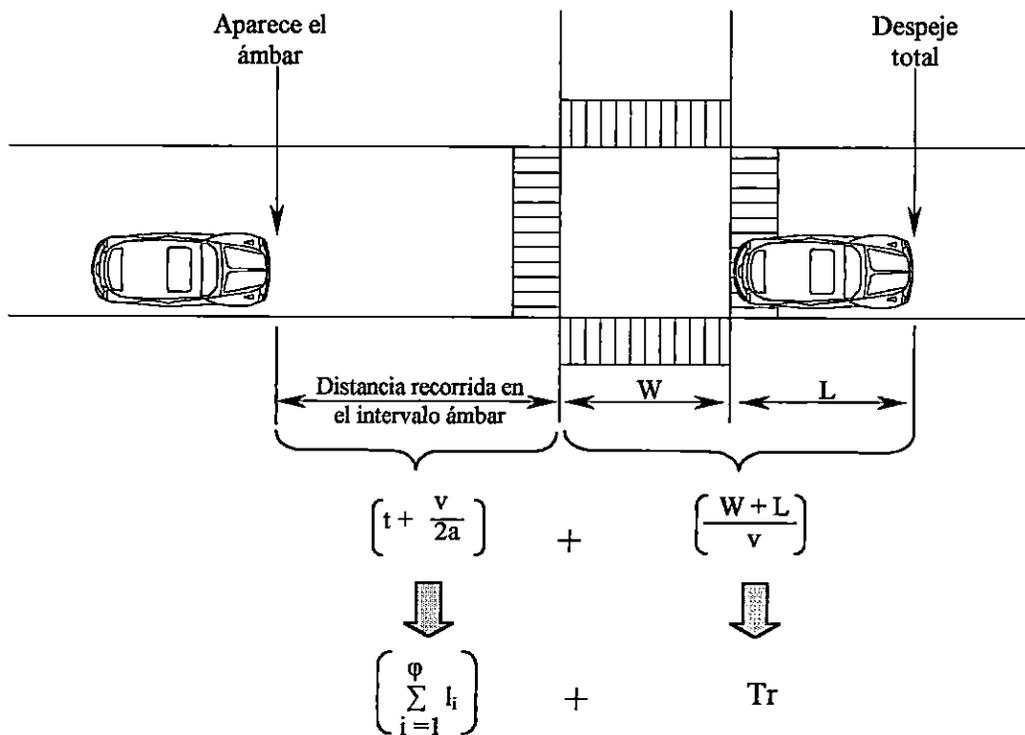


Figura IV-6. ilustración del tiempo perdido por ciclo.

4.3.1 Presentación de alternativas

La presentación de alternativas surge del análisis de la situación actual de una intersección, y que se ha determinado que este brindando un nivel de servicio deficiente. Con el objetivo de proponer soluciones a esta problemática, se proponen los siguientes pasos:

1. Análisis de los conflictos potenciales. En este apartado se deben establecer las maniobras de cruce generadas por las líneas de deseo, en cada intersección semáforizada, intersección giratoria, y paso a diferente nivel, etc.

2. Preparación de diagramas de las diferentes propuestas. En este apartado se plantean las diferentes alternativas que se podrían analizar, las cuales consisten de un trazo sin escala de las posibles alternativas, tomándose las consideraciones de funcionabilidad de la posible alternativa, sin entrar en mayores detalles de cálculo geométrico o de capacidad de la alternativa, estos diagramas pueden considerar las alternativas de mejoras a nivel como la implementación de un paso diferentes niveles. Cuando se determine que una intersección controlada por semáforo este en estado crítico (nivel de servicio "F"), se deberán proponer diferentes alternativas, con el fin de satisfacer las exigencias futuras de la demanda del tránsito. Entre estas alternativas pueden ser incluidas: mejoras geométricas, aumento de la capacidad de la intersección, la combinación de ambos y por supuesto la implementación de un paso a diferentes niveles.

3. Propuestas de alternativas a nivel. Se deben preparar dibujos a una escala conveniente que incluya límites de pavimentos, localización de isletas, conteniendo todas las soluciones técnicas que puedan satisfacer los requerimientos de tránsito en el año de diseño. Generalmente este tipo de alternativas requieren de la disposición de amplias zonas de derechos de vías, debido a que son generalmente requeridas las ampliaciones de los accesos. Este tipo de alternativas también aplica, en la presentación de alternativas a corto y mediano plazo.

4. Propuestas de alternativas a diferentes niveles. La presentación de este tipo de alternativas requiere al igual que las intersecciones a nivel la preparación de dibujos a

escala, más, sin embargo, se debe prestar atención a ciertos puntos de control, principalmente en el alineamiento vertical, que se ve sujetado a los requerimientos geométricos y de operación del vehículo tipo.

4.3.2 Análisis de las propuestas más adecuadas.

Después de haber hecho las propuestas se seleccionan las mejores de ellas y se procede a su evaluación comparándose las ventajas y desventajas de cada una de ellas. Las características generalmente consideradas en este examen, pero no necesariamente en este orden, son: Adaptabilidad, accesibilidad, características de diseño, capacidad, características de operación, sostenimiento del tránsito. Podemos tomar como base las siguientes consideraciones, que más que evaluaciones independientes son complementarias:

1. Evaluación de la capacidad. La capacidad debe ser encontrada en cada proyecto alternativo para determinar que tan fácilmente lo proyectado acomodará los volúmenes de tránsito para el año de diseño. Regularmente las dimensiones, o el número de carriles, pueden ser determinados directamente de los datos de volumen y capacidad.

2. Evaluación de las características geométricas preliminares. Estas se evalúan de acuerdo a los requerimientos geométricos de las diferentes alternativas como pueden ser las condiciones del alineamiento vertical y horizontal, radios en las intersecciones, carriles auxiliares, etc. Requeridos, para poder implementar la alternativa analizada. Los aspectos geométricos, tales como alineamiento, perfil, distancia de visibilidad, anchura de pavimento, carriles auxiliares, isletas y vías de acceso, etc., deben ser comparadas en las alternativas para tenerlas en cuenta en la adaptabilidad del proyecto.

3. Características operacionales: las características operacionales de cada proyecto alternativo pueden ser evaluadas con bases en las experiencias y datos disponibles, considerando los efectos en el comportamiento del conductor y funcionamiento del tránsito. Los conflictos de convergencia, divergencia, cruces, Son observados para evaluar el tipo de operación, velocidades probables e interferencia.

CAPITULO V “APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA”

5.1 Descripción.

La intersección a analizar en la aplicación de la metodología es la intersección "Fuentes Beethoven", la cual debido a las condiciones prevalecientes existentes resulta un ejemplo práctico. Se encuentra conformada por seis accesos, los cuales se encuentran canalizados a través de una rotonda seccionada en su parte media, por el Paseo General Escalón, perdiendo así su función como tal, utilizándose las isletas para realizar los giros izquierdos del Paseo General Escalón y de la 75 Avenida Sur. Existen dos semáforos que coordinan los flujos Este-Oeste, Norte-Sur y viceversa, como se muestra en el anexo V-3, poseen un reglaje semafórico conformado por un ciclo de dos fases. Así como también su ubicación general.

5.2 Análisis de la situación actual.

En esta etapa se establece el estado actual de funcionamiento de la intersección analizada, a través de determinar el nivel de servicio que se encuentre prestando (Anexo V-3). Para determinar el nivel de servicio de la intersección se hace necesario el contar con la información necesaria de los volúmenes de tránsito presentes en la intersección.

5.2.1 Datos de entrada.

i. Delimitación de la zona. Nuestra área de estudio se encuentra conformada por seis accesos que confluyen en la plaza "Fuentes Beethoven" los cuales son: al Norte 75 Avenida Norte y la 1ª calle poniente, al Oeste y Este por el Paseo General Escalón, al Sur por la Avenida Olímpica y la 75 Avenida Sur. Como se muestra en el anexo V-3

ii. Datos de conteo. Se realizó un periodo de conteo de once horas: de las 7:00 a.m. a las 6:00 p.m., en todos los accesos durante un día laboral (Jueves). El Procedimiento aplicado consistió en colocar puntos de conteos a manera de cerrar el flujo vehicular que se adentra o abandona el área, determinándose la composición vehicular, el comportamiento del flujo vehicular en el tiempo, los volúmenes direccionales, etc. obteniéndose los resultados descritos en la tabla V-1.

Tabla V-1. Resultados obtenidos durante el periodo de conteo.

Acceso	Sentido	Volumen para las 11 horas		Hora de máxima demanda	Volúmenes durante la hora de máxima demanda
		Móv. Frente	Móv. Derecho		
Paseo General Escalón	E-O	8538	2039	17 a 18	1392
Paseo General Escalón	O-E	10372	3373	15 a 16	1397
75 Avenida Sur	S-N	14910		8 a 9	1829
75 Avenida Sur Costado Este	S-N	16097	1214	17 a 18	1790
75 Avenida Norte	S-N	14176		17 a 18	
75 Avenida norte costado Oeste	N-S	313	6495	17 a 18	728
1ª Calle poniente	E-O	5945		17 a 18	681
1ª Calle poniente	O-E	3097		12 a 13	369
Avenida Olímpica	E-O	4876		8 a 9	543
Avenida Olímpica	O-E	4094		17 a 18	520

Fuente: Conteo de Noviembre del 2000.

5.2.2 Complementación de la información disponible.

Cálculo del Volumen Horario de Diseño.

El cálculo del Volumen Horario de Diseño, se obtuvo de la información de la historia de la variación horaria y los registros de la historia de la variación diaria-mensual, existente para las estaciones permanentes de Las Delicias y La Troncal del Norte, por ser las estaciones que mejor representan las condiciones existentes en el Área Metropolitana de San Salvador, debido a su cercanía; tomando el promedio de ambas estaciones para que los datos obtenidos sean más representativos. Los años tomados como base de análisis para la estación Las Delicias y la Troncal del Norte son 1994 y 1995, respectivamente, debido a que son los últimos años para los cuales se realizaron conteos en forma permanente durante 24 horas.

a. Cálculo del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).

Para obtener el TPDA de cada uno de los accesos, se obtiene utilizando factores de ajuste mensual y de ajuste diario semanal, para poder ajustar nuestro Tránsito Horario de un día específico y convertirlo en uno representativo del TPDA, a través de la siguiente fórmula:

$$TPDA = \frac{F_{AM} \times F_{ADS}}{F_{AEH}} \times TH$$

i. **Cálculo del Factor de Expansión Horario.** Al sumar los porcentajes correspondientes a cada hora del periodo de conteo referente a la variación horaria histórica del promedio del TPDA de ambas estaciones, detallados en la tabla V-2, y sustituirlo en la siguiente fórmula se obtiene:

$$\text{Factor Expansión Horario} = \sum_{i=1}^8 \text{VH}$$

$$\text{Factor Expansión Horario} = 0.7472$$

Tabla V-2. Historia de la variación horaria del T.P.D.A.

Horas			Estación Las Delicias	Estación Troncal del Norte	Porcentajes promedio de ambas estaciones
			Porcentajes de Registros, año 1,994 (11D01)	Porcentajes de Registros, año 1,995 (13F02)	
0	a	1	0.22	0.13	0.175
1	a	2	0.20	0.09	0.155
2	a	3	0.23	0.11	0.170
3	a	4	0.25	0.28	0.265
4	a	5	0.69	1.09	0.885
5	a	6	1.86	3.47	2.665
6	a	7	4.51	6.69	5.600
7	a	8	5.99	7.31	6.650
8	a	9	6.74	6.94	6.840
9	a	10	7.09	6.89	6.990
10	a	11	7.44	6.70	7.070
11	a	12	7.33	6.33	6.830
12	a	13	6.87	5.99	6.430
13	a	14	6.45	5.98	6.215
14	a	15	6.91	6.20	6.555
15	a	16	7.01	6.33	6.670
16	a	17	7.14	6.88	7.010
17	a	18	7.74	7.18	7.460
18	a	19	6.61	6.35	6.480
19	a	20	4.34	4.36	4.350
20	a	21	2.19	2.50	2.345
21	a	22	1.12	1.36	1.240
22	a	23	0.66	0.59	0.625
23	a	24	0.41	0.25	0.330
Σ			100.00	100.00	100.00

Fuente: Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

ii. **Factor de Ajuste Mensual (F_{AM}):** El Factor de Ajuste Mensual se obtiene dividiendo el Tránsito Promedio Diario Anual entre el Tránsito Promedio Diario Mensual tomando como base la tabla V-3, la cual resume el promedio de la variación

horaria de ambas estaciones permanentes (incluidas en los anexos V-1 y V-2), así:

$$F_{AM\text{Noviembre}} = \frac{15,540}{13,534}$$

$$F_{AM\text{Noviembre}} = 1.000417$$

Tabla V-3. Registros históricos promedio de la variación diaria mensual del T.P.D.A. para las estaciones Troncal del Norte y Las Delicias.

Meses del año	Días de la semana.							Total	TPDM	TPDM TPDA	TPDA TPD
	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo				
Enero	12,860	13141	13331	13105	13613	13870	13260	93180	13313	0.980	1.02
Febrero	12857	12747	12932	12895	13875	13011	12527	90844	12978	0.965	1.035
Marzo	11999	12492	12790	12638	13796	13193	12771	89679	12811	0.965	1.04
Abril	12374	12839	13009	12959	13731	12411	12131	89454	12779	0.990	1.02
Mayo	12506	13400	12631	12864	13408	12403	12080	89292	12685	0.960	1.04
Junio	12713	13811	13187	13356	12860	12864	11989	90780	12968	0.975	1.025
Julio	13331	15219	14726	15889	15719	14174	9795	98853	14410	1.035	0.97
Agosto	12883	13081	13091	13082	13703	12651	11354	89845	12835	0.965	1.04
Septiembre	13010	13708	13296	14413	14098	12961	11711	93197	13314	0.985	1.015
Octubre	13416	14167	15026	14854	14862	14060	13365	99750	14250	1.035	0.965
Noviembre	12983	15049	15204	15,198	15508	16252	15643	105837	15119	1.080	0.93
Diciembre	13373	14795	14983	14970	15534	15744	15164	104563	14937	1.070	0.94
Total	154305	164449	164206	166223	170707	163594	151790	1135274	162405	12.005	12.04
Nº de meses	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Promedio	12859	13704	13684	13852	14226	13633	12649	94606	13534	1.0004167	1.00333
TPD/TPDA	0.95	1.01	1.01	1.02	1.05	1.00	0.93	TPDA _{Promedio} = 13534			
TPDA/TPD	1.05	0.99	0.99	0.98	0.95	1	1.08				

Fuente: Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

iii. **Factor de Ajuste Diario Semanal (F_{ADS}):** Este factor se calcula dividiendo el Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS) correspondiente al mes en que se realizó el día de conteo (Nov.), entre el Tránsito Diario, o sea, el tránsito correspondiente al día del conteo, obtenidos de la tabla V-3, así.

$$F_{ADS(\text{Jueves, /Noviembre})} = \frac{15,119}{15,198}$$

$$F_{ADS(\text{Jueves /Noviembre})} = 0.9942$$

Unas ves determinados los diferentes factores de ajuste se establece la ecuación general del TPDA, así:

$$TPDA = \frac{1.000417 \times 0.9942}{0.7476} \times TH$$

$$TPDA = 1.33041 \times TH$$

El resumen de Tránsito Promedio Diario Anual para los diferentes accesos de nuestra intersección se resume en la tabla V-4.

Tabla V-4. Resumen de Tránsito Promedio Diario Anual.

Acceso	Sentido	Volumen a las 11 horas TH (vl/h)		TPDA = 1.33041 x TH (vl/h)	
		Móv. Frente	Móv. Derecho	Móv. Frente	Móv. Derecho
Paseo General Escalón	E-O	8,538	2,039	11,365	2,714
Paseo General Escalón	O-E	10,372	3,373	13,806	4,490
75 Avenida Sur	S-N	14,910		19,847	
75 Avenida Sur Oriente	S-N	16,097	1,214	21,427	1,616
75 Avenida Norte	S-N	14,176		18,870	
75 Avenida Norte Poniente	N-S	313	6,495	417	8,645
1a Calle poniente	E-O	5,945		7,913	
1a Calle poniente	O-E	3,097		4,123	
Avenida Olímpica	E-O	4,094		5,450	
Avenida Olímpica	O-E	4,876		6,491	

Fuente: Censo Noviembre 2000 / Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

b. Cálculo de la tasa de crecimiento. Para el cálculo de la tasa de crecimiento con el cual proyectaremos los volúmenes de Tránsito Promedio Diario Anual a un año de proyecto deseado, utilizaremos el método de regresión, ocupando la función exponencial porque se adapta especialmente para cálculos de tasas de crecimiento^[10], como se puede observar en las figuras V-1 y V-2. en la que presenta un patrón global lineal que justifica el ajuste mediante una curva exponencial. Para ajustar la información del TPDA a la función exponencial $y = ab^t$ se le aplica logaritmo y se obtienen las siguientes ecuaciones normales:

$$\sum_{i=1}^n \text{Log TPDA}_i = n \times \text{log } a + \text{Log} \sum_{i=1}^n t_i \times b$$

$$t \times \sum_{i=1}^n \text{Log TPDA}_i = \text{log } a \sum_{i=1}^n t_i + \text{Log } b \times t_i^2$$

Tasa de crecimiento de la Estación Troncal del norte.

Auxiliándonos de las tablas V-5, para facilitar el cálculo y sustituyendo en las ecuaciones normales tenemos:

$$39.726 = 10\log a + 45\log b \quad \text{ec1}$$

$$180.2465 = 45\log a + 285\log b \quad \text{ec2}$$

Igualando ambas ecuaciones tenemos:

$$b = 1.0422$$

De la ecuación de la tendencia $y = ab^t$ donde $b = (1 + i)$ obtenemos

$$i \approx 4.22\%$$

sustituyendo $\log(b)$ en ec1

$$\log(a) = 3.8920$$

$$a = 7798.3 \text{ veh/día}$$

$$\text{TPDA} = 7798.3(1.0422)^t$$

Esta ecuación nos servirá para obtener la curva ajustada del crecimiento del TPDA para la estación Troncal del Norte mostrada en la figura V-1.

Tabla V-5. Crecimiento histórico de la estación Troncal del Norte (13F02), durante el periodo 1,982-1,991.

Años	T.P.D.A.	T.P.D.A ajustados	T	Log(IPDA)	t x Log(IPDA)	t ²
1,982	7,798	8,375	0	3.92298	0.00000	0
1,983	8,127	8,383	1	3.92340	3.92340	1
1,984	8,470	8,439	2	3.92629	7.85258	4
1,985	8,827	8,448	3	3.92675	11.78026	9
1,986	9,200	8,544	4	3.93166	15.72664	16
1,987	9,588	8,880	5	3.94841	19.74206	25
1,988	9,993	10,049	6	4.00212	24.01274	36
1,989	10,414	10,504	7	4.02135	28.14948	49
1,990	10,854	11,191	8	4.04887	32.39095	64
1,991	11312	11,865	9	4.07427	36.66841	81
		Σ	45	39.72612	180.24653	285

Fuente: Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Tasa de crecimiento de la estación Las Delicias.

Auxiliándonos de las tablas V-6 para facilitar el cálculo y sustituyendo en las ecuaciones normales tenemos:

$$42.230 = 10\log a + 45\log b \quad \text{ec1}$$

$$191.840 = 45\log a + 285\log b \quad \text{ec2}$$

Igualando la ecuación 1 y la ecuación 2, tenemos:

$$b = 1.0516$$

De la ecuación de la tendencia $y = ab^t$ donde $b = (1 + i)$ obtenemos

$$i \approx 5.2\%$$

sustituyendo $\log(b)$ en ec1

$$\log(a) = 3.8920$$

$$a = 13321 \text{ veh/día}$$

$$TPDA = 13321(1.0516)^t$$

Esta ecuación nos sirve para obtener la curva ajustada del crecimiento del TPDA para la estación de las Delicias, la cual se muestra en la figura V-2.

Tabla V-6. Crecimiento histórico de la estación Las Delicias (11D01) durante el periodo 1,987-1,996.

Años	T.P.D.A.	T.P.D.A ajustados	T	Log(TPDA)	t = Log(TPDA)	t ²
1,987	13,321	13,321	0	4.14563	0.00000	0
1,988	14,008	14,008	1	4.15637	4.15637	1
1,989	14,731	14,731	2	4.16773	8.33546	4
1,990	15,491	15,491	3	4.17748	12.53244	9
1,991	16,290	16,290	4	4.19745	16.78978	16
1,992	17,131	17,131	5	4.21651	21.08254	25
1,993	18,015	18,015	6	4.22430	25.34580	36
1,994	18,945	18,945	7	4.29400	30.05802	49
1,995	19,922	19,922	8	4.31517	34.52138	64
1,996	20,950	20,950	9	4.33536	39.01822	81
	Σ	45	42.23	42.23000	191.84001	285

Fuente: Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

La tasa de crecimiento que utilizaremos en nuestro análisis será el promedio de las tasas obtenidas para cada estación por ser una tasa de crecimiento más representativa. por lo tanto:

$$T_{\text{promedio}} = \frac{4.22 + 5.16}{2}$$

$$T_{\text{promedio}} \approx 4.7\%$$

Figura n°1 grafica de dispersion y ajuste estacion las Delicias.

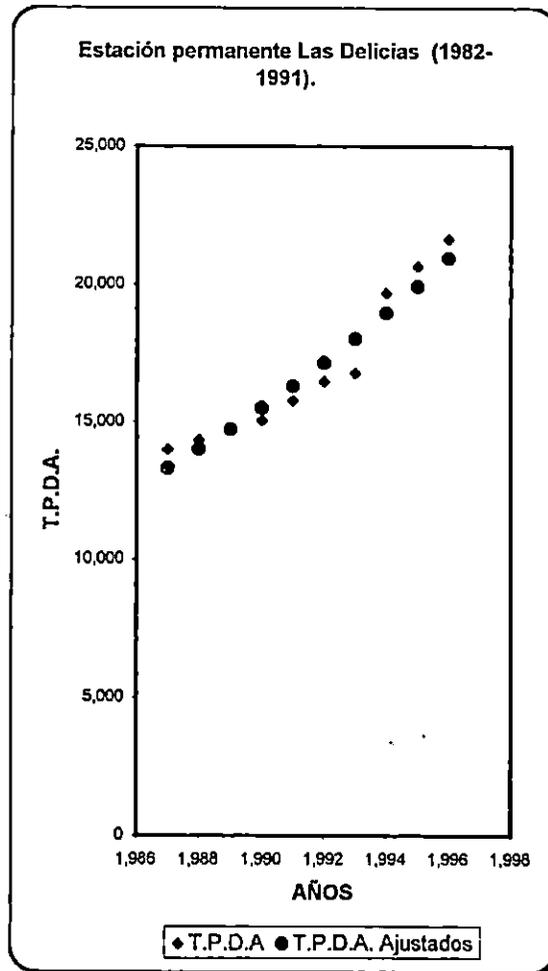
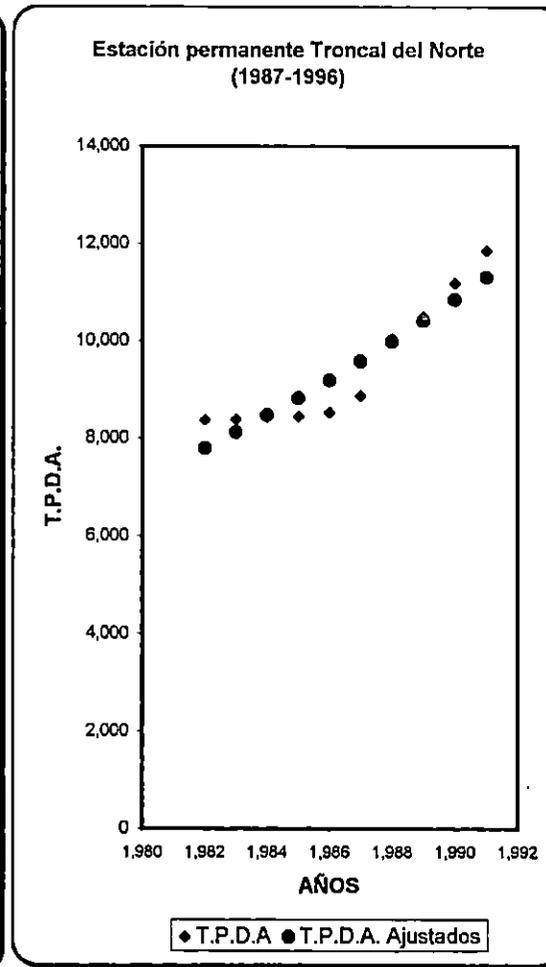


Figura n°2 grafica de dispersion y ajuste estacion Troncal del Norte.



c. Cálculo del Volumen Horario de Diseño (VHD).

i. **Obtener la hora de máxima demanda en nuestra intersección.** La hora de máxima demanda para la Plaza Beethoven durante nuestro periodo de conteo se origino en la hora de las 17 a las 18 p.m., lo cual coincide con la máxima variación horaria del TPDA, descrita en la tabla V-2.

ii. **Ajustar el volumen de la hora de Máxima Demanda.** Esto se logra distribuyendo el TPDA obtenido para cada acceso, para las diferentes horas del día, auxiliándonos de la historia de la variación horaria de la estación promedio descrita en la tabla V-2, tomamos el valor correspondiente a la hora de la máxima demanda obtenida, la cual queda ajustada a través de la siguiente ecuación, así:

$$VHMD = TPDA \times 0.07460$$

Donde:

VHMD = Volumen de la Hora de Máxima Demanda Ajustada

TPDA = Tránsito Promedio Diario Anual para el acceso analizado.

0.07460 = Factor de la variación horario histórico correspondiente a la hora de máxima demanda durante el periodo de conteo (17 hrs.-18 hrs.) mostrada en la tabla V-

7. Utilizando este factor porque es más representativo de nuestra zona de estudio.

Tabla V-7. Resumen de Volúmenes Horarios de Diseño para la intersección (2000).

Acceso	Sentido	TPDA = 1.33041 x TH (vl/h)		HMD = TPDA x 0.7460 (vl/h)	
		Mov. Frente	Mov. Derecho	Mov. Frente	Mov. Derecho
Paseo General Escalón	E-O	11,365	2,714	848	202
Paseo General Escalón	O-E	13,806	4,490	1030	335
75 Avenida Sur	S-N	19,847		1481	
75 Avenida Sur Oriente	S-N	21,427	1,616	1598	121
75 Avenida Norte	S-N	18,870		1408	
75 Avenida Norte Poniente	N-S	417	8,645	31	645
1a Calle poniente	E-O	7913		590	
1a Calle poniente	O-E	4,123		308	
Avenida Olimpica	E-O	5,450		407	
Avenida Olimpica	O-E	6,491		484	

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

5.2.3 Análisis de circulación.

La intersección del Paseo General Escalón esta formada por seis accesos, zonas de entrecruzamiento y dos intersecciones controladas por semáforo. Más, sin embargo, debido a las condiciones observadas en las intersecciones semáforizadas durante las horas de máxima demanda, resulta de interés particular el análisis de estas, por su influencia en la capacidad de la intersección analizada.

5.2.3.1 Análisis de la situación actual en la intersección del Paseo General Escalón - 75 Avenida Sur costado Este.

Utilizando los módulos de análisis propuestos por el Highway Capacity Manual de 1994 para intersecciones semáforizadas, para la intersección "Este" tenemos.

5.2.3.2 Aplicación de módulos de análisis.

Módulo de entrada. Con los Volúmenes Horarios de Diseño obtenidos, complementadas con las mediciones geométricas realizadas en campo, se obtiene la información (ver tabla V-8) que sirve de partida para el análisis de la intersección.

Tabla V-8. Módulo de entrada para la intersección Este.

FORMULARIO DEL MÓDULO DE ENTRADA										
Intersección: 75 Avenida Sur - Paseo General Escalón Oriente					Fecha: 16 / Nov / 2000					
Análisis:			Período de tiempo analizado:			Tipo de zona: CBD <input type="checkbox"/> Otras <input type="checkbox"/>				
Proyecto: Trabajo de graduación					Ciudad San Salvador					
Tiempo perdido por fase: 4 seg Identificar en el diagrama. 1. Volúmenes 2. Carriles y anchuras de carril 3. Movimientos de cada carril 4. Emplazamientos de los estacionamientos 5. Longitud de zonas de almacenamiento 6. Isletas 7. Paradas de autobuses										
ESTADO DE LA CIRCULACIÓN Y DE LA VÍA										
Acceso	Inclinación	% VP	Ajuste Carril de		Autobús (Nov)	FHMD	Peet conf. (peet/h)	Pulsador para peatones		Tipo de art.
			S o N	Nm				S o N	Tiempo mín.	
E	-2.82	0.15	N		4.15	0.9				3
O	2.82	3.41	N		4.13	0.9				3
N	-	-	-		-	0.9				2
S	0.6	3.55	N		3.37	0.9				
Inclinación: +Rampa, -Pendiente					FHMD: Factor de la hora de máxima demanda					
Nm: Manobras de estacionamiento/hora					Peet. Conf.: Peatones conflictivos/h					
Nb: Autobuses Perando/hora					Tiempo mín.: Tiempo mínimo de verde para el cruce peatonal					
FASES										
Diagrama	E →	O ↺	S ↻							
Reglaje	G= 58 seg Y+AR=62	G= 58 seg Y+AR=62	G= 44 Y+AR= 48 seg		G=	G=	G=	G=	G=	
Predeterminado o echada										
	Giros protegidos	Giros permitidos	Peatones				Duración del ciclo	110 Seg		

La intersección de la Plaza Beethoven con la 75 avenida esta ubicada en el Centro Urbano. La figura contenida en el formulario de módulo de entrada, ilustra la geometría y los flujos existentes en la intersección. El semáforo tiene un ciclo compuesto por dos fases. Existe un 4.3 por ciento de vehículos pesados en el acceso Este, 7.54 por ciento en el sentido Oeste y de 6.92 por ciento en el sentido Sur, se consideraron los autobuses dentro del porcentaje de vehículos pesados por no existir parada de autobuses a menos de 75 metros para los cuatro accesos de la intersección Este.

Módulo de ajuste de volúmenes.

Cada acceso se evaluara como un grupo de carriles. El factor de utilización de utilización de carril es de 1.05 para el Paseo General Escalón, debido a que posee dos carriles y de 1.10 para el acceso de la 75 Avenida Sur costado Este, el cual posee tres carriles, estos valores se obtuvieron de la tabla V-10. El resumen de los datos del módulo de ajuste de volúmenes se muestra en la tabla V-9.

Tabla V-9. Modulo de ajuste de volúmenes de intersección Este.

Acceso	Movim.	Volumen del movim. (vl/h)	Factor de la hora de máxima demanda	Intensidad I_p (vl/h)	Grupo de carriles	Intensidad del grupo de carriles I_R (vl/h)	Numero de carriles N	Factor de utilización de carril U	Intensidad ajustada (I/h)	P_{MI} o P_{MD}
E	MI		0.9			1,167	2	1,050	1,225	0.19
	MR	848	0.9	942						
	MD	202	0.9	224						
O	MI		0.9			1,144	2	1,050	1,202	
	MR	1,030	0.9	1,144						
	MD		0.9							
N	MI		0.9							
	MR		0.9							
	MD		0.9							
S	MI		0.9			1,910	3	1,100	2,101	0.07
	MR	1,598	0.9	1,776						
	MD	121	0.9	134						

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Tabla V-10. Factores sustitutivos de utilización de carril

Movimiento del grupo de carriles	Número de carriles en el grupo de carriles	Porcentaje de tránsito que soporta el carril	Factor de utilización de carril (U).
Recto o compartido	1	100.0	1.00
	2	52.5	1.05
	3	36.7	1.10
Giro a al izquierda exclusivo	1	100.0	1.00
	2	51.5	1.03
Giro a al derecha exclusivo	1	100.0	1.00
	2	56.5	1.13

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994

Módulo de intensidades de saturación.

Se utiliza la intensidad de saturación ideal de 1800 vl/hv/c por no contarse con un dato propio de campo, el cual se calibra por medio de factores de ajuste que reflejen las condiciones prevalecientes en la intersección.

Factores de ajuste por ancho del carril. El factor de ajuste por anchura de carril para los accesos Oeste y Este es de 0.989 para un ancho de carril de 3.5 metros y de 1.017 para el acceso Sur que posee un carril de 3.75 metros, de ancho. Estos valores se obtienen por medio de la siguiente fórmula.

$$f_A = 1 + \frac{A - 3.6}{9}$$

Donde:

A = anchura media del carril [m] ($2.40 \text{ m} \leq A \leq 4.80 \text{ m}$)

Factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados. Los factores de ajuste de vehículos pesados para los accesos "Este" posee un 4.3 por ciento de vehículos pesados, Oeste con un 7.57 por ciento y el Sur con el 6.92 por ciento, son de 0.959, 0.930 y 0.935, respectivamente para cada grupo de carriles. Este factor se obtiene a través de la siguiente fórmula.

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + \%VP (E_c - 1)}$$

Donde:

%VP = porcentaje de vehículos pesados. ($0 \leq \%VP \leq EC = 2.0$)

Ec = equivalente por vehículo ligeros (normalmente se toma el valor de 2).

Factor de ajuste por la inclinación de la rasante. Los factores de ajuste para los accesos Este con una inclinación del -2.82, Oeste con una inclinación del 2.82 y el acceso Sur con una inclinación del 0.6, son de 1.1041, 0.986 y de 0.997 respectivamente para cada acceso. Este factor de ajuste se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$f_i = 1 - \frac{\%i}{200}$$

Donde:

$\%i$ = porcentaje de inclinación del acceso. ($-6 \leq \% i \leq +10$)

Factor de ajuste por estacionamiento. El factor de ajuste obtenido de la tabla V-11 es de 1, lo cual nos indica la ausencia de estacionamientos en la calle dentro de la zona.

Tabla V-11. Factor de ajuste por estacionamiento (f_e)

Número de carriles en el grupo de carriles N	Sin estacionamiento	Número de maniobras de estacionamiento por hora, N_m				
		0	10	20	30	40 ^a
1	1.000	0.900	0.850	0.800	0.750	0.700
2	1.000	0.950	0.925	0.900	0.875	0.850
3 ^a	1.000	0.967	0.950	0.933	0.917	0.900

Nota : $f_i = (N-0.1-18N_m/3.6)/N$ $0 \leq N_m \leq 180$ $f_e \geq 0.05$. utilice la fórmula cuando haya más de 3 carriles o de más de 40 maniobras por hora.

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994

Factor de ajuste por bloqueo de autobuses(f_{bb}). El factor de ajuste por bloqueo de autobuses obtenido de la tabla V-12, es de 1, lo cual se debe a la inexistencia de parada de buses a menos de 75 metros dentro de la zona de influencia de la intersección.

Tabla V-12. Factor de ajuste por bloqueo en paradas de autobuses (f_{bb})

Número de carriles en el grupo de carriles N	Número de autobuses que paran por hora, N_b				
	0	10	20	30	40 ^a
1	1.000	0.960	0.920	0.880	0.840
2	1.000	0.980	0.960	0.940	0.920
3 ^a	1.000	0.987	0.973	0.960	0.947

Nota: $f = (N-14.4N_b/3600)/N$ $0 \leq N_b \leq 250$ $f_{bb} \geq 0.05$. utilice la fórmula cuando haya más de 3 carriles o paren más de 40 autobuses por hora.

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994

Factor de ajuste por tipo de área (fa). El factor de ajuste obtenido de la tabla V-13 es de 0.90, debido a que nuestra intersección se encuentra ubicado dentro de la zona del centro comercial central.

Tabla V-13. Factor de ajuste por tipo de área (fa)

Tipo de área	Factor de tipo de área
Centro urbano (CBD)	0.90
Otras zonas	1.0

Fuente: Highway Capacity Manual, 1999.

Factor de ajuste por movimientos a la derecha (f_{MD}). Los factores de giros derechos obtenidos de la tabla V-14 son de 1.000, 0.9712 y de 0.9895 respectivamente para los accesos Este, Oeste y Sur.

Tabla V-14. Factor de ajuste por giros a la derecha (f_{MD}).

Caso 1-6: carriles exclusivos/ compartidos y fases protegidas/ permitidas				
$f_{MD} = 1.0 - P_{MD}(0.15 + (PT/2.100)(1 - P_{MDA}))$ $0.0 \leq P_{MD} \leq 1.0$	Proporción de MD en el grupo de carriles = 1.00 para carriles exclusivos de MD (casos 1-3); <1.00 para carriles compartidos (casos 4-6)			
$0.0 \leq P_{MD} \leq 1.0$	Proporción de MD que utilizan la fase protegida = 1.00 para protección completa – sin presencia de peatones; <1.00 para permitidas con peatones en conflicto.			
$0.0 \leq P_{MD} \leq 1.0$	Volumen de peatones (p/h) en conflicto con MD (si PT > 1.700, utilícese 1.700)			
Caso 7: Acceso de un solo carril (toda la circulación del acceso utiliza un solo carril.				
$f_{MD} = 0.90 - P_{MD}(0.135 + (PT/2.100))$				
$0 \leq P_{MD} \leq 1.0$	Proporción de MD en el grupo de carriles			
$0.0 \leq PT \leq 1.70$	Volumen de peatones (p/h) en conflicto con MD (utilícese 0 si MD está esta completamente protegido).			
$f_{MD} = 1.00$ SI $P_{MD} = 0.0$				
$f_{MD} \geq 0.05$				
Intervalo de variación de las variables				
Caso	P _{MD}	P _{MDA}	PT	FORMULA SIMPLIFICADA
1. carril excl. MD; fase MD prot.	1.0	1.0	0	0.85
2. carril excl. MD; fase MD perm.	1.0	0.0	0-1.700	0.85 - (PT/2.100)
3. carril excl. MD; fase MD perm. + prot.	1.0	0-1.0	0-1.700	0.85 - (PT/2.100)(1 - P _{MD})
4. carril compartido MD; fase prot.	0-1.0	1.0	0	1.0 - P _{MD} (0.15)
5. carril compartido MD; fase perm.	0-1.0	0.0	0-1.700	1.0 - P _{MD} (0.15 + (PT/2.100))
6. carril compartido MD; fase prot. + perm.	0-1.0	0-1.0	0-1.700	1.0 - P _{MD} (0.15 + (PT/2.100)(1 - P _{MDA}))

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994

Factor de movimientos a la izquierda (f_{MI}). Debido a que en nuestro tramo no están permitidos los giros a la izquierda el factor de ajuste correspondiente es igual a 1.

Una vez se han obtenido todos los factores de ajuste, se determina la intensidad de saturación ideal multiplicándola por cada uno de los factores. La tabla V-15 resume los datos obtenidos para el módulo de intensidades de saturación.

Tabla V-15. Modulo de intensidad de saturación.

Acceso	Movimiento del grupo de carriles	Intensidad de saturación ideal (v/l/v/c)	Numero de carriles N	Factores de ajuste								Intensidad de saturación ajustada s (v/hv)
				Ancho de carriles f_a	Vehic. pesados f_p	Inclinac. del acceso f_i	Estac. f_e	Bloqueo por autobús f_{bb}	Tipo de zona f_z	Giros a la derecha f_{md}	Giros a la izquierda f_{mi}	
SE		1.800	2	0.989	0.930	0.986	1.000	1.000	0.900	0.971	1.000	2,854
SO		1.800	2	0.989	0.959	1.014	1.000	1.000	0.900	1.000	1.000	3116
SN		1.800										
SS		1.800	3	1.017	0.935	0.997	1.000	1.000	0.900	0.990	1.000	4,559

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Módulo de capacidad.

En el módulo de análisis de capacidad se combina la información y los resultados de los tres módulos anteriores, encontrando la capacidad y las relaciones I/c de cada grupo de carriles y de la intersección en conjunto.

Se anotan las intensidades de cada grupo de carriles del módulo de ajuste volúmenes y las intensidades tomadas del módulo de intensidad de saturación. Con estos datos se obtuvieron los índices de saturación, identificando los grupos de carriles más críticos. Como no existen fases protegidas, el mayor índice de saturación (I/s) de los accesos Este y Oeste definen el grupo de carriles críticos el cual es igual a 0.4212, el mayor índice de los accesos Sur y Norte es igual a 0.461, la suma de los índices de saturación críticos es (I/s) = 0.882, con este valor, los valores del reglaje asignados y el tiempo perdido por ciclo (L) igual a 8 seg/ciclo, se calcularon los valores críticos de v/c y X_c , obteniéndose un resultado 1.152 para el acceso Sur, lo cual nos indica que se encuentra en una situación saturada, generándose cola durante la hora máxima, aunque

al analizar el acceso Este y Oeste que poseen una relación I/c igual a 0.810 y 0.728 respectivamente para cada acceso. A pesar que el acceso Sur Este en estado critico puede proveerse un nuevo arreglo semafórico debido a que el índice de saturación es inferior a uno. La tabla V-16 muestra los valores del modulo de capacidad.

Tabla V-16. Modulo de capacidad.

Acceso	Tipo de fase (I,S,T)	Intensidad ajustada (I) (v/h)	Intensidad de saturación ajustada (s)	Índice de saturación (I/s)	Proporción de verde g/C (v/h)	Capacidad del grupo de carriles C	Relación I/c (X) del grupo de carriles	Grupo de carriles críticos (-)
SE ↖	T	1,225	2854	0.421	0.53	1,512	0.810	
SO →	T	1,202	3,116	0.386	0.53	1652	0.728	
SN								
SS ↗	T	2,101	4,559	0.461	0.4	1,824	1.152	*

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Módulo de nivel de servicio.

Se determino el nivel de servicio a través de la demora. Aplicando la fórmula de la demora uniforme, factor de ajuste de progresión y la demora incremental, Así.

Para el acceso Este tenemos.

Demora uniforme:

$$d_1 = \frac{0.38 \times 110 \times [1 - 0.53]^2}{[1 - (0.53 \times 0.810)]}$$

$$d_1 = 16.18 \text{ Segundos por vehículo [sg/v]}$$

Según el tipo de llegada 3 del acceso Este, se tomo de la tabla V-17 un factor de ajuste de la demora igual a 1.

Demora incremental.

$$d_2 = 173 \times (0.810)^2 \times \left\{ (0.810 - 1) + \left[(0.810 - 1)^2 + ((16 \times 0.810) / 1512) \right] \right\}$$

$$d_2 = 2.424 \text{ Segundo por vehículos [sg/v]}$$

$$\text{Demora del acceso} = ((16.18 \times 1.0) + 2.424) = 18.604 \text{ sg/v}$$

Tabla V-17. Factor de ajuste por demora uniforme (FD).

Factor de ajuste por tipo de regulación (FR)						
Tipo de control	Intersecciones No coordinadas	Intersecciones Coordinadas				
Prelijada (ningún grupo de carriles es acentuado por el tránsito)	1	FP según se calcula a Continuación				
Semi-accionado: Grupo de carriles actuados por el tránsito Grupo de carriles no actuados	0.85 0.85	1.0 FP según se calcula a continuación Tratase Como semiaccionado				
Totalmente accionada (todos los grupos de carriles son actuados por el tránsito)						
Factor de ajuste por progresión (FP) $FP = (1-P) \zeta / (1-g/G)$						
Relación de Verde (g/C)	Tipo de llegada					
	TLI-1	TLI-2	TLI-3	TLI-4	TLI-5	TLI-6
0.20	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.750
0.30	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
0.40	1.445	1.136	1.000	0.895	0.555	0.333
0.50	1.667	1.240	1.000	0.767	0.000	0.000
0.60	2.001	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
0.70	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
Sustitutivo por omisión, ζ_c	1.000	0.93	1.00	1.15	1.00	1.00
Sustitutivo por omisión, R_c	0.333	0.667	1.000	1.333	1.667	2.000
Calibración de la demora incremental, m	8	12	16	12	8	4

Fuente: Highway Capacity Manual, 1994.

El nivel de servicio se obtiene comparando el valor obtenido para la demora del acceso con los rangos establecidos para cada nivel de servicio en la tabla IV-2, así, para el acceso Este que posee una demora igual a 18.60 segundos por vehículo le corresponde un nivel de servicio C, que esta dentro del rango, el resumen de los valores se resume en la tabla V-18.

Tabla V-18. Modulo del nivel servicio.

Movimiento del grupo de carriles	Primer termino de la demora				Capacidad del grupo de carriles c	Factor de calibración d_2 (m)	Demora incremental d_2 (m)	Demora (sg/veh)	NS
	Relación l/c X	Proporción de verde g/C	Demora uniforme d_1 (sg/veh)	Factor de ajuste de la demora FD					
SE ↖	0.810	0.530	16.18	1	1512	16	2.424	18.604	C
SO →	0.7280	0.530	15.03	1	1,652	16	1.161	16.19	C
SN									
SS ↗	1.152	0.400	27.91	1.136	1,824	12	75.165	106.87	F

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Intersección Paseo General Escalón Oeste -75 Avenida norte.

El procedimiento aplicado para determinar los 5 módulos de análisis de circulación, es similar al anterior, por lo tanto nos limitaremos a establecer los resultados en las tablas V-19 y V-23.

Tabla V-19. Modulo de entrada.

FORMULARIO DEL MODULO DE ENTRADA											
Intersección: 75 Avenida Norte- Paseo General Escalón Poniente							Fecha: 16 / Nov. /2000				
Analista:			Periodo de tiempo analizado:			Tipo de zona: CBD <input type="checkbox"/> Otras <input type="checkbox"/>					
Proyecto: Trabajo de graduación			Ciudad: San Salvador								
<p> Tiempo perdido por fase: 4 seg Identificar en el diagrama: 1. Volúmenes. 2. Camiles y anchuras de carril 3. Movimientos de cada carril 4. Emplazamientos de los estacionamientos 5. Longitud de zonas de almacenamiento 6. Isletas 7. Paradas de autobuses </p>											
ESTADO DE LA CIRCULACIÓN Y DE LA VÍA											
Acceso	Inclinación	% VP	Ajusto Carril de		Autobus (Nb)	FHMD	Peat conf. (peat/h)	Pulsador para peatones		Tipo de art.	
			S o N	Nm				S o N	Tiempo min..		
E	2.82	0.13	N	-	28	0.9				3	
O	-2.82	0.18	N	-	50	0.9				3	
N	-3.41	0.37	N	-	23	0.9				2	
S	-3.41	-	-	-	-	0.9				-	
Inclinación: +Rampa, -Pendiente			FHMD: Factor de la hora de máxima demanda								
Nm: Maniobras de estacionamiento/hora			Peat. Conf: Peatones conflictivos/h								
Nb: Autobuses Parando/hora			Tiempo min.: Tiempo mínimo de verde para el cruce peatonal								
FASES											
Diagrama											
Reglaje	G= 44 seg Y+AR= 48seg		G= 58 seg Y+AR= 52 seg		G= 58 seg Y+AR= 52 seg		G=	G=	G=	G=	
Predeterminada o actuada											
Giros protegidos			Giros permitidos			Peatones		Duración del ciclo 110 Seg.			

Tabla V-20. Modulo de ajuste de volúmenes.

Acceso	Movim.	Volumen del movim. (vl/h)	Factor de la hora de máxima demanda	Intensidad I_p (vl/h)	Grupo de carriles	Intensidad del grupo de carriles I_R (vl/h)	Numero de carriles N	Factor de utilización de carril U	Intensidad ajustada (L/h)	P_{MI} o P_{MD}
E	MI		0.9		←	942	2	1,050	989	
	MR	848	0.9	942						
	MD		0.9							
O	MI		0.9		↘	1,517	2	1,050	1,593	
	MR	1,030	0.9	1,144						
	MD	335	0.9	372						0.25
N	MI		0.9		↙	751	3	1,100	826	
	MR	31	0.9	34						
	MD	645	0.9	717						0.95
S	MI		0.9							
	MR		0.9							
	MD		0.9							

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Tabla V-21. Modulo de intensidad de saturación.

Acceso	Movimiento del grupo de carriles	Intensidad de saturación ideal (vl/h/c)	Numero de carriles N	Factores de ajuste								Intensidad de saturación ajustada (vl/hv)
				Ancho de carriles f_a	Vehic. pesados f_p	Inclinac. del acceso f_i	Estac. f_e	Bloqueo por autobús f_{bb}	Tipo de zona f_z	Giros a la derecha f_{rd}	Giros a la izquierda f_{rl}	
SE	←	1,800	2	0.989	0.999	0.986	1,000	0.944	0.900	1,000	1,000	2,980
SO	↘	1,800	2	0.989	0.999	1,014	1,000	0.920	0.900	0.964	1,000	2,879
SN	↙	1,800	3	1,022	0.996	1,017	1,000	0.969	0.900	0.876	1,000	4,271
SS		1,800										

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Tabla V-22. Modulo de análisis de capacidad.

Acceso	Tipo de fase (F,S,T)	Intensidad ajustada (l) (vl/h)	Intensidad de saturación ajustada (s)	Índice de saturación (l/s)	Proporción de verde g/C (vl/h)	Capacidad del grupo de carriles (c)	Relación l/c (X) del grupo de carriles	Grupo de carriles críticos (-)
SE ←	T	989	2,980	0.3332	0.53	1,579 ^l	0.626	
SO ↘	T	1,593	2,879	0.553	0.53	1,526	1.044	*
SN ↙	T	826	4,271	0.193	0.400	1,708	0.484	
SS								

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Tabla V-23. Modulo del nivel de servicio.

Movimiento del grupo de carriles	Primer termino de la demora				Capacidad del grupo de carriles C	Factor de calibración d ₂ (m)	Demora incremental d ₂ (m)	Demora (sg/veh)	NS
	Relación l/c X	Proporción de verde g/C	Demora uniforme d ₁ (sg/veh)	Factor de ajuste de la demora FD					
SE ←	0.626	0.530	13.82	1.28	1,579	16	0.571	18.26	C
SO ↘	1.044	0.530	20.67	1.28	1,526	16	29.916	56.07	F
SN ↙	0.484	0.400	18.66	1.083	1,708	12	0.133	20.34	C
SS									

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

5.2.3.3 Análisis de los resultados de circulación.

De los resultados obtenidos en el análisis de la intersección semáforizada costado Este, se puede observar (Anexo V-3) que el acceso de la 75 Avenida Sur, brinda un nivel de servicio "F" que nos indica que la capacidad que dicho acceso posee ha sido sobrepasada por la demanda en un 16% aproximadamente, a la vez que los demás accesos están en su capacidad estable, con un nivel de servicio "C". En una manera similar, se determinó que en la intersección semáforizada Oeste, el acceso Paseo General Escalón de Oeste a Este, la demanda ha sobrepasado su capacidad en un 4% aproximadamente. Lo anterior ocurre durante la hora de máxima demanda establecida para la intersección, de las 17 a las 18 horas, lo cual nos genera demoras e incomodidades al usuario de la infraestructura vial. Es de hacer notar que en dicha intersección se generan zonas de entrecruzamiento, más, sin embargo, debido a las aglomeraciones originadas por la regulación actual del semáforo, se considera necesario, continuar con la siguiente etapa de análisis de planificación, con el fin de solventar la problemática.

5.3 Análisis de planeamiento.

5.3.1 Análisis de conflicto en intersecciones

Intersección Paseo General Escalón-75 Avenida Sur Este.

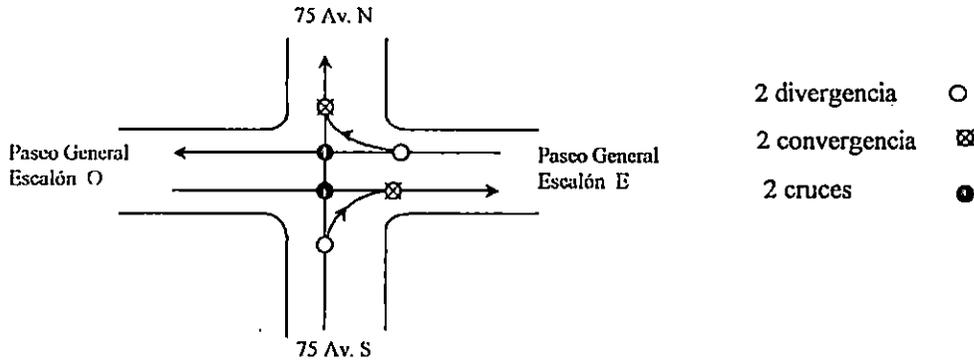


Figura V-3 puntos de conflictos en intersección Este.

En la actualidad el motivo de conflictos potenciales por convergencia, divergencia y cruce que se están generando en la intersección Paseo General Escalón Este y 75 Avenida sur en una hora se muestra en la figura V-3

Intersección Paseo General Escalón-75 Avenida Sur Oeste.

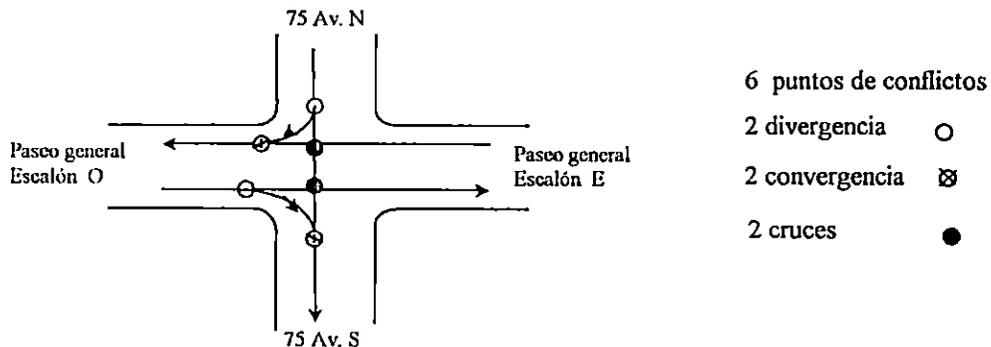


Fig. V-4 puntos de conflictos en intersección Oeste.

Los conflictos potenciales que se están generando en la intersección Paseo General Escalón Oeste en una hora son mostrados en la figura V-4, y por lo tanto nos muestran los motivos de accidente presentes en ella, como también la necesidad de estudiar su funcionamiento a fin de reducir el número de conflictos potenciales posibles.

5.3.2 Presentación de alternativas.

5.3.2.1 Alternativas a corto plazo.

Dentro de las alternativas a corto plazo, se hicieron dos propuestas: la propuesta de la alternativa I (ver anexo V-4), que consiste en mantener el sistema actual de control por medio de semáforos, proponiendo un ciclo óptimo para la situación actual. Y la alternativa II (ver figura en anexo V-4) que consiste en cerrar el paso directo del Paseo General Escalón a través de la plaza Fuentes Beethoven, obteniéndose de esta manera la disposición de un arreglo de la intersección de tipo giratorio. En ambas propuestas se debe hacer un arreglo geométrico de mejoras acordes al vehículo de proyecto DE-610, lo cual además de los beneficios a corto plazo, sirve como una medida complementaria de las propuestas de alternativas a largo plazo.

Alternativa I “Intersección semáforizada”.

Esta alternativa contiene la evaluación de las intersecciones semáforizadas, con el ciclo óptimo encontrado para el flujo prevaleciente (ver Anexo V-4). Este dato se obtiene de la utilización de los módulos propuestos para intersecciones semáforizadas, con la variante del crecimiento del volumen, volviéndose un proceso repetitivo, es por ello que solo se obtienen los datos de los módulos de capacidad y nivel de servicio optimizados.

Obtención del ciclo óptimo de la intersección Paseo General Escalón-75 Avenida Sur Este.

Datos:

$$l_1 = A_1 = 3 \text{ seg}; Tr = 1 \text{ seg}$$

$$l_2 = A_2 = 3 \text{ seg}; Tr = 1 \text{ seg}$$

- Tiempo total perdido por ciclo (L).

$$L = \left(\sum_{i=1}^2 L_i \right) + Tr$$

$$L = (3+3) + 1+1 = 8 \text{ seg.}$$

- Máximas relaciones de flujo actual a flujo de saturación por carril para cada fase.

$$Y_1 = \frac{1225}{3116} = 0.4212$$

$$Y_2 = \frac{2101}{4559} = 0.4608$$

Evaluando:

$$C_0 = \frac{1.5(8) + 5}{1 - 0.4212 - 0.4608}$$

$$C_0 = 145 \text{ segundos.}$$

Tiempo de verde efectivo total (g_t)

$$g_t = 145 - 8 = 137 \text{ Segundos.}$$

Reparto de los tiempos de verde efectivos (g_i), por acceso de la intersección.

$$g_{\text{Este-Oeste}} = \frac{0.4212}{0.4212 + 0.4608} \times 137$$

$$g_{\text{Este-Oeste}} = 65 \text{ segundos.}$$

$$g_{\text{Norte-Sur}} = \frac{0.4608}{0.4212 + 0.4608} \times 137$$

$$g_{\text{Norte-Sur}} = 72 \text{ segundos.}$$

Con los valores generados para el ciclo optimo, procedimos a la obtención de los nuevos valores de relación de tiempos de verde por acceso, sustituyendo en el módulo de capacidad se obtiene la información descrita en la tabla V-24.

Tabla V-24. Módulo de capacidad optimizado.

Acceso	Tipo de fase (F.S.T)	Intensidad ajustada (I) (v/h)	Intensidad de saturación ajustada (s)	Índice de saturación (I/s)	Proporción de verde g/C (v/h)	Capacidad del grupo de carriles (c)	Relación I/c (X) del grupo de carriles	Grupo de carriles críticos (-)
SE 	T	1,225	2854	0.421	0.448	1,279	0.957	
SO 	T	1,202	3,116	0.386	0.448	1,396	0.860	
SN								
SS 	T	2,101	4,559	0.461	0.497	2,265	0.928	

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Módulo de nivel de servicio.

El procedimiento aplicado para determinar este módulo de nivel de servicio, es similar al ejemplo anterior, por lo tanto nos limitaremos a establecer resultados.

Tabla V-25. Módulo de nivel de servicio optimizado.

Movimiento del grupo de carriles	Primer término de la demora				Capacidad del grupo de carriles c	Factor de calibración d ₂ (m)	Demora incremental d ₂ (m)	Demora (sg/veh)	NS
	Relación l/c X	Proporción de verde g/C	Demora uniforme d ₁ (sg/veh)	Factor de ajuste de la demora FD					
SE ←	0.957	0.448	27.39	1	1.279	16	10.814	38.4	D
SO →	0.860	0.448	27.31	1	1396	16	4.05	31.36	D
SN									
SS ↗	0.928	0.497	25.89	1.136	2,265	12	4.129	33.63	D

Fuente: Datos de conteo Nov. del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Debido a la proximidad entre ambas intersecciones, se ha optado por mantener el sistema actual de asignación de los ciclos en serie en ambas intersecciones. Brindándose de esta manera una mayor continuidad al flujo vehicular en la arteria. Se asigna el ciclo óptimo de la intersección Este, debido a que este ciclo nos mejora la circulación por la zona.

Intersección semáforizada Oeste optimizada.

Para la intersección Oeste los datos se presentan en las tablas V-26 a V-27

Tabla V-26. Modulo de análisis de capacidad.

Acceso	Tipo de fase (F.S.T)	Intensidad ajustada (I) (vl/h)	Intensidad de saturación ajustada (s)	Índice de saturación (I/s)	Proporción de verde g/C (vl/h)	Capacidad del grupo de carriles C	Relación l/c (X) del grupo de carriles	Grupo de carriles críticos (*)
SE ←	T	0.989	2,980	0.3332	0.448	1,336	0.741	
SO ↘	T	1,593	2,879	0.553	0.448	1,290	1.234	*
SN ↙	T	826	4,271	0.193	0.497	2,121	0.390	
SS								

Fuente: Datos de conteo Noviembre del 2000/ Datos del Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Tabla V-27. Modulo del nivel de servicio.

Movimiento del grupo de carriles	Primer termino de la demora				Capacidad del grupo de carriles C	Factor de calibración d ₂ (m)	Demora incremental d ₂ (m)	Demora (sg/veh)	NS
	Relación l/c X	Proporción de verde g/C	Demora uniforme d ₁ (sg/veh)	Factor de ajuste de la demora FD					
SE ←	0.741	0.448	25.11	1.28	1,336	12	1.189	33.33	D
SO ↘	1.234	0.448	37.54	1.28	1,290	12	129.46	177.51	F
SN ↙	0.390	0.497	17.31	1.083	2,121	12	0.047	18.80	C
SS									

Determinación de la longitud de cola generada por el ciclo semafórico.

Como se puede observar en el modulo de nivel de servicio de las intersecciones analizadas, los accesos que están prestando un nivel de servicio deficiente son: el acceso de la 75 Avenida Sur de la intersección Este y el Paseo General Escalón de Oeste-Este de la intersección Oeste, y es de particular interés analizar el acceso Sur de la 75 avenida de la intersección Este, debido a la poca longitud de almacenamiento que posee, ya que este se intercepta con la Avenida Olímpica a una distancia de 45 metros, lo cual limita el almacenamiento de vehiculos.

$$\text{Flujo de saturación (S)} = 4,559 \text{ veh/h} \times 1\text{h}/3600 \text{ seg.} = 1.26639 \text{ veh/seg.}$$

$$\text{Tasa media de llegadas } (\lambda) = 2101 \text{ veh/h} \times [1\text{h} / 3600 \text{ seg.}] = 0.5836 \text{ veh/seg.}$$

$$\text{Longitud del ciclo (C)} = 145 \text{ seg.}$$

$$\text{Verde efectivo (g)} = 65 \text{ seg.}$$

$$\text{Factor de utilización } (\rho) = 0.5836/1.26639 = 0.46084$$

Tiempo para que se disipe la cola después del verde efectivo (t₀).

$$t_0 = \frac{0.46084 \times 69}{1 - 0.46084}$$

$$t_0 = 58.97 \text{ seg.}$$

Proporción del ciclo con cola (P_q)

$$P_q = \frac{69+58.97}{145}$$

$$P_q = 0.8825$$

Proporción de vehículos detenidos (P_s)

$$P_s = \frac{58.97}{0.46084 \times 145}$$

$$P_s = 0.8825$$

Longitud máxima de la cola (Q_m).

$$Q_m = 0.5836 \text{ veh/seg} \times 69.0 \text{ seg}$$

$$Q_m = 40.26 \text{ veh} = 40 \text{ veh.}$$

Alternativa II "intersección de sistema giratorio".

- Sé determinaron los volúmenes para los diferentes accesos que confluyen a la zona de entrecruzamiento de la intersección. Estas zonas de entrecruzamiento se indican en el anexo V-4, y el resumen de los valores se resume en la tabla V-28.

Tabla V-28. Volúmenes horarios máximos dentro de la hora crítica

Acceso	Porcentaje del TPDA	TPDA (Ajustados)	Volumen horario
75 Av. Sur - norte	7.46	19,847	1,481
Paseo general escalón - pte.	7.46	18296	1,365
Av. Olímpica pte-ote.	7.46	5450	407
Paseo general escalón- ote.	7.46		

Fuente: Censo Noviembre 2000.

- Descripción de las características geométricas de la zona de entrecruzamiento. Los datos geométricos de las zonas de entrecruzamiento se pueden obtener directamente de los planos indicados en el anexo V-4.
- Determinación de las intensidades. Las intensidades que confluyen en el área de estudio se muestran en la tabla V-29. la figura V-5 ilustra la distribución de las intensidades en el tramo I, de la intersección giratoria.

Tabla V-29. Intensidades que confluyen en la zona de entrecruzamiento

Acceso	Volumen horario 2,000	FHMD	f_{VP}	Intensidades
75 Av. Sur - norte	1,481	0.9	0.983	1674
Paseo general escalón - pte.	1,365	0.9	0.980	1543
Av. Olímpica pte-ote.	407	0.9	0.992	460
Paseo general escalón- ote.				3677

Fuente: Censo Noviembre 2000.

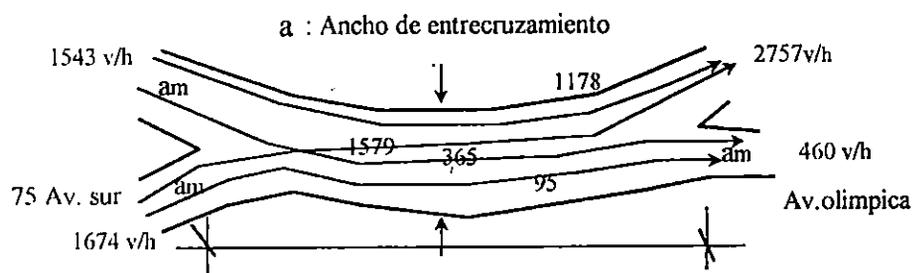


Figura V-5. Volúmenes de entrecruzamiento y sin entrecruzamiento en el tramo I de la intersección del sistema giratorio.

- El cálculo de la proporción de los volúmenes de entrecruzamiento, la capacidad de la zona de entrecruzamiento, la relación de volumen a capacidad y el respectivo nivel de servicio para el tramo I, se proporcionan en la tabla V-30.

Tabla V-30. Intensidades de entrecruzamiento y sin entrecruzamiento considerando actualmente tránsito continuo dentro del sistema giratorio.

Característica de volumen	volúmenes	Proporción (P)	Capacidad	(V/C)	NS
con entrecruzamiento T2	365	0.600	3,800.00 vch / h.	0.840	D
Con entrecruzamiento T1	1579				
Sin entrecruzamiento F1	95				
Sin entrecruzamiento F2	1178				
Total	3217				

Fuente: Censo Noviembre 2000.

Para los siguientes tramos de entrecruzamiento de la intersección de sistema giratorio, el procedimiento es similar al anterior, el resumen de los niveles de servicio para los diferentes tramos se indican en la tabla V-31.

Tabla V-31. Capacidad y niveles de servicio para la zona de entrecruzamiento de la intersección de sistema giratorio.

75Av. Sur- Av. olimpica	Av. Olimpica- P.G.E Este	P.G.E Este- 1era C. pte	1era Calle pte.- 75 Av. norte	
Proporción	0.491	0.621	0.538	0.575
Volumen	3,002 vl/h	3,322 vl/h	3,257 vl/h	3,406 vl/h
Capacidad	4156.0vl/h	3718 vl/h	3,767 vl/h	3,626 vl/h
V/C	0.72	0.90	0.864	0.94
N.S	D	E	D	E

Fuente: Conteo Noviembre 2000.

Al analizar los resultados obtenidos para la alternativa II, se puede establecer que al implementar dicha alternativa en el año actual, los Tramos de entrecruzamiento conformados entre: la Avenida Olímpica- Paseo General Escalón (tramo II) y la 1era Calle Poniente.- 75 Avenida Norte (tramo IV), están brindando un nivel de servicio "E", lo cual nos indica que dicha alternativa no sería una solución viable, ya que operaría a su capacidad.

5.3.2.1.A Interpretación de resultados de intersección a nivel

Generalmente las alternativas a nivel, son medidas que funcionan a corto plazo en zonas en donde la disponibilidad de derechos de vía son restringidos o limitados, ejemplo práctico que se puede observar en nuestra zona de estudio.

Analizando los resultados de las alternativas anteriores, se determina lo siguiente:

- La alternativa I, (mostrada en el anexo V-4) implica establecer un ciclo óptimo para ambas intersecciones y manteniendo los ciclos simultáneos para ambas. Con este nuevo ciclo se pretende mejorar la capacidad de circulación de Sur a Norte y restringir parcialmente la capacidad del Paseo General Escalón. Esta alternativa a pesar de no solucionar la problemática en su totalidad, nos brindará una mejora en la capacidad y nivel de servicio de la intersección para dos años (2002) de operación, (NS E).
- La alternativa II, (mostrada en el anexo V-4) que implica la implementación de una intersección de tipo giratorio en la plaza "Fuentes Beethoven", no cumple con su función eficientemente (NS E), debido a los altos volúmenes y la mínima disponibilidad geométrica que existen, en sus radios, anchos y longitudes de entrecruzamiento para la

velocidad de operación necesaria en este momento. Necesariamente se tendrá que mejorar las condiciones anteriores para soportar el flujo actual y el crecimiento vehicular esperado.

5.3.2.2 Alternativas a diferentes niveles.

Como se puede observar en las propuestas anteriores, la implementación de medidas a nivel resultan viables a corto plazo, siendo necesaria la consideración de alternativas a mediano y largo plazo que propongan soluciones.

5.3.2.2.A Presentación de las alternativas.

Las alternativas que se plantean, con el objetivo de satisfacer la continuidad del tránsito como también de las líneas de deseo en la zona de estudio, se revisaron considerando su adaptación a las diferentes condiciones: de lugar, topográficas, hidrológicas, y de tránsito actual o proyectado. Las alternativas se describen a continuación.

La alternativa III que consistía en proponer un paso inferior en el Paseo General Escalón y dar continuidad parcial al flujo de la 75 Avenida de Sur a Norte (anexo V-5), lográndose darle continuidad al flujo procedente del Paseo general Escalón en ambas direcciones para ciertos tramos específicos. Más, sin embargo, presenta la desventaja que afecta significativamente las construcciones existentes, debido a los altos volúmenes de demanda de giro derecho que se dirigen al Paseo General Escalón Oeste procedente de la 75 Avenida Norte.

La alternativa IV (mostrada en el anexo V-5) es la propuesta de un paso subterráneo en la 75 Avenida, que tiene por objetivo proporcionar vía libre al flujo con dirección Norte-Sur, lográndose eliminar parcialmente los conflictos de entrecruzamiento con los flujos de la Avenida Olímpica y 1ª calle Poniente, así como los conflictos por cruce existentes con la intersección del Paseo General Escalón Este -75 Avenida Sur, más, sin embargo, su implementación se vería limitada por: Los acondicionamientos de las diversas tuberías de servicios públicos y privados existentes en la zona, así como por los imprevistos que surgen por la falta de un registro histórico

de los mismos, además del deterioro físico que se producirá en el parque y la zona.

La alternativa V al igual que las alternativas (II, III y IV) propone aprovechar las instalaciones existentes, y volver al concepto original de esta intersección (Fuentes Beethoven), al cerrar el paso directo a través de la isleta central, la cual funcionaría como una intersección de tipo giratorio. Además, posee la conveniencia de no afectar en su totalidad, los derechos de vía de las propiedades aledañas, aplicando un diseño que además de funcional resulte agradable para el usuario de las instalaciones del parque y al conductor. Para tener una perspectiva más generalizada de las alternativas propuestas se puede ver tabla V-32.

Tabla V-32 Cuadro comparativo de alternativas de diseños geométricos.

	Alternativa a Corto plazo		Alternativas a largo plazo.		
	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III	Alternativa IV	Alternativa V
Descripción	Mejoramiento del sistema semafórico actual.	Arreglo de intersección semaforizado a tipo giratorio.	Paso subterráneo en el Paseo General Escalón e intersección giratoria a nivel	Paso subterráneo de la 75 Avenida e intersección giratoria a nivel.	Paso elevado de la 75 Avenida e intersección giratoria a nivel.
Capacidad	3626/grupo de carriles	Varia dependiendo del tramo de análisis.	3667/grupo de carriles	3667/grupo de carriles	3667/grupo de carriles
NS	E	E	E	E	E
Año	2002	2000	2015	2021	2021
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Proporcionarle mayor relación de verde (g/C) a la 75 Avenida con respecto al Paseo General Escalón 	<ul style="list-style-type: none"> • Eliminar los movimientos de cruce en la intersección por convergencias y divergencias 	<ul style="list-style-type: none"> • Proporcionarle flujo continuo a la 75 Avenida y tramo del Paseo General Escalón. 	<ul style="list-style-type: none"> • Liberar el tránsito de la 75 Avenida Sur-Norte y la mejora del flujo del Paseo General Escalón. 	<ul style="list-style-type: none"> • Readecuar en un futuro nuevos movimientos de giro. • Menor daño físico a la intersección giratoria. • El desalojo del 15.6 % del flujo vehicular que llega a la intersección.
Desventajas	<ul style="list-style-type: none"> • Incremento en las demoras y longitud de cola vehicular considerable sobre el paseo General Escalón. 	<ul style="list-style-type: none"> • Implementación de mejoras geométricas en el ancho y longitud de entrecruzamiento de la intersección giratoria. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ampliación a dos carriles el giro derecho de la 75 Av. Norte al Paseo General Escalón afectando los derechos de vía de la zona. • Reacomodo de ductos públicos y privados existentes en la zona. 	<ul style="list-style-type: none"> • Reacomodo de ductos existentes públicos y privados. • Desalojo de las aguas lluvias • Destrucción parcial del parque. • Costos elevados de su implementación. 	<ul style="list-style-type: none"> • Restricción del flujo vehicular de Sur a Norte sobre la 75 Avenida. • Los costos de su implementación.
Observaciones.	Su vida útil limitada por los volúmenes proyectados.	Operaría actualmente a su capacidad si se implementara.	Su mayor limitante son los costos de su implementación y también no satisface el desalojo de los volúmenes de giro derecho de N-W	Su mayor limitante son los costos de su implementación	Como alternativa a largo plazo es la más viable.

De las alternativas mostradas la que resulta más viable es la alternativa V (mostrada en el anexo V-6) que nos propone la implementación de un paso elevado en la 75 Avenida que proporcionaría continuidad al flujo procedente de la 75 Avenida Sur que se dirige hacia la 75 Avenida Norte que representa el 15.6 % del volumen total que confluye en la intersección, lográndose reducir parcialmente los conflictos que este flujo, ocasiona con las intersecciones: Olímpica, 1ª Calle poniente y con el flujo procedente del Paseo General Escalón, a la vez que su implementación afectaría de manera mínima los espacios físicos de las "Fuentes Beethoven".

5.3.2.2.B Análisis de la propuesta más adecuada.

5.3.2.2.B.1 Análisis de capacidad y nivel de servicio de la alternativa V: "Elevación de la 75 Avenida sur - intersección de sistema giratorio a nivel".

El análisis de capacidad de nuestra intersección se divide en dos análisis por el tipo de instalación que se encuentra conformándola así: el paso elevado de la 75 avenida, se analiza como un tramo libre, mostrada en la tabla V-33 y la capacidad de la rotonda que se ve condicionada por las características geométricas y los volúmenes de tránsito con y sin entrecruzamiento presente en ella.

Evaluación de capacidad del paso diferente nivel.

La determinación de la capacidad para el tramo de circulación continua de la 75 Avenida bajo condiciones ideales ($2000^{[7]}$ vl/h/c), requiere de la aplicación de factores de ajustes para poder reflejar las condiciones prevalecientes en el tramo, por lo tanto.

Capacidad = volumen de servicio (V_{SE})

$$c = 2000 * N * (v/c) * F_w * F_{vp}$$

donde:

c = capacidad (transito mixto en vehiculos por hora en un sentido)

N = número de carriles = 2

v/c = relación volumen - capacidad (para este caso v/c = 1)

F_w = factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales,

F_{vp} = factor de ajuste por vehiculos pesados.

Datos :

$C_{ideal} = 2000 \text{ v/h/c. ; con un } V/C = 1.0$

Ancho de carriles y obstáculos laterales : 3.5m ; $F_w = 0.9333$

Factor vehículos pesados : $F_{vp} = 0.9823182711$

Longitud del tramo : 320 metros ;

Porcentaje de hora máxima: hora 17.00 - 18.00 = 7.46.

Capacidad (c) = $2000 * (1) * (2) * (0.9333) * (0.9823182711)$

Capacidad (c) = 3667 veh/ hora.

Tabla V-33. Resumen de volúmenes y capacidades de tramo continuo de 75 Avenida Sur a Norte para diferentes años de diseño.

Descripción.	Año de diseño			
	2000	2012	2015	2020
V	1333 v/h	2313 v/h	2655 v/h	3340 v/h
C	3667v/h	3667 v/h	3667 v/h	3667 v/h
V/C	0.364	0.6308	0.723	0.9108
NS	B	C	D	E

Fuente: Censo Noviembre 2000.

Evaluación de capacidad de la intersección giratoria.

La tabla V-34. Proporcionan volúmenes, capacidades actuales y proyectadas para las zonas de entrecruzamiento de la intersección giratoria para diferentes años, y sus respectivos niveles de servicio (anexo V-6).

Tabla V-34. Volumen y capacidad de la intersección de tipo giratorio para diferentes años, considerando la implementación del paso elevado de la 75 Av.

Tramo	Año de diseño											
	2000				2012				2015			
	V(total)	C	V/c	NS	V	C	V/c	NS	v	c	V/c	NS
I	1731	4125	0.42	B	3095	4266	0.70	C	3446	4124	0.84	D
II	1815	3099	0.6	C	3244	3280	0.96	E	3749	3027	1.24	F
III	1801	3777	0.5	C	3173	3782	0.81	D	3408	3717	0.92	E
IV	2110	4065	0.52	C	3726	4202	0.82	D	4041	4631	0.87	E

Fuente: Censo Noviembre 2000.

Nota: Los tramos se identifican en el anexo V-5.

5.3.2.2.B.2 Análisis diseño geométrico.

El diseño geométrico propuesto en las alternativas se han basado en las normas establecidas por las siguientes instituciones de reconocimiento mundial:

Policy on Geometric Design, AASHTO^[9].

Diseño geométrico de intersecciones, España^[11].

Manual de proyecto geométrico de carreteras, México^[7].

Se optó por utilizar las referencias propuestas por éstas instituciones, debido a no contar con una normativa vigente para el diseño geométrico de infraestructuras viales en áreas urbanas, tomando de cada una de ellas las especificaciones que más se adapten a nuestro medio.

Para el caso del tramo libre del paso elevado de la 75 Avenida consideraremos una velocidad de diseño de 50 km/h por ser la que se encuentra generalmente en vías urbanas^[9]; el vehículo de proyecto recomendado por el PLAMATRANS (DE-610); las pendientes son las indicadas en los planos del perfil y se encuentran dentro de los rangos establecidos por las instituciones anteriormente mencionadas, la sobreelevación propuesta es del 6% para la curva de entrada y el bombeo de 3% para el tramo recto del puente y las curvas verticales propuestas se han establecido sobre la base del criterio de seguridad, distancia de visibilidad y tomando en cuenta las limitaciones de los puntos de control.

Para el caso especial de la intersección rotativa "Fuentes Beethoven", propuesta en la alternativa II, los elementos geométricos que actualmente conforman las distintas zonas de entrecruzamiento, anchos y longitudes de entrecruzamiento promedio, se encuentran dentro del rango de valores propuestos por la institución Policy on Rotary intersections, AASHO, 1965, establecidos como condición en una intersección de seis accesos y una velocidad mínima de operación de 35 km/h.

Por lo tanto podemos concluir que las condiciones geométricas se cumplen en estas infraestructuras viales pero con la limitante de la velocidad de operación. Por lo tanto al aumentar la velocidad y capacidad aumentaría las condiciones geométricas de ellas.

Es de hacer notar que en un diseño geométrico de cualquier infraestructura vial a nivel o a diferentes niveles se hace necesario contar con los siguientes datos: levantamiento topográfico de la zona con coordenadas geodésicas, plano de ubicación actualizadas de tuberías públicas y privadas, plano catastrales, etc. de esta manera se estará asegurando el mejor diseño geométrico adaptable a las condiciones del lugar y que nos proporcionara la confiabilidad y funcionabilidad requerida.

5.3.2.2.C Interpretación de los resultados obtenidos.

De los resultados que se obtuvieron del análisis de planeamiento aplicado a la alternativa V "paso elevado de la 75 avenida e intersección de sistema giratorio "Fuentes Beethoven". Se determino que para el año 2012 la intersección de sistema giratorio estaría operando a su capacidad (tabla V-34), debido a las limitaciones geométricas que la conforman. Pero para el paso elevado de la 75 Avenida se estaría brindando un nivel de servicio eficiente (tabla V-33). Considerando una tasa de crecimiento constante del parque vehicular, se estaría operando a la capacidad (NS E) para el tramo elevado de la 75 Avenida sobre el Paseo General Escalón para el año 2020.

Partiendo de las recomendaciones propuestas por la AASTHO en la tabla II-1 del presente trabajo, podemos concluir que si nuestro crecimiento vehicular es correcto, entonces no cumplimos con el criterio de nivel de servicio recomendado, ya que diseñamos el proyecto paso elevado de la 75 avenida, con un nivel de servicio "E" que corresponde a su capacidad para un horizonte de 20 años (2020), considerando que posiblemente se disminuya la demanda vehicular por la zona, debido a proyectos alternos como el anillo periférico que proporcionarían una capacidad adicional al proyecto. Por lo anteriormente expuesto consideramos que es aceptable el criterio de diseño aplicado, desde el punto de vista económico y funcional.

Conclusiones.

- Uno de los factores de mayor incidencia en el continuo congestionamiento en la mayoría de las arterias del Área Metropolitana de San Salvador, se debe a que se ha sobrepasado la capacidad de diseño o mejor dicho que las intersecciones han cumplido con su vida útil.
- Se debe proporcionar un diseño geométrico adecuado acorde con las características geométricas y operacionales del vehículo de proyecto.
- Para las diferentes horas críticas del tránsito vehicular que confluyen en una intersección semáforizada, se debe determinar la longitud de ciclo óptimo para sus horas respectivas de tal manera de minimizar las demoras en sus respectivos accesos.
- La intersección "Fuentes Beethoven" se encuentra operando bajo un nivel de servicio "F" durante la hora crítica, por lo que se hace necesario proponer mejoras geométricas a corto plazo que sean acompañadas con alternativas de solución a largo plazo.
- Las mejoras de diseño geométrico acorde al vehículo tipo, en los accesos de la intersección "Fuentes Beethoven" como medida a corto plazo mejoraría la operación vehicular y por lo tanto el volumen de servicio ~~que se está prestando en la actualidad~~.
- Con la implementación del paso elevado de la 75 Avenida, propuesto en la alternativa V, para la circulación de Sur a Norte, se le estaría proporcionando una circulación de característica estable para los primeros 15 años (2015).
- La obtención del TPDA utilizado en la aplicación, está basado en dos estaciones de conteo permanente que confluyen en el AMSS las cuales son, el afluente

vehicular de occidente (estación Las Delicias) y el afluente vehicular norte (Troncal Del Norte), con el objetivo de obtener un dato de mayor confiabilidad.

- Se cumplió con uno de los criterios de diseño geométricos recomendables que es el de elevar la vía que genere menos impactos en los derechos de vía.

- La variación horaria del TPDA de la estación permanente durante el período de conteo de once horas, comparado con la variación horaria diaria que obtiene la empresa BONAL, por medio de sensores permanentes sobre el Paseo General Escalón durante el mismo periodo de tiempo, reflejan una similitud en el comportamiento del flujo vehicular, lo cual le proporciona una mayor confiabilidad a los datos obtenidos.

- La utilización del porcentaje horario de 7.46% aplicado al TPDA para obtener el volumen horario de diseño que utilizaremos en nuestra intersección para su respectivo análisis, esta basado en la comparación y similitud del registro diario procedente de la empresa BONAL para diferentes meses del año. Por lo que si aplicamos el 8.5% propuesto por la AASHTO^[9] consideramos que estamos sobredimensionando la infraestructura vial.

- Es probable que la tasa de crecimiento propuesta se vea afectada para un horizonte de 15 años (2015), debido a una posible reducción del tránsito atraído por otros proyectos esperados para esa época, como es la implementación del Anillo Periférico que captaría parte del tránsito previsto de nuestra intersección analizada para esa época, o también por otros factores tanto internos e externos.

Recomendaciones.

- Es necesario actualizar las normas de diseño geométrico para las infraestructuras viales en nuestro país y unificarlos en el ámbito regional con los países del área.
- Es fundamental, la instalación de estaciones de conteo permanente en diferentes puntos de nuestra red vial del país y del Área Metropolitana de San Salvador, que nos facilite la información de tránsito necesaria para la evaluación o diseño de una infraestructura vial; ya que actualmente se cuenta con una información histórica de tránsito casi nula.
- Proporcionársele tratamiento a la información que se obtiene en diferentes puntos de conteo permanente, a través de detectores permanentes ubicados en diferentes puntos dentro del AMSS la empresa BONAL, de tal forma de aprovechar el banco de datos existente, que con un pequeño esfuerzo se lograría una fuente confiable de información de referencia para los diseñadores. Lo cual no implicaría una mayor inversión debido a que ya se cuenta con cierta cantidad de equipo disponible.
- Realizar un estudio para determinar la intensidad de saturación para intersecciones semáforizadas para las condiciones prevalecientes de nuestro medio, de forma que tenga validez estadística y sea aplicable con mayor confiabilidad en un proceso de análisis.
- Es preferible que las condiciones técnicas no se vean limitadas por las económicas, debido a que muchas veces se sacrifica la funcionalidad por una economía a corto plazo.

• La implementación de un paso vehicular a diferentes niveles, debe ser consistente con la planificación vial y el desarrollo de la ciudad.

una ciudad.

• Se recomienda proporcionársele continuidad a la metodología propuesta para las siguientes etapas como son la de diseño estructural, costos y presupuestos etc. Para que se llegue a contar con una metodología completa de análisis de

de diseño geométrico

~~intersecciones a diferentes niveles.~~

Infraestructura vial determinada.

BIBLIOGRAFÍA.

1. **Carretera, estudio y proyectos. Venezuela: Jacob Carciente 2ª edición.**
2. **Censo Poblacional 1992, Ministerio de Economía, 1992.**
3. **Elementos de estadística descriptiva y probabilística, Gildalberto bonilla, El salvador: Tercera Edición, 1989.**
4. **Geometric Manual Design, California, 1995.**
5. **Ingeniería de Tránsito. Rafael Cal y Mayor Reyes Spindola, México: 7ª edición, 1994.**
6. **Manual de Capacidad de Carreteras (Highway Capacity Manual) Washington DC. , 1994. Tercera edición.**
7. **Manual de proyecto geométrico de carreteras, Secretaria de obras públicas, México, 1992.**
8. **Plan Maestro de Transporte Vehicular en el Área Metropolitana de San Salvador (PLAMATRANS), Ministerio de Obras Públicas Transporte Vivienda y Desarrollo Urbano, Viceministerio de Transporte, 1997.**
9. **POLICY on GEOMETRIC DESIGN of HIGHWAYS and STREETS. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington D.C., 1994.**
10. **Reglamento a la ley de urbanismo y construcción en lo relativo a parcelaciones y urbanizaciones habitacionales. San Salvador, El Salvador, 1992, VMDU.**
11. **Diseño Geométrico de Intersecciones, España, 1975.**

ANEXOS

Anexo V-1. Registros de la historia de la variación diaria-mensual del T.P.D.A., estación Las Delicias, durante el año 1994.

Meses del año	Días de la semana							Total	TPDM	TPDM/TPDA	TPDA/TPD
	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo				
Enero	20,918	21,325	21,703	21,322	22,363	23,086	22,012	152,749	21,821	0.99	1.01
Febrero	20,568	20,504	20,913	20,856	22,811	21,419	20,490	147,561	21,080	0.95	1.05
Marzo	19,039	19,977	20,562	20,262	22,592	21,733	20,945	145,110	20,730	0.94	1.07
Abril	19,747	20,262	20,609	20,301	21,692	20,067	19,597	142,275	20,325	0.92	1.09
Mayo	19,972	20,648	20,142	20,569	21,816	20,171	19,689	143,007	20,430	0.92	1.08
Junio	20,239	22,557	21,287	21,602	20,681	20,988	19,613	146,968	20,995	0.95	1.05
Julio	21,653	25,253	24,440	26,692	26,335	23,786	19,144	167,303	23,900	1.08	0.93
Agosto	20,648	21,054	21,131	21,163	22,178	20,799	18,239	145,213	20,745	0.94	1.07
Septiembre	21,028	22,310	21,618	23,686	23,227	21,312	18,888	152,069	21,724	0.98	1.02
Octubre	21,707	23,238	25,076	24,525	24,603	23,259	22,118	164,526	23,504	1.06	0.94
Noviembre	20,749	24,802	25,211	25,319	25,920	27,736	26,638	176,375	25,196	1.14	0.88
Diciembre	21,700	24,242	25,032	24,769	25,981	26,815	25,684	174,223	24,889	1.13	0.89
Total	247,968	266,170	267,725	271,066	280,220	271,171	253,056	1,857,380	265,340	12.009	
Nº de meses	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	
Promedio	20,664	22,181	22,310	22,589	23,352	22,598	21,088	154,782	22,112	1.0	
TPD/TPDA	0.93	1.00	1.01	1.02	1.06	1.02	0.95	TPDA 1,994 = 22,112			
TPDA/TPD	1.07	1.00	0.99	0.98	0.95	0.98	1.05				

Fuente: Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).

Anexo V-2. Registros de la historia de la variación diaria-mensual del T.P.D.A., estación Troncal del Norte, durante el año 1,995.

Meses del año	Días de la semana							Total	TPDM	TPDM/TPDA	TPDA/TPD
	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo				
Enero	4,803	4,958	4,959	4,889	4,863	4,655	4,509	33,636	4,805	0.97	1.03
Febrero	5,146	4,991	4,952	4,935	4,940	4,603	4,565	34,131	4,876	0.98	1.02
Marzo	4,959	5,007	5,018	5,015	5,000	4,653	4,597	34,248	4,893	0.99	1.01
Abril	5,001	5,417	5,409	5,618	5,770	4,755	4,666	36,635	5,234	1.06	0.95
Mayo	5,041	6,152	5,120	5,159	5,000	4,636	4,472	34,590	4,941	1.00	1.00
Junio	5,187	5,066	5,088	5,110	5,039	4,741	4,365	34,596	4,942	1.00	1.00
Julio	5,010	5,186	5,012	5,087	5,103	4,562	4,476	34,437	4,920	0.99	1.01
Agosto	5,119	5,109	5,051	5,002	5,229	4,504	4,470	34,485	4,926	0.99	1.01
Septiembre	4,992	5,106	4,974	5,140	4,970	4,611	4,534	34,327	4,904	0.99	1.01
Octubre	5,126	5,097	4,976	5,184	5,122	4,861	4,612	34,977	4,997	1.01	0.99
Noviembre	5,217	5,297	5,198	5,077	5,096	4,769	4,649	35,303	5,043	1.02	0.98
Diciembre	5,046	5,349	4,932	5,171	5,087	4,674	4,644	34,902	4,986	1.01	0.99
Total	60,647	61,744	60,689	61,388	61,219	56,024	54,557	416,268	59,467	12.01	
N° de meses	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	
Promedio	5,054	5,145	5,057	5,116	5,102	4,669	4,546	36,689	4,956	1.0	
TPD/TPDA	1.02	1.04	1.02	1.03	1.03	0.94	0.92	TPDA 1,995 = 4,956			
TPDA/TPD	0.98	0.96	0.98	0.97	0.97	1.06	1.09				

Fuente: Departamento de Estudios de Tránsito, Dirección General de Caminos (D.G.C).