



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO EN LAS INTERSECCIONES A DESNIVEL

Gregory Romero-Rojas

Piura, marzo de 2019

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Romero, G. (2019). *Análisis y comparación de criterios de diseño geométrico en las intersecciones a desnivel* (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.



Esta obra está bajo una licencia

[Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](https://repositorio.institucional.pirhua.edu.pe/)

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA



“Análisis y comparación de criterios de diseño geométrico en las intersecciones a desnivel”

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil**

Gregory Williams Romero Rojas

Asesor: Mgtr. Ing. Mariana Ferrer Sancarranco

Piura, marzo 2019

*A Dios y a la virgen María Auxiliadora
por darme fuerza y voluntad;
a mis padres por su paciencia y amor;
a mi hermano por ser el ejemplo que me inspira;
a Katherine y a mis amigos por su constante aliento y apoyo;
y a Aitana y María Elena por ser la luz en esta larga empresa.
María Auxiliadora, tú lo has hecho todo.*

Prólogo

La congestión vehicular y la seguridad son los principales inconvenientes en la red vial de cualquier país. En el Perú no somos ajenos a esta problemática y como solución, en la mayoría de casos, se han implementado los intercambios viales. Estas infraestructuras son altamente costosas y para su construcción se requiere un adecuado espacio, pero si son correctamente diseñadas mejoran enormemente el nivel de servicio y la experiencia de viaje.

En muchos países los intercambios viales terminan por otorgar los beneficios para los cuáles fueron construidos. Sin embargo, se ha observado que el tráfico en la ciudad de Lima no ha mejorado pese a la construcción de decenas de intercambios en diferentes zonas a lo largo de varios años. En muchos de estos sectores, la congestión está igual o peor que antes de la implementación de estas infraestructuras.

Esto ha motivado la investigación que presenta este trabajo de tesis. Una inversión económica tan grande en ingeniería vial no puede resultar en un fracaso y por ello urge realizar un análisis profundo. Para ello resulta vital revisar el manual que rige el diseño de los intercambios viales en nuestro país y compararlo con aquellos manuales de otros países que tengan mayor experiencia y especialización en ingeniería vial.

Se espera que este trabajo sirva de consulta para futuras investigaciones en la materia y sea el punto base de una serie de modificaciones que contribuyan a mejorar el manual de diseño geométrico del Perú. No obstante, se recuerda que, en los países especializados en ingeniería vial, se viene implementando mayor infraestructura de transporte masivo como solución a mediano y largo plazo al congestionamiento vehicular y, por lo tanto, los intercambios han pasado al segundo plano.

Finalmente, quisiera expresar mi profundo agradecimiento a mi asesora la Mg. Ing. Mariana Ferrer Sancarranco, quien con su conocimiento supo guiarme y aconsejarme durante el desarrollo de esta investigación.

Resumen

La presente tesis tiene como objetivo principal identificar la falta de consideraciones de análisis y diseño en el Manual de carreteras: Diseño Geométrico DG-2018, así como proponer la actualización de dichos estándares para posibilitar una adecuada planificación y diseño en futuros intercambios viales del Perú, basados en los manuales de Estados Unidos y Australia.

Para ello se llevó a cabo un estudio de tráfico para determinar los volúmenes actuales de demanda del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte. Con esta información se realizó el análisis operacional usando la metodología HCM 2010 y el diseño del intercambio utilizando la normativa MTC, AASHTO y Austroads. Posteriormente se estableció un análisis y comparación de los diferentes diseños para identificar las falencias del manual DG-2018.

Se concluye que el DG – 2018 presenta parámetros geométricos subdimensionados respecto a las normativas de AASHTO y Austroads que representan una condición insegura y no garantizan un nivel de servicio adecuado. Además, se evidencia que el análisis operacional durante el planeamiento es importante para reducir la posibilidad de eventuales sobredimensionamientos. Por lo tanto no basta con mejorar los criterios de diseño geométrico sino que es necesario que durante el diseño se analicen la operación y la seguridad.

Índice general

Introducción	1
Capítulo 1 Introducción a los intercambios viales	3
1.1. Historia de los intercambios viales	3
1.2. Nociones básicas	7
1.2.1. Definición	7
1.2.2. Elementos	7
1.2.2.1. Carril colector distribuidor	7
1.2.2.2. Ramales	7
1.3. Tipos de intercambio viales	9
1.3.1. Intercambio de tres ramas	9
1.3.2. Intercambio de cuatro ramas	10
1.3.2.1. Intercambio con condición de parada	10
1.3.2.2. Intercambio sin condición de parada	11
1.4. Ventajas y desventajas de los intercambios viales	12
1.4.1. En zonas urbanas	13
1.4.1.1. Ventajas	13
1.4.1.2. Desventajas	13
1.4.2. En zonas no urbanas	14
1.4.2.1. Ventajas	14
1.4.2.2. Desventajas	14
1.5. Aplicación en la actualidad	15
1.5.1. En el Perú	15
1.5.2. A nivel internacional	17

1.6.	Criterios de diseño geométrico en el Perú	19
1.6.1.	Capacidad de la vías y flujos emergentes.....	19
1.6.2.	Diseño en planta	20
1.6.2.1.	Sección de entrecruzamiento.....	20
1.6.2.2.	Balance de carriles	22
1.6.2.3.	Vías de enlace.....	22
1.6.3.	Diseño en perfil.....	24
1.6.4.	Diseño de la sección transversal.....	25
Capítulo 2 Planeamiento, análisis operacional y seguridad de los intercambios viales		
.....		27
2.1.	Planeamiento.....	27
2.1.1.	Consideraciones según el contexto.....	28
2.1.2.	Criterios generales.....	29
2.2.	Análisis operacional.....	31
2.2.1.	Recopilación, análisis de datos y determinación de índices de flujo.....	32
2.2.2.	Método de estimación de la capacidad	33
2.2.3.	Relación volumen – capacidad	39
2.2.4.	Control de demora	40
2.2.5.	Nivel de servicio.....	40
2.2.6.	Longitud de cola	41
2.3.	Seguridad.....	42
2.3.1.	Problemas típicos de seguridad.....	42
2.3.2.	Análisis de conflictos	43
Capítulo 3 Diseño geométrico de intercambios viales según directrices especializadas		
.....		47
3.1.	Procedimientos de diseño	47
3.2.	Principios de diseño	49
3.3.	Características geométricas básicas.....	50
3.4.	Características de diseño de los intercambios.....	51
3.4.1.	Número básico de carriles	51
3.4.2.	Balance de carriles	52
3.4.3.	Carriles auxiliares	53
3.4.4.	Reducción de carriles	56
3.4.5.	Rampas.....	57
3.4.5.1.	Velocidad de diseño	57
3.4.5.2.	Pendiente y diseño de perfil	59

3.4.5.3.	Peralte y pendiente transversal.....	60
3.4.5.4.	Gore.....	61
3.4.5.5.	Ancho de rampa	63
3.4.6.	Terminales de rampa.....	65
3.4.6.1.	Ubicación de la terminal y distancia de visión	65
3.4.6.2.	Diseño del terminal de rampa	65
3.4.6.3.	Distancia entre una terminal y la estructura.....	66
3.4.6.4.	Distancia entre sucesivas terminales de rampa.....	66
3.4.6.5.	Carriles de cambio de velocidad.....	68
3.4.7.	Terminales de flujo libre de un solo carril	68
3.4.7.1.	Terminales de entrada.....	68
3.4.7.2.	Terminales de salida	73
3.4.8.	Terminales de flujo libre de varios carriles.....	76
3.4.8.1.	Terminales de entrada de dos carriles	76
3.4.8.2.	Terminales de salida de dos carriles.....	78
3.4.9.	Peatones y ciclistas.....	79

Capítulo 4 Planeamiento, análisis operacional, seguridad y diseño geométrico de un intercambio vial en la intersección Vía de Evitamiento Sur y Carretera Panamericana Norte. 83

4.1.	Situación actual del intercambio vial en la intersección Vía de Evitamiento Sur y Carretera Panamericana Norte.....	83
4.2.	Planeamiento	85
4.2.1.	Tráfico	85
4.2.1.1.	Antecedentes.....	85
4.2.1.2.	Patrones temporales de tráfico.....	87
4.2.1.3.	Conteo de flujo vehicular	88
4.2.2.	Contexto	92
4.2.3.	Criterios generales de planeamiento	94
4.3.	Análisis operacional	95
4.3.1.	Estimación de la capacidad	95
4.3.2.	Relación volumen – capacidad	99
4.3.3.	Control de demora	99
4.3.4.	Nivel de servicio.....	100
4.3.5.	Longitud de cola	100
4.4.	Seguridad.....	101
4.4.1.	Análisis de problemas típicos de seguridad	101

4.4.2.	Análisis de conflictos	104
4.5.	Diseño geométrico horizontal y vertical según el DG - 2018	106
4.5.1.	Capacidad de las vías y número de carriles	106
4.5.2.	Parámetros de diseño de planta	106
4.5.3.	Otros parámetros de diseño	111
4.5.4.	Análisis operacional final	112
4.5.4.1.	Estimación de la capacidad	112
4.5.4.2.	Relación volumen – capacidad	115
4.5.4.3.	Control de demora	116
4.5.4.4.	Nivel de servicio	116
4.5.4.5.	Longitud de cola	117
4.6.	Diseño geométrico horizontal y vertical según FHWA	117
4.6.1.	Número de carriles y balance de carriles	117
4.6.2.	Carriles auxiliares	118
4.6.3.	Diseño de rampas	120
4.6.3.1.	Velocidad de diseño	120
4.6.3.2.	Ancho de calzada	120
4.6.3.3.	Pendiente	120
4.6.3.4.	Peralte	120
4.6.4.	Diseño de terminales	121
4.6.4.1.	Carriles de aceleración	121
4.6.4.2.	Carriles de desaceleración	121
4.6.4.3.	Distancia entre terminales sucesivas	122
4.6.5.	Distancia mínima entre intercambios	122
4.7.	Diseño geométrico horizontal y vertical – Austroads Ltd.	122
4.7.1.	Número de carriles balance de carriles	122
4.7.2.	Carriles auxiliares	123
4.7.3.	Diseño de rampas	124
4.7.3.1.	Velocidad de diseño	124
4.7.3.2.	Ancho de calzada	124
4.7.3.3.	Pendiente	124
4.7.3.4.	Peralte	125
4.7.4.	Diseño de terminales	125
4.7.4.1.	Carriles de aceleración	125
4.7.4.2.	Carriles de desaceleración	125

4.7.4.3. Distancia entre terminales sucesivas.....	126
4.7.5. Distancia mínima entre intercambios.....	126
Capítulo 5 Resultados.....	127
5.1. Comparación de análisis operacional.....	127
5.1.1. Capacidad de ramales	127
5.1.2. Relación volumen – capacidad y control de demora	128
5.1.3. Longitud de cola.....	129
5.2. Comparación de criterios de diseño geométrico	130
5.3. Discusión final de resultados.....	132
Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones.....	135
6.1. Conclusiones	135
6.2. Recomendaciones	136
Bibliografía.....	139
Anexos.....	141
Anexo A	143
Anexo B.....	145
Anexo C	147

Introducción

El aumento de tráfico y la congestión vehicular son algunos de los problemas que más urge solucionar actualmente en nuestro país. Esta problemática se deriva del crecimiento continuo del parque automotor en los últimos años. En el Perú, según el documento estadístico Parque vehicular en la comunidad andina 2004-2013, el parque vehicular se incrementó en 63% ya que pasó de 1.3 millones de vehículos en el año 2004 a 2.2 millones en el año 2013. La falta de planificación y diseño de adecuada infraestructura vial, acompañada del tráfico generado por la superpoblación de vehículos, ocasiona en el transporte múltiples consecuencias como colas, pérdidas de tiempo, mayores costos de viaje y aumento del riesgo de accidentes.

Actualmente, la solución más utilizada en el país son los intercambios viales. Esta infraestructura se construye con el fin de separar los diferentes flujos vehiculares en una intersección a nivel dotando a la vía de continuidad, de mayor capacidad con el fin de brindar un adecuado nivel de servicio y de mayor seguridad. Nuestra región no es ajena a esta solución. En Piura ya se ha construido un intercambio en la zona urbana y tres intercambios en zona rural, concretamente en la Panamericana Norte.

En la presente tesis se proporciona información acerca del planeamiento, comportamiento operacional, seguridad y diseño geométrico de intercambios viales del tipo trébol parcial que se encuentra establecida por AASHTO y Austroads, en los manuales de Estados Unidos y Australia respectivamente, y que no está considerada en el Manual de carreteras DG-2018 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú. Como aplicación se seleccionó el intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte, cuyo diseño fue elaborado por la concesionaria IIRSA Norte y la consultora Naylamp. Con los métodos del MTC, AASHTO y Austroads se diseñó el mismo intercambio para establecer una comparación entre las diferentes propuestas y el diseño actual e identificar los parámetros geométricos que requieren ser modificados dentro del DG-2018 pues no garantizan una correcta operación del intercambio.

Capítulo 1

Introducción a los intercambios viales

1.1. Historia de los intercambios viales

El origen de los intercambios viales se remonta hace más de 100 años. La primera vez que surgió la idea de construir autopistas o carreteras de alta velocidad, también apareció la interrogante de cuál sería la mejor manera de elaborar los cruces entre varias de estas rutas. La primera propuesta fue construir intersecciones convencionales en un solo plano. Gracias al bajo volumen de tránsito que se experimentaba durante estos años las intersecciones convencionales serían suficientes.

Sin embargo, los diseñadores ya preveían que el constante desarrollo industrial y el crecimiento poblacional llevarían a tener volúmenes de tránsito mucho mayores en el futuro y que las intersecciones convencionales no serían suficientes. Con el aumento del flujo de tránsito aumentaban también los puntos donde los automóviles se encontraban o cruzaban, reduciendo la capacidad de las intersecciones.

Por ello, urgía desarrollar una infraestructura que permitiera eliminar estos puntos de conflicto, aquella que maximice la capacidad de las autopistas, que evite que los automóviles en el área de intersección tengan que reducir la velocidad significativamente o incluso tengan que detenerse.

Hénard, un arquitecto y diseñador parisino del siglo XIX, brindó una solución preliminar que serviría para el desarrollo posterior de la idea propia del intercambio. Hénard (1982) reconoció que la mejor solución para una intersección de 4 ramales era tener corrientes de tránsito que pasen uno sobre otro. No obstante, esto no era una intersección sino más bien un puente: se proporcionaba continuidad en el tránsito pero aún no era posible girar. Entonces realmente no se puede hablar de una intersección hasta que el mismo Hénard prevé 4 carriles de conexión curvados que hacen posibles los giros a la izquierda y a la derecha. Las desventajas que él vio en esta solución son las escaleras que los peatones se verían obligados a usar para ir de un lado a otro, y el hecho de que son imposibles para las intersecciones con más de cuatro ramas, en oposición a los círculos de tráfico.

Ya en el siglo XX la idea de la gestión del tráfico tomaría fuerza y la solución a las intersecciones en autopistas se originaría de forma independiente en varios lugares del mundo: Maryland, Buenos Aires y Basilea. A pesar de ello, la forma de estos cruces de autopistas sería la misma: la hoja de trébol, o simplemente el trébol.

En todas las publicaciones en Europa sobre intercambios su invención se le atribuye a Willy Sarbach en 1927. Sin embargo, su planificación tuvo lugar mucho antes pues la patente más antigua para un cruce de trébol fue desarrollada en Maryland por el ingeniero civil Arthur Hale en 1916. Hale presentó el primer boceto de un intercambio con 3 variantes: una de ellas fue una forma muy básica y las otras dos versiones fueron más compactas con el fin de proponerse para las calles de la ciudad. En la **Figura 1** se puede ver la forma básica que desarrolló Hale (Wayback Machine, 2004).

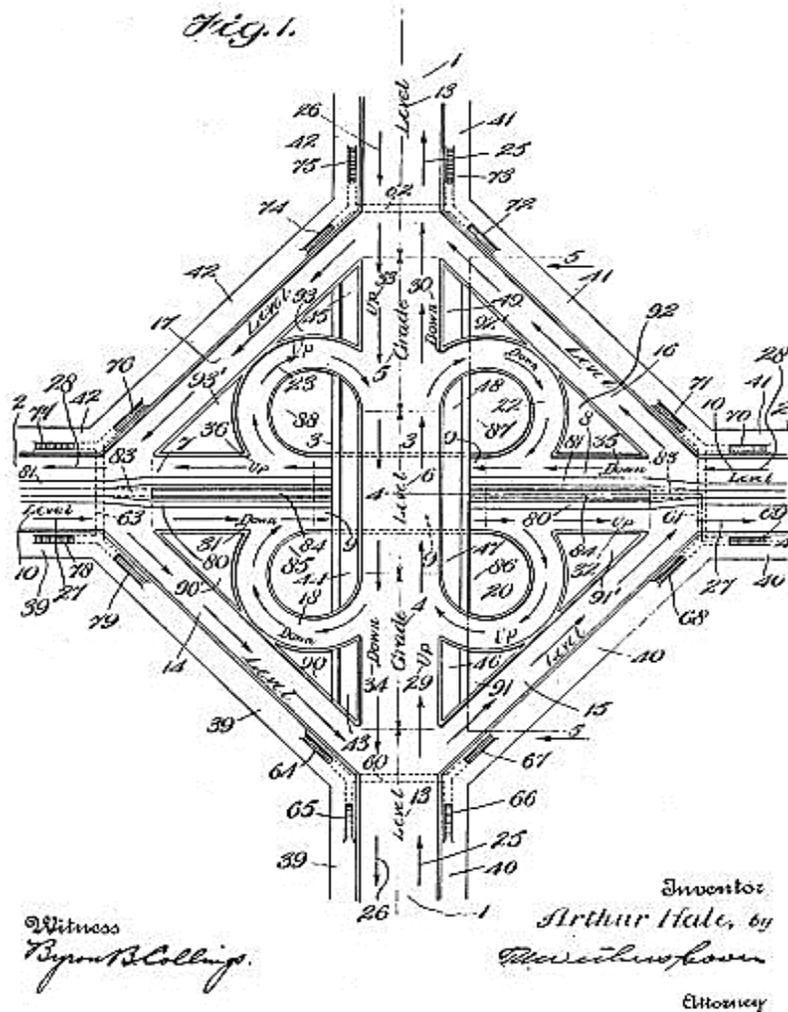


Figura 1. Forma básica del trébol de Arthur Hale.
Fuente: Hale, 1916.

No obstante, el primer intercambio no fue construido hasta 16 años después en Woodbridge, New Jersey, en 1928, aunque su historia apunta en una dirección diferente. A mediados de la década de 1920 en la carretera entre Nueva York y Filadelfia el volumen diario era de 60 000 vehículos, convirtiéndola en la más transitada en Estados Unidos y provocando frecuentes atascos de tráfico y muchos accidentes. La búsqueda de soluciones llevó a una compañía de Filadelfia a observar la gestión de tráfico eficiente que tenía Argentina en las intersecciones. En Buenos Aires girar a la izquierda generalmente no estaba permitido. En cambio, se debía girar a la derecha en las tres esquinas en cada caso, es decir,

manejar alrededor de la cuadra para cruzar la calle (Wayback Machine, 2004). Esto combinado con una estructura de puente para el libre tránsito de vehículos en una carretera dio como resultado la solución de hoja de trébol “argentina” que sirvió para la construcción del primer trébol oficial de Estados Unidos mostrado en la **Figura 2**.

Aparentemente estos desarrollos no se conocieron en Europa. Es así que el aprendiz de cerrajero Willy Sarbach se distinguió como inventor en Basilea trabajando intensamente sobre las posibilidades de intersectar dos autopistas en ángulos rectos u oblicuos para hacer la transición de una a otra autopista en todas las direcciones, incluso absolutamente libre de cruces. El resultado fue la producción de un dibujo que luego la asociación HaFraBa, “Miembros reunidos para la construcción de la primera carretera de automóviles rápidos desde Hamburgo pasando por Frankfurt hasta Basilea”, utilizaría para elaborar la forma original de un intercambio de hoja de trébol. Varios años después, en 1936, el primer trébol de carretera en Europa fue construido en Leipzig, Alemania, aunque recién en 1938 pudo ser utilizado.



Figura 2. Trébol de Woodbridge, el primer intercambio construido.
Fuente: Los Ángeles Times, 2004.

Evolución del diseño de intercambios

Sin embargo, la solución de hoja de trébol no era completamente eficaz con altas densidades de tráfico e impulsó al planteamiento y diseño de nuevas formas de intercambio. Durante la década de 1940 y hasta mediados de la década de 1950, la construcción de autopistas e intercambios continuó enérgicamente, principalmente por los gobiernos locales. Otros intercambios se construyeron como el tipo diamante, el tipo diamante con rotonda y hasta intercambios parciales de hoja de trébol, aquellos con menos de 4 rampas de bucle.

A mediados de la década de 1950, ya se habían diseñado y construido todas las formas básicas de intercambio. La **Figura 3** muestra todas las formas básicas: 3 ramales, diamante, hoja de trébol parcial, hoja de trébol y direccionales o direccionales con rampas de bucle.

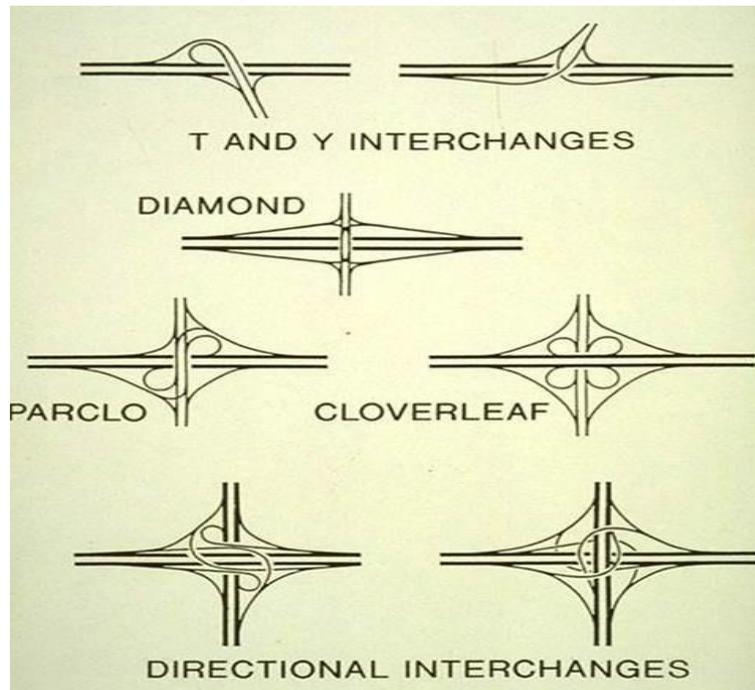


Figura 3. Formas básicas de intercambio vial.
Fuente: Leisch y Morrall, 2014.

La experiencia adquirida durante la década posterior les dio a los planificadores e ingenieros la oportunidad de observar y experimentar sus logros. Lo que aprendieron por experiencia y observación junto con la investigación dio dirección a las mejoras en los criterios de diseño de intercambio para cumplir mejor con las características y expectativas del conductor, e incluso para producir formas de intercambio más eficientes y seguros (Leisch & Morrall, 2014).

A fines de la década de 1960, durante los años setenta y principios de los ochenta se construyeron intercambios más eficientes y seguros, y los que se construyeron en la década de 1950 y comienzos de la de 1960 se modificaron y mejoraron para reflejar las experiencias e investigaciones realizadas.

Durante este período, desde la década de 1950 hasta mediados de la década de 1980, se lograron importantes avances en el desarrollo de directrices operacionales y de diseño para intercambios y sistemas de intercambios basados en la experiencia y la investigación de factores humanos. Algunos de estos aparecieron por primera vez en la *American Association of State Highway Officials (AASHO)* de 1973, *A Policy on the Design of Urban Highways and Urban Streets*, y todos fueron documentados en la primera *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, el “libro verde”, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, 1984.

Los siguientes 30 años dieron como resultado una aplicación adicional de lo aprendido y una reducción continua de choques. De esta manera todos estos logros y su aplicación tuvieron un impacto significativo en la mejora de las operaciones de tráfico en las autopistas e intercambios que hoy se ven en la actualidad. Asimismo continuaron las investigaciones sobre factores humanos, procedimientos operativos y de análisis de capacidad, criterios de diseño geométrico y señalización vertical y horizontal (Leisch & Morrall, 2014). Durante este tiempo, varias de las publicaciones relacionadas al diseño de intercambios se actualizaron varias veces. Lo último de estas son:

- AASHTO Design Policy 2011
- Highway Capacity Manual 2011
- Manual on Uniform Traffic Control Devices 2010
- Highway Safety Manual 2010

1.2. Nociones básicas

1.2.1. Definición

Se entiende como intercambio vial a aquella solución de diseño geométrico que permite la intersección de dos o más carreteras, incluso con vías férreas o ciclovías, con la finalidad de que los vehículos puedan realizar todos los movimientos posibles de cambio de trayectoria de una carretera a otra, con el mínimo de puntos de conflicto posible (Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú - MTC, DG 2018). Esto se logra utilizando una infraestructura que segrega en diferentes niveles las corrientes en conflicto por medio de caminos elevados o túneles. Los diferentes niveles en dicha intersección a desnivel son interconectados por medio de rampas y son estas conexiones las que permiten intercambios de caminos.

1.2.2. Elementos

Los elementos de un intercambio pueden variar dependiendo de su tipo o forma. En un intercambio vial del tipo trébol de dos hojas, los elementos más representativos son los que se describen a continuación.

1.2.2.1. Carril colector distribuidor

Carril que se introduce paralelamente a la carretera principal en la zona de un enlace, o entre enlaces consecutivos, con objeto de separar de dicha carretera los puntos de conflictos que se originan por las maniobras de cambio de los vehículos (Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo de España - MOPU, 1986).

1.2.2.2. Ramales

Son los elementos primordiales de los intercambios ya que son los que interconectan las carreteras o autopistas involucradas en la intersección vial, permitiendo a los conductores trasladarse de una vía a otra. Según la necesidad operativa y funcional pueden adoptar una gran variedad de formas, así como también ser unidireccionales o bidireccionales, tener o no condición de parada, y permitir giros a la izquierda o a la derecha.

Las características antes descritas y su combinación desembocan en una gran variedad de tipos de ramales. Sin embargo, atendiendo principalmente a sus formas, serán agrupados en tres grupos y serán descritos para la posterior exposición de los tipos más comunes de intercambios.

a) Ramales directos

Son aquellos que mantienen el mismo sentido de curvatura a lo largo de su recorrido. Permiten giros a la izquierda o a la derecha y las terminales de entrada y salida, en ambas carreteras, están situados ambos a la derecha o a la izquierda.

Aquí no se consideran aquellos ramales que, aunque reúnan las características anteriores, tengan condición de parada en algún punto de su desarrollo, permitan giros a la izquierda en la carretera de destino, o desarrollen un giro superior a los 180° .

En la **Figura 4**, se muestran los dos casos probables de ramal directo: la letra “a” es el caso de giro a la derecha, con salida y entrada por la derecha, y la letra “b” es el caso de giro a la izquierda, con salida y entrada por la izquierda.

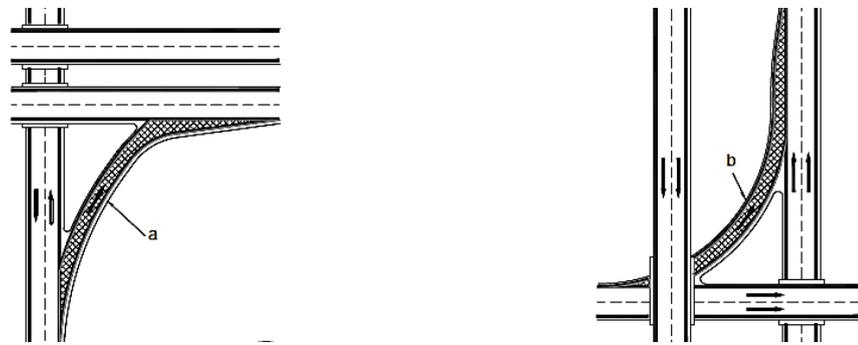


Figura 4. Ramales directos.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

b) Ramales semidirectos

Son aquellos en los que se produce, a lo largo de su desarrollo, al menos un cambio del sentido de curvatura. Para efectos de diseño se consideran semi-directos también aquellos con la fisonomía de los directos pero con alguna condición de parada o con giros a la izquierda en la carretera de destino.

Así definidos, estos ramales pueden servir giros a la izquierda o a la derecha, con salida y entradas también por la izquierda o la derecha indistintamente.

En la **Figura 5**, las letras “a” y “b”, ilustran dos casos de ramales semidirectos para giros a la izquierda: el primero con salida por la izquierda y entrada por la derecha, y el segundo con la salida por la derecha y entrada por la izquierda. En la misma figura, con la letra “c”, se indica un ramal semi-directo, propio de los intercambios tipo diamante, que presenta condición de parada en la carretera de destino.

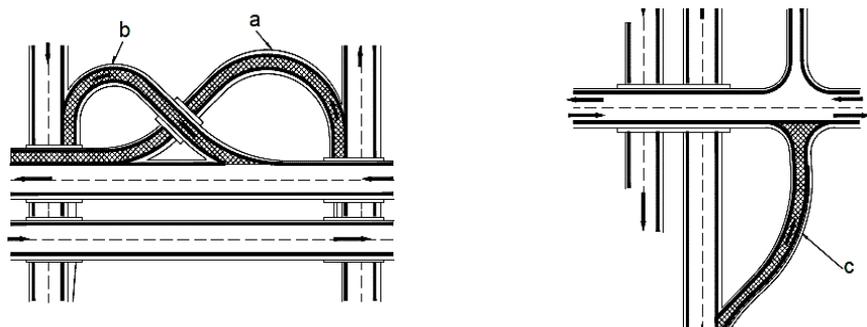


Figura 5. Ramales semidirectos.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

c) Ramales de enlace

También llamados lazos o bucles, son aquellos ramales utilizados para giros a la izquierda mediante una curva cerrada que se desarrolla en más de 180°, por lo general 270°, como se aprecia en la letra “d” de la **Figura 6**.

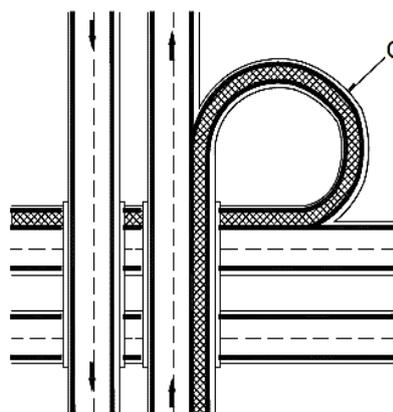


Figura 6. Ramal de enlace.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.3. Tipos de intercambio viales

En este apartado solo se desarrollará los tipos de intercambio de 3 y 4 ramas que corresponden a la intersección de dos carreteras. Los intercambios de más de 4 ramas que permiten el cruce de más de dos carreteras no se abarcan dado que no son materia de estudio del presente trabajo. En caso el lector desee mayor información sobre estos, puede dirigirse al Manual de carreteras DG-2018.

1.3.1. Intercambio de tres ramas

Un intercambio de tres ramas es característico de las situaciones en las que una carretera se incorpora a otra, perdiendo desde ese punto su continuidad (Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú – MTC, DG 2018).

Cuando los giros se atienden mediante ramales directos o semidirectos, se habla de intercambios direccionales. Se le denomina trompeta cuando, en cambio, se utilizan ramales de enlace para atender los giros.

El tipo de ramal usado para cada movimiento dependerá del espacio disponible, de la compatibilidad de los ramales con la altimetría de las vías y del terreno (grandes variaciones de cotas necesitan desarrollos más amplios) y de las condiciones del tránsito, como se apuntó en el momento de describir los tipos de ramal. Algunas formas de intercambio de 3 ramas se ilustran en la **Figura 7 y 8**.

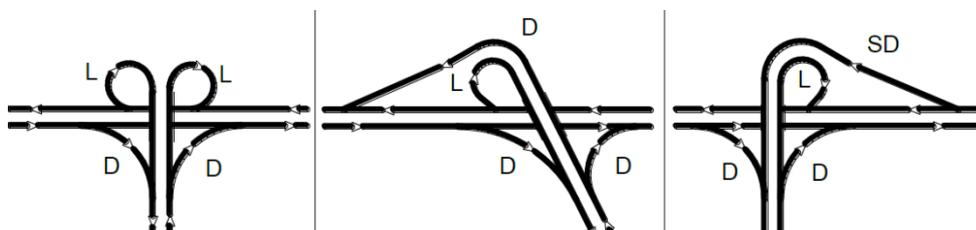


Figura 7. Intercambios de 3 ramas del tipo trompeta.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

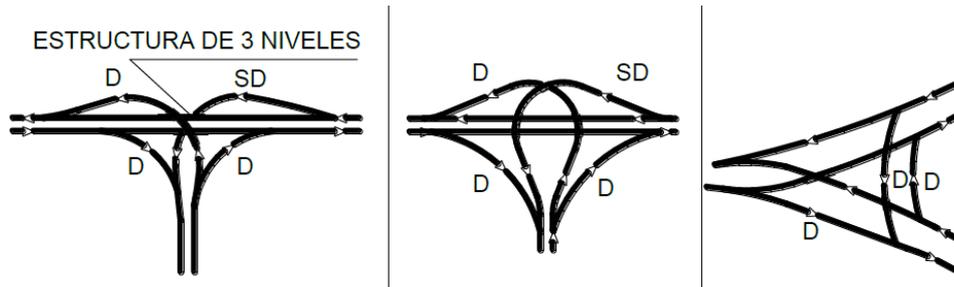


Figura 8. Intercambios de 3 ramas del tipo T.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.3.2. Intercambio de cuatro ramas

Esta clase es característica en casos donde una carretera se incorpora a otra, sin perder su continuidad. Al tratar estos intercambios se debe hacer una necesaria clasificación funcional. Se debe distinguir entre los intercambios con condición de parada, aquellos que implican una detención en algunos de los flujos de tráfico, y los intercambios que tienen libre circulación de todos los flujos (Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú – MTC, DG 2018). En la **Figura 9**, se presentan los dos tipos más característicos de intercambio con y sin condición de parada, los cuales son el tipo diamante y tipo trébol respectivamente.

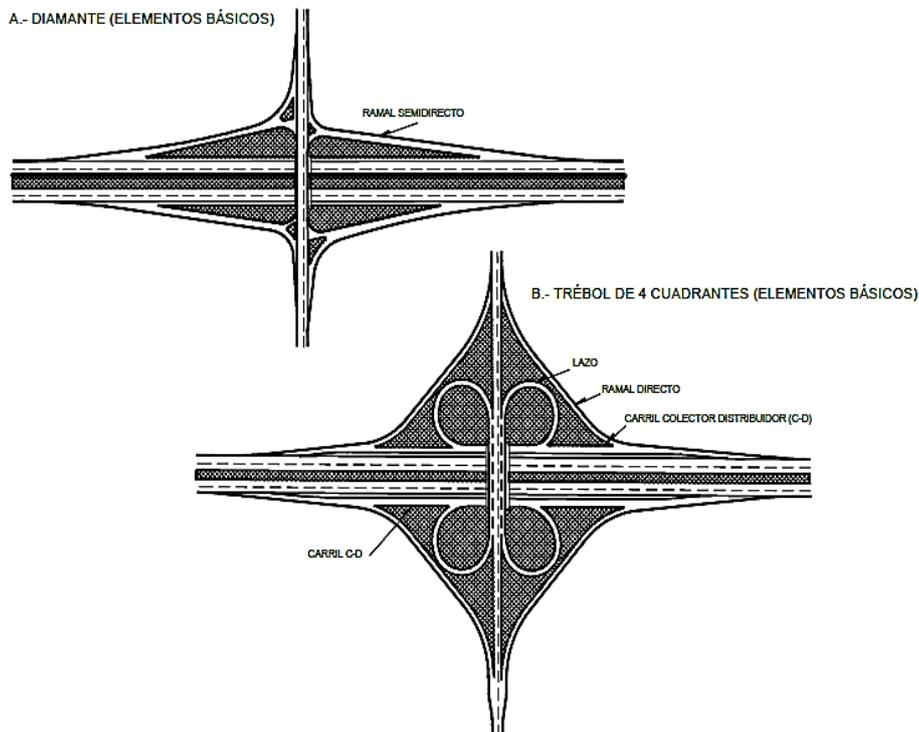


Figura 9. Intercambio tipo diamante y tipo trébol.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.3.2.1. Intercambio con condición de parada

Estos intercambios se caracterizan por resolver todos los giros a la izquierda con cruces a nivel en la carretera secundaria. Por ello se requiere la detención del tráfico antes de su incorporación al flujo de la carretera de paso.

Los intercambios más representativos con condición de parada son:

a) Intercambio tipo diamante

Son aquéllos en los que todos los movimientos a la izquierda tienen condición de parada debido a que se desarrollan en intersecciones a nivel. Un diamante clásico es un intercambio constituido por cuatro ramales del tipo semidirecto, cada uno de los cuales permite un movimiento de giro a la izquierda y un movimiento de giro a la derecha.

b) Intercambio tipo trébol parcial

Son aquellos en los que algunos giros a la izquierda tienen movimiento continuo. En un trébol parcial los movimientos que tienen condición de parada son minoritarios y las intersecciones en la carretera secundaria no presentan problemas. En la **Figura 10** se muestran ejemplos de este tipo.

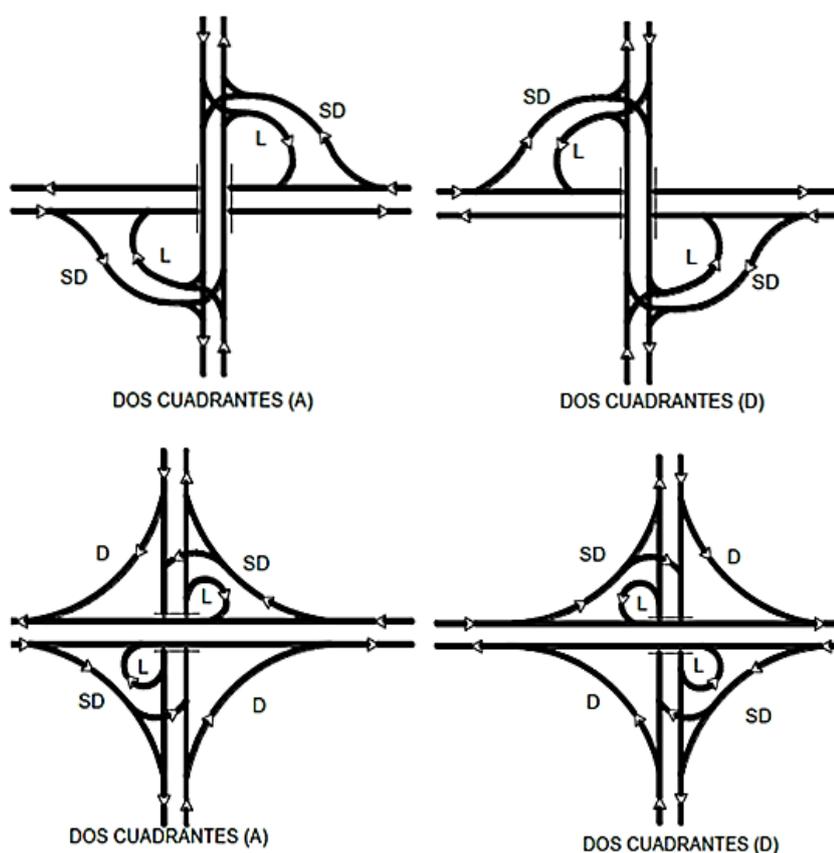


Figura 10. Intercambios tipo trébol parcial.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.3.2.2. Intercambio sin condición de parada

En estos intercambios todos los giros se resuelven sin intersecciones a nivel. Como se aprecia en la **Figura 11**, existe un amplio abanico de posibles combinaciones cuando se diseña un intercambio de este tipo. Es por ello que para establecer criterios generales se debe suponer simetría en los cuatro cuadrantes.

El más característico es el tipo trébol. El trébol completo o trébol de cuatro cuadrantes es un intercambio cuya mayor ventaja consiste en que

elimina todos los conflictos de giro a la izquierda. Requiere una estructura única ya que estos giros se resuelven mediante 4 lazos. Los giros a la derecha se resuelven mediante ramales directos (eventualmente semidirectos) en los cuatro cuadrantes, exteriores a cada uno de los lazos.

En caso no se pueda utilizar un intercambio simétrico, existen soluciones no simétricas como las que se muestran en la **Figura 12**.

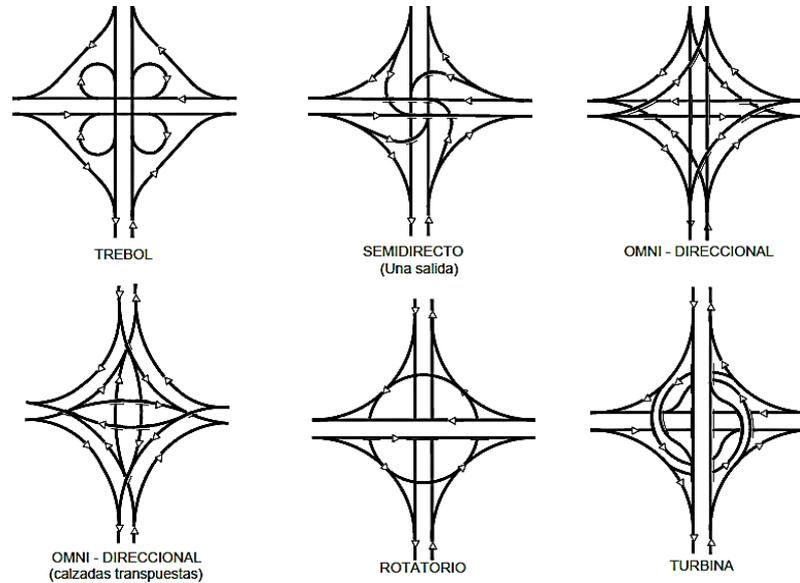


Figura 11. Intercambios simétricos sin condición de parada.
Fuente: Ministerios de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

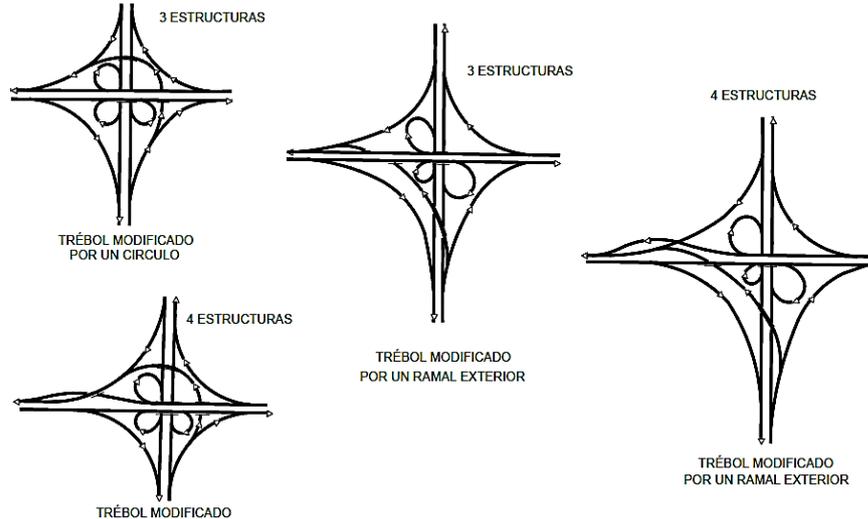


Figura 12. Intercambios sin condición de parada.
Fuente: Ministerios de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.4. Ventajas y desventajas de los intercambios viales

El transporte es una tarea fundamental para el buen funcionamiento de las actividades económicas y el desarrollo de los países. Éste asegura la movilidad cotidiana de las personas y es crucial para la producción y distribución de bienes. Una infraestructura para el transporte adecuada constituye un requisito primordial para los sistemas de transporte. En este caso, un intercambio vial pretende brindar las condiciones necesarias para el funcionamiento del sistema. Sin embargo, como toda solución técnica, tendrá sus ventajas y desventajas y éstas también dependerán de su localización es una zona urbana o no urbana.

1.4.1. En zonas urbanas

1.4.1.1. Ventajas

Las intersecciones de avenidas y calles constituyen elementos de discontinuidad en una red vial urbana, por lo tanto cuando el volumen de tránsito en estas vías es alto se presentan situaciones críticas que deben resolverse de forma especial porque emplear intersecciones convencionales generaría tiempos de espera y colas mayores.

La construcción de intercambios en zonas urbanas permite que el tráfico se cruce por debajo o por encima de una intersección sin tener que cambiar el patrón de tráfico existente. Además, en el caso de ubicarse cerca de estaciones de trenes proporciona una ruta alternativa para el flujo de tráfico para no interferir con las vías de los trenes. Permiten una adecuada estructuración del espacio al dividir el tráfico de una ciudad o área metropolitana ocupada, desviando automóviles en diferentes direcciones yendo por encima y debajo de otras avenidas en la misma área, mejorando la estructuración y puesta en valor del espacio circundante. También permiten espaciamiento menor entre intersecciones y accesos.

Brindan buena fluidez del tráfico solo cuando el volumen de tránsito no ha alcanzado la capacidad de la vía y, en cuestión de operación, otorga demoras y colas menores que las intersecciones convencionales a nivel, asimismo evita en muchos casos el recurso de la ordenación por semáforos.

Además, al contar con un intercambio, es posible obtener intersecciones más seguras con menor experiencia de choques, y un medio ambiente con menor contaminación acústica y una menor polución por emisión de gases. A esto se agrega experimentar un ahorro de combustible, disminución de costos operacionales de los vehículos y ahorro de tiempo de viaje. Sin embargo, comparando cuantitativamente este aspecto con las soluciones que propician el transporte masivo, estas últimas son mucho más eficientes reduciendo la contaminación y la experiencia de choques.

1.4.1.2. Desventajas

La principal desventaja es el costo. Las estructuras físicas grandes que se necesitan para crear este tipo de intersección son significativas y costosas. Las estructuras son tan grandes que la altura de ellas puede ser un tanto molesta, lo que las hace impopulares y exigen mayor ocupación de suelo. Las grandes áreas que exigen pueden tener impactos sobre los recursos naturales y culturales, debido a mayores requerimientos de espacio en las intersecciones. Esto impide su utilización en zonas densamente edificadas, a menos que algunas de esas calles existentes puedan formar parte de su diseño. Es por ello que tratar de aprobar un plan para un nuevo intercambio puede ser difícil debido a la obstrucción y el costo.

Las intersecciones con líneas de ferrocarriles generalmente ocupan menos espacio que las de carreteras. Sin embargo, la creación de este tipo de infraestructura también requiere un esfuerzo extremo por parte de los ingenieros y, además, es extremadamente costoso de construir y requiere mucho tiempo. No solo el costo y el espacio son las principales desventajas de un intercambio en una zona urbana, sino también su eficacia limitada y el

hecho de que trasladan el problema del congestionamiento vehicular a otras intersecciones cercanas. Pierden mucha eficacia cuando se hallan cerca de su máxima capacidad. Esto los convierte en una solución técnica a corto plazo. Con el incremento poblacional y de la industria, el volumen de tránsito superará la capacidad del intercambio y no brindará el nivel de servicio para el cual fue diseñado, sino que empeorará la congestión vehicular.

Por último, se pueden producir algunos accidentes motivados por la confusión de los conductores que no estén familiarizados con este tipo de intersecciones aun cuando se haya colocado toda la señalización respectiva.

1.4.2. En zonas no urbanas

1.4.2.1. Ventajas

En las zonas no urbanas los intercambios son utilizados para poder intersectar autopistas o carreteras que, por su alto volumen de tránsito, no pueden atenderse con intersecciones convencionales a nivel. Su construcción en este ambiente mejora significativamente el tráfico en las carreteras y optimiza su operación al permitir que el tráfico se mueva con menos interrupciones, lo que resulta en velocidades de viaje más altas, puesto que los límites de velocidad siempre se establecen más altos para las carreteras que tienen intersecciones a desnivel al carecer de puntos de conflicto en los cruces.

Su elevada capacidad permite buena fluidez del tráfico en condiciones normales y además disponer de una reserva en horas punta de demanda, y elimina las demoras y colas que sí se presentarían en caso de optar por otras formas de control de intersección de carreteras. Asimismo, facilita los giros en todos los sentidos, sin que la fluidez del tráfico se resienta, puesto que para este propósito se tiene carriles colectores-distribuidores que canalizan y ordenan el tránsito antes del inicio de los ramales del intercambio.

Además, estos caminos son generalmente más seguros para conducir ya que se reduce la frecuencia de accidentes. Aunque se permiten velocidades más altas en estas carreteras, en general las tasas de accidentes son más bajas que las de otras y, en el caso que ocurrieran, se reduce notablemente la gravedad de accidentes de todos los usuarios ya que permiten convergencias y divergencias más seguras en el tránsito circulante.

Otros beneficios importantes de esta infraestructura se reflejan en el medio ambiente al disminuir la contaminación acústica y obtener una menor polución por emisión de gases, así como también en la estética propia ya que se puede proporcionar entradas atractivas a las ciudades o zonas urbanas. Por otro lado, los usuarios y la industria en general experimentan un ahorro de combustibles, disminución de costos operacionales de los vehículos, disminución de los costos de flete y ahorro de tiempo en sus actividades.

1.4.2.2. Desventajas

Al igual que antes, la principal desventaja es el costo de construcción. Aunque aquí existe una mayor relación entre costo y beneficio puesto que sí representa una solución a corto y largo plazo, también se necesita una gran ocupación de suelo por cada intersección de carreteras.

En el caso de necesitar intercambiar tres o más carreteras o vías de trenes, se podrá optar por intersectarlas en varios puntos, que permitirá que se vayan acoplando de manera ordenada una por una y atiende todas las opciones de viaje de los usuarios, o se podrá optar por estructuras con más niveles, aún más grandes, con sus respectivos ramales para pasar de cualquier de las carreteras a otra. En cualquiera de los casos exige un mayor espacio, terreno que al no ser urbano tendrá un mayor impacto en su medio ambiente, y una mayor inversión que las intersecciones convencionales.

Asimismo, se pueden producir algunos accidentes debido a la confusión de los conductores que no estén familiarizados con este tipo de intersecciones. Se agudiza por el hecho de que en la red vial interdepartamental o interestatal, las formas de intercambio que encuentre el conductor variarán incluso entre dos intercambios adyacentes. Esto se debe a que todos los cruces de carreteras no son similares y por ende las formas de los intercambios serán distintas. Tal diversidad de infraestructuras aportará mayor confusión al conductor. Aun cuando se coloque toda la señalización respectiva, procesar esta información le tomará tiempo al conductor y podría generar accidentes en su desatención a la vía.

1.5. Aplicación en la actualidad

1.5.1. En el Perú

Guzmán (2015) concluyó que el Perú es un país pobre en conocimientos de transporte en donde se piensa que la construcción de mayor infraestructura es la solución al transporte urbano. Sin embargo, aunque ayuda en ciertos aspectos, no resuelve el problema del tráfico en las ciudades.

Hoy en día, la mejora de la demandas del tránsito y transporte son fundamentales en el desarrollo del país y por ende en la calidad de vida. En Lima, una ciudad superpoblada, la demanda se acrecienta aún más. Las últimas cifras del INEI, que datan de 2017, muestran que Lima cuenta con un parque vehicular cercano a las 2,500,000 unidades (Instituto Nacional de Estadística e Informática, 2018). Esta situación genera un alto índice de congestión vehicular, y una de las razones es la alta preponderancia del transporte privado, lo que se traduce en pérdidas de tiempo y a la vez una pérdida económica significativa.

Es por ello que en Lima a lo largo de los años se ha ido desarrollando la mayoría de proyectos de intercambios con el fin de solucionar el congestionamiento vehicular urbano. Por ejemplo, el intercambio Vía Expresa - Av. Javier Prado, que se muestra en la **Figura 13**; el intercambio Panamericana Sur – Av. Nicolás Arriola, el intercambio Atocongo o el intercambio Los Cabitos, el único de 3 niveles en el Perú, son claras muestras de que es una solución técnica muy utilizada en el Perú. No obstante, no han tenido éxito. En muchos casos, los propios usuarios se quejan diariamente de la congestión vehicular experimentada en las avenidas principales de Lima debido a las obras hechas supuestamente para aliviarlo. Un ejemplo es el intercambio Villarán Freyre, en donde en un día de trabajo en hora punta el flujo vehicular se encuentra detenido pese a existir dicha infraestructura (Stucchi, 2015). Tampoco en una ciudad con un menor parque vehicular, como Arequipa, se ha tenido éxito. El intercambio de la avenida Metropolitana es un paradigma puesto que la congestión aún existe y no permite un flujo continuo de tráfico en las avenidas

Grande, Rímac y Villa Hermosa. El problema es más grave en horas punta y empeorará con la expansión urbana (Navarro, 2018).



Figura 13. Intercambio Vía Expresa – Av. Javier Prado
Fuente: Google Earth.

La experiencia obtenida debe incentivar una adecuada planificación, a corto y a largo plazo, que conduzcan a la solución más adecuada para los problemas de tránsito que se experimentan en la ciudad. A corto plazo, es necesaria la formulación de un plan vehicular que controle los giros a la izquierda y permita un adecuado reordenamiento de las rutas del transporte público, junto con un proyecto de semaforización. Del mismo modo, planificando a largo plazo, es importante que las obras de infraestructura se orienten al transporte masivo y que, aquellas estructuras construidas y con una operación deficiente, como los intercambios de Tomas Valle y Eduardo de Habich, se corrijan (Pereyra, 2016). En cuanto al servicio de transporte público, se debe insistir en la continuación del tren eléctrico de Lima, el único proyecto factible de ayudar seriamente a solucionar el problema de la congestión vial y de la contaminación ambiental de la ciudad. Entre tanto, se debe insistir en acciones que mejoren la operación de las vías, tales como reordenar y de racionalizar las rutas de autobuses, como un paliativo de corto plazo.

Asimismo, cabe resaltar que, técnicamente, no es recomendable la construcción de intercambios viales en zonas urbanas. Guzmán (2015) identificó que el nivel de servicio de las intersecciones aledañas a un intercambio ubicado en una zona urbana es pésimo, lo que genera un colapso en los accesos y un congestionamiento vehicular en el intercambio. Esto refuerza la idea de que es una solución totalmente justificada para áreas fuera del ámbito urbano en donde se crucen al menos 2 autopistas y se cuente con el espacio suficiente para un adecuado diseño y, por el contrario, no han sido concebidos para zonas estrechas como las urbanas. El Colegio de Arquitectos del Perú, a través de su decano José Arispe, durante una entrevista en 2016, también se pronunció en contra de estas infraestructuras argumentando son construcciones que estuvieron en boga hace medio siglo, pero que

actualmente se están dejando de lado en el resto del mundo porque se ha demostrado que no solucionan el problema del tráfico a largo plazo. No obstante, al carecer de una normativa oficial para diseño urbano, los especialistas siguen aplicando las normas de carreteras al ámbito urbano y consecuentemente no se logra la misma eficacia.

Por otro lado, la construcción de intercambios viales en la red vial nacional también ha ido en aumento, apareciendo primero en el departamento de Lima como por ejemplo el intercambio vial de Asia, el intercambio vial de Pativilca y el intercambio vial Pampa Clarita. Su funcionamiento correcto y el adecuado nivel de servicio brindado se deben a que, como ya se mencionó antes, técnicamente estos se construyen en áreas extraurbanas y que tengan el suficiente espacio disponible o derecho de vía para no forzar el diseño y poder construir proyectos adecuados (Ramírez, 2003). Esto le ha valido para que su aplicación sea más frecuente a otras regiones como Arequipa y Piura.

Recientemente en la región de Piura se construyó, como parte de la nueva red vial nacional de doble calzada y de la Interoceánica Norte, el intercambio Piura – Paita – Sullana y el intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte, que se muestra en la **Figura 14**, para atender los volúmenes de tránsito, que han aumentado debido al crecimiento de la región, y reducir las experiencias de choque. Con el mismo propósito se vienen desarrollando dos intercambios más en la Panamericana Norte en el desvío a Catacaos y desvío a La Legua.



Figura 14. Intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.
Fuente: Revista Constructivo 2015.

1.5.2. A nivel internacional

Ferreira (2004) expone que el crecimiento en el uso del automóvil ha propiciado cambios en la movilidad, creciendo en la cantidad, distancia y flexibilidad de los viajes. Junto con estos cambios, han aparecido nuevos problemas de movilidad en los centros urbanos de las ciudades como la congestión y la falta de sostenibilidad.

La adquisición de automóviles ha crecido por encima de las expectativas, a medida que la densidad disminuye en las áreas urbanas en expansión. Sin duda es el medio de transporte más flexible y confiable que se adapta a todos los nuevos requisitos de movilidad. Sin embargo, para Mezghani (2003) su uso ilimitado en las áreas urbanas tiene un efecto negativo en la sociedad, el medio ambiente y la

economía. Ahora las ciudades se enfrentan a un alto volumen de vehículos con una baja tasa de ocupación que provoca una saturación de toda la infraestructura construida pues los automóviles ocupan espacio valioso. Transportar 50,000 pasajeros en tren no demanda el mismo espacio que transportar a la misma cantidad de pasajeros en automóviles, y se debe tener en cuenta que el 95% del tiempo están estacionados desperdiciando aún más espacio.

Ni siquiera con la construcción de un gran número de intercambios viales durante casi 100 años se ha logrado ser capaz de brindar un adecuado nivel de servicio. Y es que construir infraestructura solo ha provocado una mayor atracción de vehículos y su capacidad ha alcanzado su límite. Además la contaminación aumentó y destruyó la calidad del aire y de los niveles de vida en las zonas urbanas, poniendo así en peligro el desarrollo urbano. Por ello urge la necesidad de un desarrollo sostenible en las áreas urbanas (Ferreira, 2004).

Una de las soluciones más efectivas es la integración de diferentes modos de transporte. La integración del transporte se esfuerza por crear un sistema utilizando varios modos de transporte, con el potencial de permitir el uso de cada modo de transporte de la manera más eficiente. La coordinación de las rutas de transporte no es suficiente, todo lo demás relacionado con el servicio de transporte debe ser coordinado e integrado. Para maximizar el cambio del automóvil privado al transporte público, la integración debe lograr los viajes sin inconvenientes (Mezghani, 2003).

Existe un amplio acuerdo en que la integración tiene el potencial de proporcionar una respuesta inclusiva a los problemas de movilidad en las áreas urbanas. En lugar de utilizar el automóvil privado se debe utilizar un modelo más sostenible de transporte público integrado para proporcionar la movilidad deseada. Esta idea ya la han desarrollado varios países en las últimas décadas (Portal, 2003).

En 1962, después de casi una década de enfocarse en la construcción del sistema de autopistas interestatales, EE.UU. comenzó a considerar fondos federales para el transporte masivo, citando la necesidad de expandir los sistemas de transporte urbano. Ello permitió la creación de la *Urban Mass Transportation Administration* (UMTA), que luego pasaría a ser la *Federal Transit Administration* (FTA), un organismo que proporciona asistencia financiera y técnica a los sistemas locales de transporte público. Desde entonces y durante sus cinco décadas, se ha invertido más de 12 mil millones de dólares anuales. Esa inversión permitió a la FTA supervisar la transformación del transporte público en Estados Unidos de los subterráneos heredados de las ciudades más grandes del país (Nueva York, Boston, Filadelfia y Chicago) a un conjunto diverso de sistemas de tránsito en docenas de ciudades y pueblos. Al apoyar el desarrollo y mantenimiento de trenes ligeros, autobuses de tránsito rápido y sistemas de autobuses expandidos, además de los subterráneos y trenes de cercanías, FTA ha proporcionado opciones de transporte alternativo para personas en todo Estados Unidos. Su trabajo para crear y expandir los sistemas urbanos y extender el servicio a las ciudades pequeñas y comunidades rurales, que anteriormente carecían de tránsito, ha hecho que el transporte público sea una opción viable en todo Estados Unidos (U.S. Department of Transportation - DOT, 2018).

En diciembre de 2015, fue promulgada la ley *Fixing America's Surface Transportation* (FAST) fue promulgada. Una ley que respalda el financiamiento de tránsito hasta el año fiscal 2020 y reautoriza los programas de FTA e incluye cambios

para mejorar la movilidad, racionalizar la construcción y adquisición de proyectos de capital y aumentar la seguridad de los sistemas de transporte público en todo el país.

Como se observa en EE.UU., maximizar el cambio no implica necesariamente la exclusión del automóvil privado; por el contrario, tiene un papel importante que desempeñar en una cadena de transporte completa debido a sus características únicas (Ferreira, 2004). Por ello, en la actualidad, el foco no está en la implementación de infraestructura vial para transporte privado, sino en implementar el uso y rapidez del transporte público.

1.6. Criterios de diseño geométrico en el Perú

En el Perú, el diseño geométrico de las vías rurales y urbanas para la circulación de vehículos está regido por el Manual de carreteras: Diseño Geométrico DG-2018, norma aprobada mediante Resolución Directoral N° 03-2018-MTC/14 con fecha 30.01.2018. Por lo tanto, se mostrará lo que menciona la norma actual acerca del diseño de intersecciones a desnivel para establecer los criterios de diseño que posteriormente se compararán con los manuales especializados.

El Manual de carreteras DG-2018, se divide en 06 capítulos y 01 Anexo. Las intersecciones a desnivel son tratadas, en el Capítulo 5 denominado Diseño Geométrico de Intersecciones, Sección 503 Intersecciones a Desnivel.

La denominación que brinda el DG-2018 acerca de las intersecciones a desnivel es de una solución geométrica que posibilita el cruzamiento de dos o más carreteras, o incluso con vías férreas, en diferentes niveles, con la finalidad que todos los vehículos puedan hacer todos los movimientos posibles de cambios de trayectoria de una a otra carretera, con el mínimo de puntos de conflicto. Además precisa que su objeto es aumentar la capacidad o el nivel de servicio de intersecciones importantes, con altos volúmenes de tránsito y condiciones de seguridad insuficientes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, DG-2018).

En la DG – 2018 se establece que el diseño en intersecciones a desnivel debe partir de los resultados del estudio de tráfico correspondiente.

1.6.1. Capacidad de la vías y flujos emergentes

Flujo emergente, es el máximo proveniente del carril más cercano anterior al punto de entrada, más el flujo de la vía secundaria que conecta a la principal. Por lo general dicho flujo está comprendido entre 1.300 y 2.000 vehículos/hora. Si el flujo que emerge es superior a 2.000 vehículos/hora, se debe proveer un carril adicional en vía principal, más allá del punto de intersección.

En la **Tabla 1** se indica la capacidad de las vías principales y de las vías de enlace en intersecciones a desnivel.

Tabla 1. Capacidad de las vías en intersecciones a desnivel.

Tipo de vía	Ancho de carril (m)	Capacidad del carril (veh/h)
Vía principal	3.60	1500
Vía secundaria	3.30	1350
Vía de enlace	-	1200
Carril de desaceleración		1200 Colocar señal informativa antes de llegar a la intersección (200m)

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.6.2. Diseño en planta

1.6.2.1. Sección de entrecruzamiento

La sección de entrecruzamiento corresponde a aquella donde se entrecruzan los distintos flujos vehiculares que siguen un mismo sentido de circulación, la cual consta de número mínimo de carriles que se requiere en la sección de entrecruzamiento, y la longitud mínima de la indicada sección de entrecruzamiento.

El número mínimo de carriles de entrecruzamiento se determina de acuerdo a la fórmula de la **Ecuación 1**.

Por último, es conveniente que para verificar la conveniencia técnica de la solución, se lleve a cabo el análisis con un modelo de simulación de tránsito, que permita examinar el funcionamiento de la intersección en conjunto con la malla vial aledaña.

$$N = \frac{(W_1 + K * W_2 + F_1 + F_2)}{C}$$

Ecuación 1

Dónde:

N : Número de carriles de entrecruzamiento.

W_1 : Volumen vehicular mayor que se entrecruza.

K : Factor de entrecruzamiento (1 a 3).

W_2 : Volumen vehicular menor que se entrecruza.

F_1, F_2 : Flujos exteriores que no se entrecruzan.

C : Capacidad normal del carril de la vía principal.

En la **Tabla 2**, se presentan volúmenes vehiculares por hora de servicio, correspondientes a la calidad del flujo deseado.

Tabla 2. Volúmenes vehiculares de servicio según calidad de flujo.

Calidad del flujo	C (Vehículos por carril)
I	2000
II	1900
III	1800
IV	1700
V	1600

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

La calidad de flujo deseado, equivale a lo que se denomina niveles de servicio en la capacidad de las carreteras con tránsito ininterrumpido. La **Tabla 3**, presenta la relación existente entre el nivel de servicio y la calidad de flujo en los tramos de entrecruzamiento.

Las longitudes mínimas de la sección de entrecruzamiento, se presentan en la **Tabla 4**, y que corresponden a los siguientes valores mínimos absolutos: $V=50$ km/h, $C=1700$ y $K=3$.

Tabla 3. Relación entre nivel de servicio y calidad de flujo en tramos de entrecruzamiento.

Nivel de servicio	Calidad de flujo en tramos de entrecruzamiento			
	Autopistas		Carreteras de dos carriles	Vías urbanas
	En la propia carretera	Carreteras de conexión, colectoras, distribuidoras y de enlace		
A	I-III	II-III	II	III-IV
B	II	III	II-III	III-IV
C	II-III	III-IV	III	IV
D	III-IV	IV	IV	-
E	IV-V	V	V	IV
F	-	Insatisfactorio		V

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

Tabla 4. Longitudes mínimas de entrecruzamiento.

Volumen de entrecruzamiento (veh/h)	Longitud mínima de la sección de entrecruzamiento (m)
1000	75
1500	120
2000	200
2500	290
3000	410
3500	565

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

Es factible proporcionar longitudes mayores que las mínimas indicadas en la **Tabla 4**, en tales casos puede hacerse una corrección en el número de carriles, cambiando el valor de K por el que corresponda en la **Figura 15**, al usar una mayor longitud de entrecruzamiento.

En el análisis de las secciones de entrecruzamiento debe tenerse en consideración lo siguiente:

- Cuando N es menor que 3, para un volumen total con un volumen exterior superior a 600 vehículos/hora, se debe suministrar un carril adicional para el flujo exterior.
- Cuando N es menor que 4, para un volumen total con dos volúmenes exteriores superiores a 600 vehículos/hora (cada uno), se debe suministrar un carril adicional a cada uno.
- No se tendrá en cuenta el entrecruzamiento, si la distancia en metros entre las vías de entrada y salida es igual o superior a 0,8 veces el volumen horario que se entrecruza.
- Donde emergen dos vías, el número de carriles más allá del punto de entrada no debe ser menor que la suma de los carriles de las calzadas que emergen menos uno (1).
- Más allá del punto de salida, el ancho de la calzada principal no se debe reducir en más de un carril.

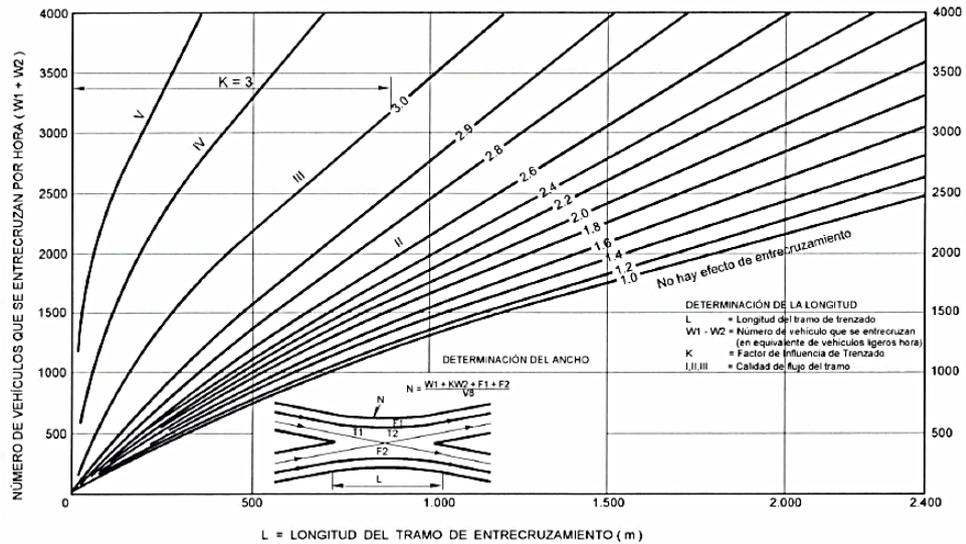


Figura 15. Longitudes mayores de entrecruzamiento según el número de vehículos que se entrecruzan.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.6.2.2. Balance de carriles

En el diseño de intersecciones a desnivel, debe efectuarse un balance de carriles, que contemple lo siguiente:

- La distancia entre puntos de salida sucesivos, debe ser al menos, la longitud del carril que interviene en el cambio de velocidad y debe incrementarse hasta donde sea necesario, para facilitar las maniobras y la señalización.
- La distancia mínima entre puntos consecutivos de entrada y salida debe ser 180 m.
- El ángulo deseable entre la vía de enlace o secundaria y la calzada de la vía principal debe estar entre 4° y 5° .
- La longitud mínima de las narices de entrada y salida debe ser de 45 m.
- Si después de una punta de salida el ancho de la vía principal se reduce en un carril, la reducción debe hacerse mediante una línea diagonal cuya longitud sea superior a 90 m, medidos a partir de la nariz de salida.

Los carriles de cambio de velocidad deben ubicarse en los tramos en tangente y dónde los estándares del trazo longitudinal y del nivel de visibilidad son altos, no se deben ubicar en los alineamientos curvos de la vía principal.

1.6.2.3. Vías de enlace

En la **Tabla 5** se presentan los criterios correspondientes a velocidad de diseño, ancho de la calzada y pendiente en vías de enlace de intersecciones a desnivel.

Tabla 5. Velocidad de diseño, ancho de calzada y pendiente en vías de enlace.

Descripción	Criterio	
Velocidad de diseño	Adecuarla a la demanda de tránsito para lograr una capacidad suficiente y, por homogeneidad, se procurará que no sea inferior a la mitad de la velocidad correspondiente a la vía de la que procede. Si es un enlace, mínimo 25 km/h.	
Ancho de calzada	Mínimo 4 metros. Si el volumen de tráfico amerita, el suministro de una vía de enlace con dos carriles, el ancho de la calzada se debe incrementar a 7.20 metros.	
Sobreeancho	No serán de aplicación los correspondientes a las vías principales y, únicamente para radios menores a 30 metros, el ancho de calzada será 4.50 metros.	
Pendiente	Normal < 5%	
	Máxima	8% tránsito liviano 5% mayor porcentaje de tránsito pesado

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

La **Tabla 6**, contiene valores mínimos de velocidades de diseño ($V.D.$) en ramales de enlace. Las velocidades de diseño de enlace indicadas en la tabla son las mínimas deseables, las que pueden disminuir en 5 km/h cada vez, hasta un mínimo de 25 km/h; es aplicable desde 40 km/h a cualquier velocidad de diseño de carretera de destino.

Tabla 6. Valores mínimos de velocidades de diseño en ramales de enlace.

		Enlaces directos entre autopistas		Enlaces directos				Enlaces semidirectos				Lazos	
V. D. carretera de destino (km/h)													
V. D. carretera de origen		80	100	40	60	80	100	40	60	80	100	40-80	100-120
	40				30	30	35		30	30	35	25	30
	60			30	35	40	45	30	35	40	45	35	
	80	60	65	45	50	55	60	45	50	35			
	100	70	80	60	40								
	120	80	90	80	70	50							

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

La **Tabla 7** contiene valores de radios mínimos (R_{min}) con peraltes máximos ($p_{máx}$) en ramales de enlace. Adicionalmente contiene el coeficiente de fricción máximo ($f_{máx}$) según la velocidad de diseño del ramal.

Tabla 7. Radios mínimos con peraltes máximos en ramales de enlace.

V. D. Ramal (km/h)	Radios mínimos en ramales de enlace (m)											
	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	90
f máx. %	31	28	25	23	21	19	18	17	16	15	14	13
p máx. %	8	8	8	8	8	8	8	8	8	7.5	7	6.5
R mín. adoptado	15	20	30	40	55	76	90	120	140	170	240	330

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

En la **Tabla 8** se presentan valores de parámetros mínimos de clotoides de transición (A_{min}), para determinadas velocidades de diseño y radios mínimos.

Tabla 8. Parámetros mínimos de clotoides.

Vp Ramal (km/h)	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
R mín. (m)	25	35	45	60	75	90	120	170	240	330	400
A mín. (m)	20	30	35	40	50	60	70	100	135	160	190

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.6.3. Diseño en perfil

El diseño en perfil de un intercambio a desnivel, debe cumplir con los criterios, parámetros y demás disposiciones establecidas en el mismo Manual, sección 303 Diseño Geométrico en Perfil. En la **Figura 16**, se muestra el detalle en planta y perfil de un ramal.

Donde:

a : Ancho de carril vía principal

O : Origen del eje ramal (en este caso, sobre el borde de la calzada)

O' : Proyección de O sobre el eje de la vía principal

p : Peralte del carril contiguo al ramal

p_1 : Inclinación transversal de la punta (de preferencia igual a p)

p_2 : Peralte del ramal (es variable en la zona de transición)

AB : Ancho de la punta en la nariz: distancia entre bordes de calzada a partir del cual el eje longitudinal del ramal se independiza. En este caso: $c + b + 0.6 < AB < c + b + 0.9$

A' : Punto próximo a A dentro de la cuña y sobre el eje del ramal ($AA' @ 1$ m).

$C_{O'}$: Cota de O'

C_0 : Cota de origen del ramal ($C_0 = C_{O'} \pm a * p$)

$C_{B'}$: Cota del eje de la vía principal en nariz (en B')

C_B : Cota del borde de carril en la nariz ($C_B = C_{B'} \pm a * p$)

$C_{A'}$: Cota del puente A' (Se deduce igual que C_A)

C_A : Cota de partida de perfil longitudinal del ramal en su zona independiente ($C_B \pm AB * p_1$)

I : Pendiente inicial del perfil longitudinal del ramal en su zona independiente

$$i = \frac{(C_A - C_{A'})}{AA'}$$

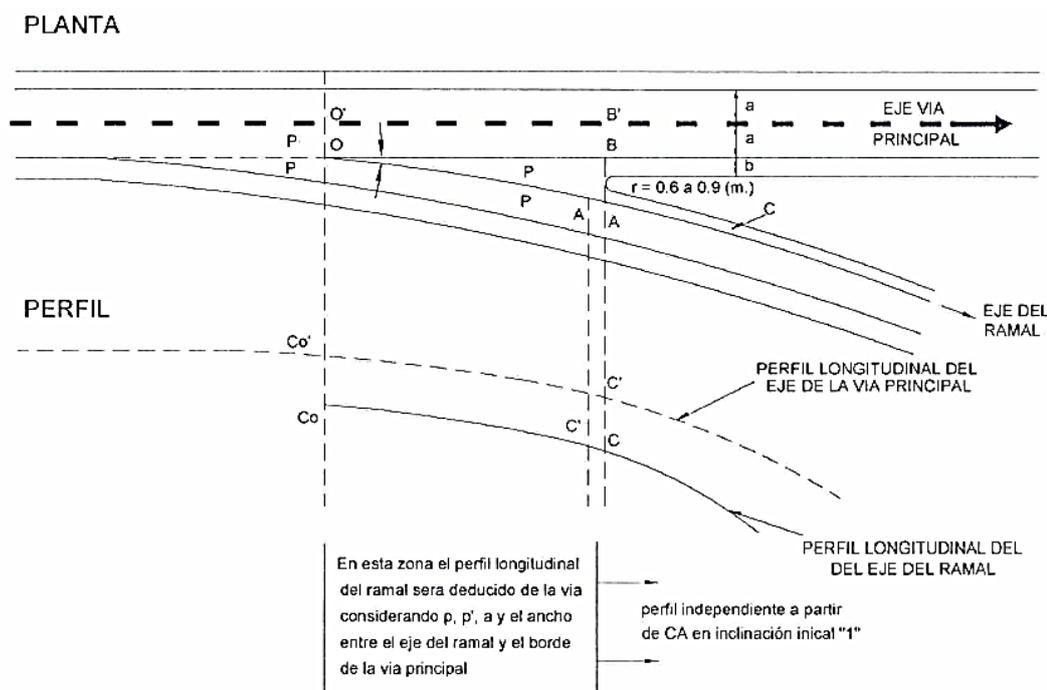


Figura 16. Planta y perfil de un ramal.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

En la **Tabla 9** se presenta los parámetros mínimos para el perfil longitudinal de ramales, en función a la velocidad de diseño. Las inclinaciones máximas de rasante son las pendientes máximas adoptadas, la longitud mínima (L_{min}) es la longitud de la curva vertical y la distancia de visibilidad de parada es la longitud mínima necesaria para que un conductor observe un obstáculo y se detenga.

Tabla 9. Parámetros mínimos para el perfil longitudinal de ramales.

V. Ramal (km/h)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
Distancia de visibilidad de parada (m)	20	26	32	39	47	55	65	75	85	85
L mínimo (m)	15	20	20	22	25	28	32	35	40	50
Inclinaciones máximas de rasante (%)	±8.0	±8.0	±8.0	±8.0	±7.5	±7.0	±6.5	±6.0	±6.0	±5.5

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

1.6.4. Diseño de la sección transversal

El diseño de la sección transversal de un intercambio a desnivel debe cumplir con los criterios, parámetros y demás disposiciones establecidas en el Manual, sección 304 Diseño Geométrico de la Sección Transversal.

La **Tabla 10**, presenta valores de la máxima diferencia algebraica que debe existir entre la inclinación transversal del carril de la carretera de paso y el peralte del ramal de giro en su arista común.

Tabla 10. Máxima diferencia algebraica entre pendiente de carretera y ramal.

Velocidad de diseño en ramal (km/h)	Diferencia algebraica ($P_{carretera} - P_{Ramal}$) %
25 – 30	5 – 8
40 – 50	5 – 6
> 60	4 – 5

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

Capítulo 2

Planeamiento, análisis operacional y seguridad de los intercambios viales

En el Perú los criterios para el planeamiento de intercambios viales no están del todo definidos. Tampoco se especifican los criterios para el análisis de la operación y seguridad de estas infraestructuras. Por ese motivo en este capítulo se mostrarán diferentes aspectos que las guías especializadas de otros países, como Estados Unidos y Australia, toman en cuenta antes del diseño geométrico de esta importante infraestructura.

Es necesario señalar que, frente a la gran variedad de tipos de intercambio, los criterios mostrados en este capítulo están orientados a un intercambio tipo trébol parcial o de dos hojas. Por lo tanto, la metodología mostrada aquí es netamente aplicable a este tipo de intercambio.

Además, se debe indicar que para el tipo de intercambio citado no existe una metodología exclusiva de análisis operacional y ante su ausencia, según la Transportation Research Board (2010) es válido aplicar la metodología de un intercambio de otro tipo.

2.1. Planeamiento

La ubicación, la forma apropiada y el número de carriles en varios elementos del intercambio se determinan durante la planificación para la nueva carretera o intersección. Con esta información se examina las opciones para la ubicación y se recomienda una configuración preliminar.

La necesidad de usar intercambios puede ocurrir en el diseño de todas las carreteras, siempre que se presente un cruce de dos o más vías con un alto flujo de tránsito, incluso cuando una de ellas termina su continuidad en el cruce. En la etapa de planeamiento es donde se estudia una intersección particular. Con el fin de satisfacer todos los movimientos existen varias configuraciones o formas de intercambio, como se estudió en el capítulo 1. El tipo de configuración utilizada en una intersección en particular dependerá de la cantidad de vías intersectadas, los volúmenes esperados de giro, la topografía, la señalización adecuada, entre otros. Aquí la iniciativa del diseñador también juega un papel importante.

Se debe tener en cuenta que aunque todos los intercambios se diseñan y ajustan a las condiciones específicas del sitio, es deseable que las salidas a lo largo de la autopista tengan cierto grado de uniformidad, es decir, que sean iguales o tengan un patrón parecido, además

de que tengan la señalización adecuada. Esta última es una consideración importante en el diseño de los intercambios pues debe garantizar una correcta comprensión del conductor y, por ende, un flujo de tráfico efectivo. No se debe exagerar al simplificar el diseño del intercambio con el fin de mejorar la comprensión del conductor. También debe tenerse en cuenta el tránsito de peatones y la presencia de ciclovías o vías de trenes, que se crucen en el lugar al seleccionar una configuración de intercambio (AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011).

Si, durante la etapa del planeamiento, se nota que el tránsito que realiza un giro de una vía a otra en una intersección es menor, entonces puede considerarse un caso especial y omitir este movimiento en el diseño del intercambio. Dado que la configuración elegida no atenderá este tránsito menor que realiza este movimiento, se usará otras instalaciones cercanas a la intersección para atenderlo. Esto con el fin de disminuir el costo de construcción del intercambio.

2.1.1. Consideraciones según el contexto

Cuando se realiza el planeamiento de un intercambio en áreas rurales o zonas no urbanas, la principal consideración es la demanda del servicio. La elección de la configuración o tipo de infraestructura a construir en una intersección estará principalmente en función de ella.

Es normal que, cuando las carreteras que se cruzan son autopistas, existan volúmenes de giro elevados y puedan ser necesarios intercambios direccionales para atender la demanda. En cambio, cuando en una intersección los volúmenes de giro son altos para algunos movimientos y bajos para otros, una configuración que contemple una adecuada combinación de ramales direccionales, semidireccionales y de enlace puede ser la más apropiada. Si se decide usar esta combinación de ramales de enlace con rampas directas y semidirectas, durante el planeamiento debe preverse que todos los ramales estén dispuestos de tal manera que se evite que estos se entrelacen y causen confusión en el usuario de la vía (AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011).

Dado que los intercambios en áreas rurales están ampliamente separados unos de otros, o en ocasiones solo existe uno en un área, pueden diseñarse de forma individual sin ningún efecto apreciable en otros intercambios que se encuentren dentro de la misma área. Sin embargo, por la necesidad de continuidad en la vía y uniformidad de patrones en los ramales de salida, la configuración final de un intercambio será similar a la de sus aledaños. Factores como la búsqueda de ramales de salida antes del intercambio, la eliminación de ramales que se entrelacen, la señalización considerada, y la disponibilidad del derecho de vía, también incidirán en la elección final del tipo de estructura.

Por otro lado, un análisis más exhaustivo y considerable se requiere al seleccionar una configuración apropiada en un entorno urbano. La selección implica un análisis de las condiciones imperantes para que se puedan desarrollar las alternativas más prácticas. En la etapa del planeamiento se debe estudiar la ubicación para que la alineación final de la estructura sea compatible, tanto horizontal como verticalmente, con el sitio en donde se construirá. En general, en las zonas urbanas, estas infraestructuras pueden estar tan poco espaciadas entre sí que cada una puede verse directamente influenciada por la anterior o posterior. Esto puede reflejarse en la cantidad de carriles necesarios en un intercambio, pues para satisfacer la capacidad podrían necesitar carriles adicionales.

Cuando en una ruta urbana continua existan varios intercambios, estos deben diseñarse de manera íntegra, es decir, como un sistema en lugar de considerarse de forma individual. Lo ideal es que durante el planeamiento se trace y analice en conjunto el corredor urbano de manera preliminar y, que a partir de ello, se planteen varias combinaciones para tener alternativas de intercambio. Durante este proceso de análisis, se debe realizar un estudio exhaustivo de cada cruce para determinar su potencial para atender el mayor volumen de tránsito que un intercambio podría descargar. La capacidad de la intersección para recibir y descargar tráfico a la carretera principal tiene una influencia considerable en la geometría de intercambio. Por ejemplo, las rampas de enlace de un intercambio tipo trébol pueden ser necesarias para eliminar altos volúmenes de giro a la izquierda en una intersección en zona rural, mientras que los mismos no son prácticos para el ámbito urbano debido a las excesivas necesidades de espacio (AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011).

Todos los análisis preliminares permitirán plantear las mejores alternativas de intercambio para el contexto en cual se encuentre, sea una zona rural o urbana, exista o no infraestructura aledaña.

2.1.2. Criterios generales

Existen muchas otras consideraciones que deben analizarse antes de decidir si se debe implementar un intercambio en la intersección. Hay que tener en cuenta que esto no pretende ser exhaustivo, ni tiene la intención de reflejar los mínimos requerimientos. Sólo tiene por objeto proporcionar un marco general de planeamiento en la identificación de viabilidad del proyecto. A continuación, algunos criterios de planeamiento del Massachusetts Highway Department (2006).

- a) Designación del diseño: una vez que se decide desarrollar una ruta como autopista, se debe determinar si cada carretera que se cruza terminará, se redireccionará o se le proporcionará un paso a desnivel o intercambio. La principal preocupación es el flujo continuo en la autopista o carretera principal.
- b) Seguridad: los beneficios de reducción de choques de un intercambio pueden justificar su selección en una intersección a nivel particularmente peligrosa.
- c) Congestión: puede justificarse un intercambio cuando el nivel de servicio de un cruce a nivel es inaceptable y la intersección ha agotado o sobrepasado el manejo operacional para proporcionar un nivel de servicio aceptable; entonces se hace necesaria una intervención de desfase de líneas de flujo en dicho espacio.
- d) Topografía del sitio: en ciertos sitios, un intercambio puede ser más factible que una intersección a nivel debido a las condiciones topográficas locales.
- e) Volumen de tráfico: Los intercambios son deseables en cruces con grandes volúmenes de tránsito. La eliminación de conflictos debido al alto volumen de giros mejora en gran medida el movimiento del tráfico.
- f) Beneficios para el usuario de la carretera: cuando los intercambios se diseñan y operan de manera eficiente, reducen significativamente el tiempo y los costos de viaje en comparación con las intersecciones a nivel. Por lo tanto, se

justifica un intercambio si un análisis revela que los beneficios del usuario de la carretera excederán los costos a lo largo de la vida útil del intercambio.

- g) Alojamiento para peatones y ciclistas: el tránsito de peatones y ciclistas debe mantenerse a través de intercambios. En entornos urbanos la infraestructura para peatones y bicicletas, como aceras o ciclovías, pueden estar presentes en la vía secundaria y, en consecuencia, se debe mantener a través del área del intercambio. Si se permite el tránsito de peatones y bicicletas en ambas vías, entonces este principio se aplica a ambas vías.
- h) Espacio entre intercambios: el espaciamiento entre intercambios es una consideración importante en la planificación y diseño de intercambios nuevos. En áreas urbanas debe haber un espacio mínimo de 1.5 kilómetros entre ellos para permitir suficiente espacio para las maniobras de entrada y salida. Un espaciamiento menor requerirá el uso de carriles colectores-distribuidores para eliminar el impacto de la aceleración y desaceleración de los vehículos al entrar o salir de la autopista. En áreas rurales, deben espaciarse a no menos de 5 kilómetros. Estas pautas de espaciado están destinadas a minimizar la interrupción del tráfico de entrada y salida a la vía principal, y para evitar un espacio insuficiente para comprender la señalización utilizada.

Una vez que se han planteado varias alternativas para el diseño del intercambio, estas se pueden comparar con los siguientes principios (Massachusetts Highway Department, 2006):

- Capacidad
- Continuidad de la carretera
- Estándar y función de las carreteras a las que servirá el intercambio
- Uniformidad de patrones en los ramales de salida
- Señalización
- Costo
- Disponibilidad del derecho de vía
- Alojamiento de instalaciones de transporte público
- Instalaciones para peatones y ciclistas
- Compatibilidad con la topografía del sitio
- Condiciones y restricciones medio ambientales

Aunque la mayoría de las alternativas deseables se pueden conservar para el desarrollo del plan; el tipo, el costo y el diseño dependerán en gran medida de la topografía y otras restricciones físicas existentes en el sitio. Una topografía ondulada y accidentada presenta oportunidades para moldear el diseño del intercambio en el paisaje y aprovechar las diferencias de nivel para reducir los costos. Mientras que en terreno llano, el diseño tendrá que crear las diferencias de nivel que ocurren naturalmente en el anterior caso y se requerirá un análisis para determinar el resultado más económico y agradable a la vista. La **Figura 17** resume el marco del

planeamiento que se debe realizar antes de determinar la construcción de un intercambio.

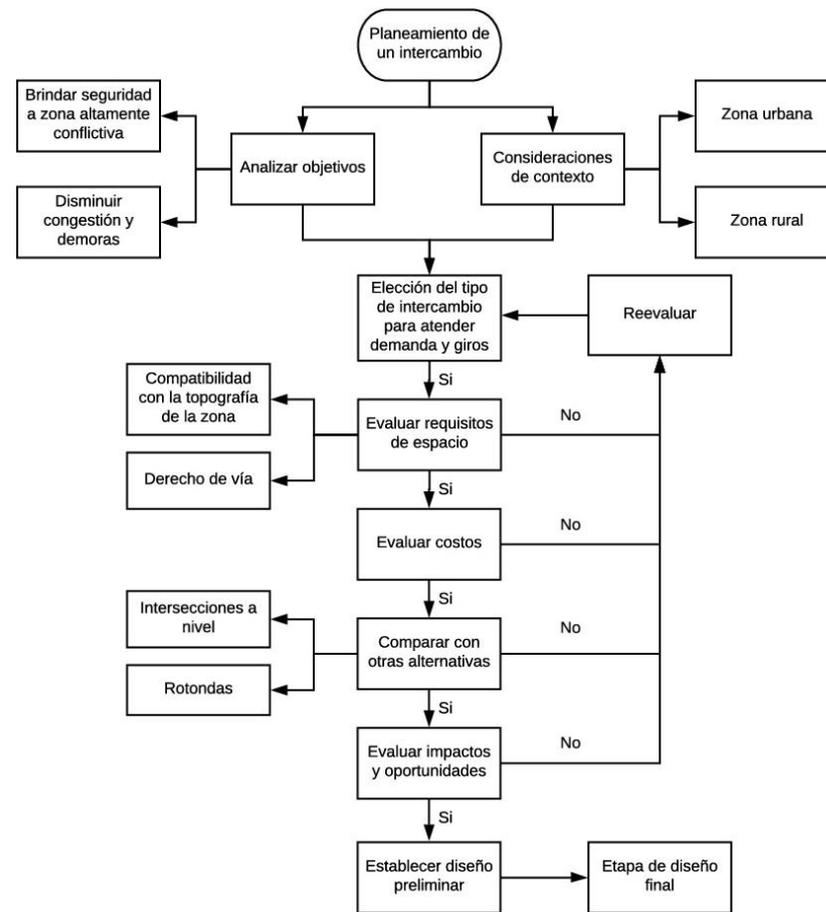


Figura 17. Marco del planeamiento de un intercambio.
Fuente: Elaboración propia.

2.2. Análisis operacional

Un análisis operacional se utiliza para seleccionar el tipo de intercambio adecuado en el diseño de una intersección a desnivel, así como para evaluar el funcionamiento de un intercambio existente. La capacidad y el nivel de servicio para esta infraestructura dependerán de la operación de sus elementos individuales junto con la interacción y coordinación de cada uno de estos elementos. La evaluación del funcionamiento operacional produce dos tipos de estimaciones:

- La capacidad de una instalación, es decir, la capacidad de brindar aforo a diversas corrientes de vehículos.
- El nivel de servicio o funcionamiento, usando una o más medidas de eficiencia, como demoras y colas.

En esta sección se presentará un método para estimar la capacidad, así como el cálculo de control de demoras, nivel de servicio y longitud de cola de un intercambio del tipo trébol parcial o de 2 hojas, configuración del objeto de estudio. Con ese propósito, la presente tesis utilizará el *Highway Capacity Manual* (HCM 2010) de la *Transportation Research Board* (TRB). En dicho manual, los intercambios son analizados en el capítulo 22: Terminales de rampas de intercambio. Los terminales de rampas son los componentes críticos del intercambio y proporcionan la conexión entre las distintas carreteras. Por lo tanto

su operación eficiente es esencial. La metodología de dicho capítulo aborda las intersecciones a nivel en cada terminal de rampa, que son producto de la conexión entre la rampa y la carretera propiamente dicha.

Sin embargo, los procedimientos del capítulo 22 aplican para intercambios con intersecciones semaforizadas o con rotondas en las terminales de rampa, ya que la investigación sobre la operación con intersecciones no semaforizadas no se ha realizado aún. En ausencia de tal investigación, la TRB recomienda que esos casos se analicen con los procedimientos del capítulo 19: Intersecciones controladas por señal de parada en un sentido.

Cabe destacar que la metodología referida por los manuales de diseño de otros países, como Suecia y Australia, para el análisis operacional es el método del HCM 2010. Austroads (2017) señala explícitamente que para determinar el nivel de funcionamiento se debe consultar el HCM 2010 de Estados Unidos.

La **Figura 18** resume la metodología para el análisis operacional.

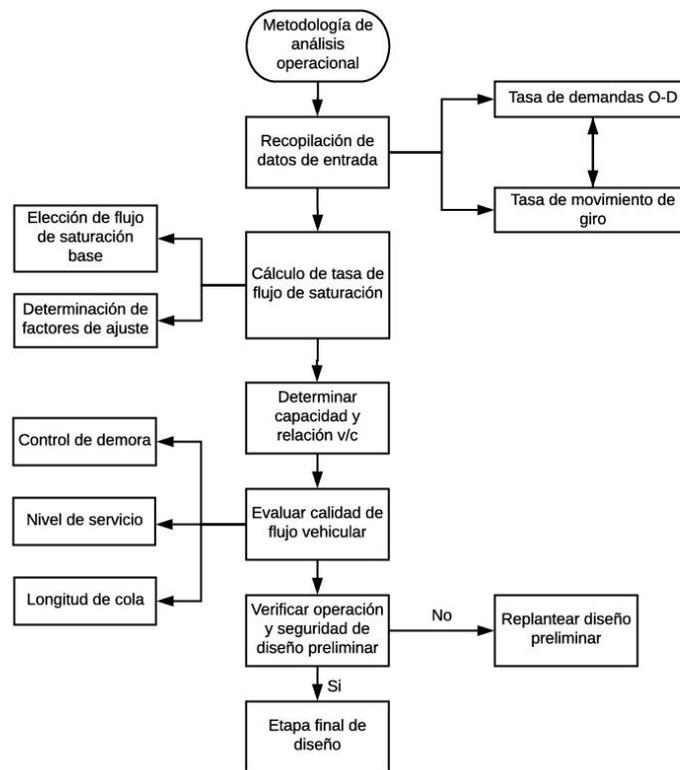


Figura 18. Metodología del análisis operacional de un intercambio tipo trébol parcial.
Fuente: Elaboración propia.

2.2.1. Recopilación, análisis de datos y determinación de índices de flujo

El análisis comienza con la recopilación de todos los datos de entrada pertinentes, como las características geométricas de la infraestructura y las demandas de tráfico.

Las demandas de tráfico incluyen las demandas O-D, origen-destino, y los movimientos de giro de la intersección en cuestión, que deben estar disponibles para el estudio del intercambio. En caso contrario, dado que ambos son necesarios en el análisis, el primer paso en la metodología consiste en calcular los movimientos de giro utilizando las demandas O-D o, viceversa, calcular las demandas O-D mediante el uso de los movimientos de giro. Para intercambios existentes, los movimientos de

giro se pueden recoger con observadores de campo que anoten los giros observados, o mediante una grabación directa de los patrones de movimiento de giro con el equipo de grabación necesario en campo (Transport Research Board, HCM 2010).

Se requieren cálculos de índices de flujo de entrada, circulación y salida para cada ramal del intercambio, así como el índice de flujo que circula en oposición en una determinada entrada. Este último se define como el flujo en conflicto con el flujo de entrada de ese ramal. Los movimientos de un intercambio tipo trébol parcial están ilustrados en la **Figura 19**.

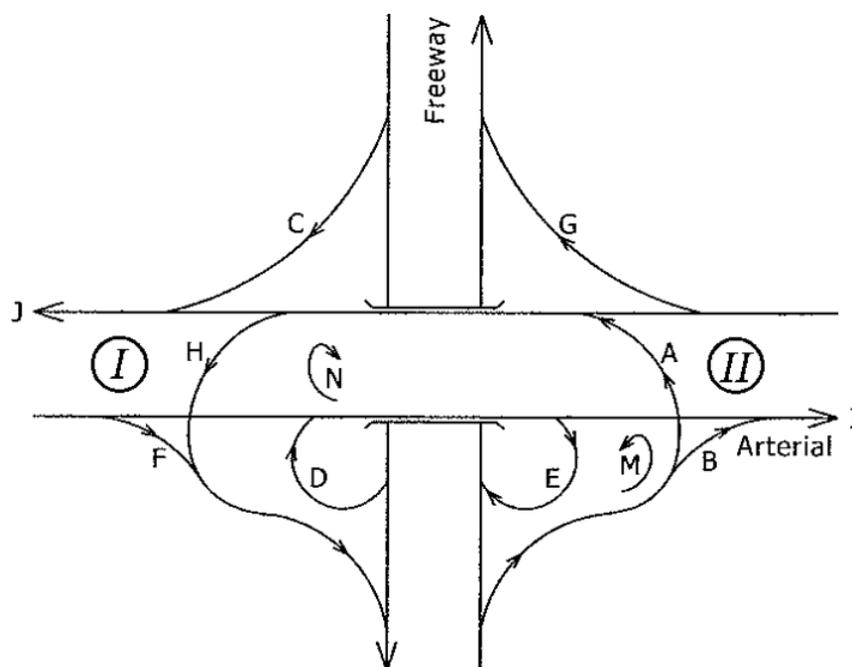


Figura 19. Movimientos de un intercambio tipo trébol parcial.
Fuente: Transportation Research Board, HCM 2010.

2.2.2. Método de estimación de la capacidad

La *Transportation Research Board* propone como metodología de análisis operacional de intercambios el capítulo 22 del HCM 2010. Aquí, la capacidad de una intersección señalizada está dada por cada grupo de carriles y se define como la tasa máxima de flujo que puede cruzar la intersección, por cada grupo de carriles que se considera, de acuerdo a las condiciones de tránsito, de la vía y de la señalización. La capacidad de un acceso o de un grupo de carriles se expresa en la **Ecuación 2**.

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

Ecuación 2

Donde

- c_i : Capacidad del acceso o grupo de carriles i (veh / h)
- s_i : Tasa de flujo de saturación para el acceso o grupo de carriles i (veh / h)
- g_i : Luz verde efectiva para el acceso o grupo de carriles i (s)
- C : Duración del ciclo (s)

Para determinar la capacidad del grupo de carriles se utiliza el concepto de tasa de flujo de saturación. El flujo de saturación o tasa de flujo de saturación es la tasa máxima de flujo que puede atravesar la intersección desde un acceso o grupo de carriles, bajo las condiciones prevaletientes de tránsito, y cuando se dispone del cien por ciento del tiempo efectivo de luz verde.

La tasa de flujo de saturación para cada grupo de carriles puede medirse en el campo teniendo en cuenta que está afectada por varios factores de ajuste. Puede estimarse con la **Ecuación 3**.

$$s = s_0 N f_W f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

Ecuación 3

Donde

- s : Tasa de flujo de saturación ajustada (veh / h)
- s_0 : Tasa de flujo de saturación base por carril (veh / h / carril)
- N : Número de carriles en el grupo de carril
- f_W : Factor de ajuste por ancho del carril
- f_{HW} : Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados
- f_g : Factor de ajuste por pendiente del acceso
- f_p : Factor de ajuste para la existencia de un carril de estacionamiento y actividad de estacionamiento adyacente al grupo de carril
- f_{bb} : Factor de ajuste por bloqueo de bus
- f_a : Factor de ajuste por tipo de área
- f_{RT} : Ajuste por la presencia del vehículo girando a la derecha en el grupo de carriles
- f_{LT} : Ajuste por la presencia del vehículo girando a la izquierda en el grupo de carriles
- f_{Lpb} : Factor de ajuste peatonal-bicicleta para los giros a la izquierda
- f_{Rpb} : Factor de ajuste peatonal-bicicleta para los giros a la derecha
- f_{LU} : Factor de ajuste por la utilización del carril
- f_v : Ajuste por presión de tráfico

A continuación se detallan todos los factores de la **Ecuación 3** que se obtienen del HCM 2010. Todos corresponden a un intercambio del tipo trébol parcial o de dos hojas.

Tasa de flujo de saturación base por carril

Esta tasa base representa la tasa de flujo promedio esperada para un carril de tránsito que tiene condiciones geométricas y de tráfico que corresponden a un valor de 1 para cada factor de ajuste. Típicamente, se selecciona una tasa base para representar todas las intersecciones en el área dentro de la cual se ubica la

intersección en cuestión. Los valores predeterminados para esta tasa se proporcionan en la **Tabla 11**.

Tabla 11. Tasas de flujo de saturación base según tipo de área.

Tipo de área	Tasa de flujo de saturación base
Área urbana con población $\geq 250,000$ hab.	1,900 veh / h / carril
Otra tipo de área	1,750 veh / h / carril

Fuente: Transportation Research Board, HCM 2010.

Ajuste por ancho de carril

El factor por ancho de carril tiene la finalidad de ajustar el flujo de saturación cuando el carril no tiene el ancho estándar de 12 pies o 3.60 metros. En carriles cuyo ancho es menor, plasmará el impacto negativo de los carriles estrechos en el tráfico disminuyendo el flujo de saturación, mientras que en carriles cuyo ancho sea mayor al estándar, permitirá aumentar este parámetro. Los valores de este factor se enumeran en la **Tabla 12**.

Tabla 12. Factor de ajuste por ancho de carril.

Ancho promedio de carril (metros)	Factor de ajuste (f_w)
< 3.0	0.96
$\geq 3.0 - 3.9$	1.00
> 3.9	1.04

Fuente: Transportation Research Board, HCM 2010.

En ningún caso se debe usar este factor para estimar la tasa de flujo de saturación de un grupo de carriles con un ancho promedio de carriles menor de 3.0 metros.

Ajuste por vehículos pesados

El factor de ajuste para vehículos pesados representa el espacio adicional ocupado por vehículos pesados y la diferencia en sus capacidades operativas, en comparación con los vehículos de pasajeros. Los valores de este factor se calculan con la **Ecuación 4**.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + P_{HV}(E_T - 1)}$$

Ecuación 4

Dónde

P_{HV} : Porcentaje de vehículos pesados en el grupo de carriles correspondiente (%)

E_T : Número equivalente de vehículos de pasajeros para cada vehículo pesado

El número equivalente de vehículos de pasajeros para cada tipo de vehículo se muestra en la **Tabla 13**.

Tabla 13. Vehículos de pasajeros equivalente.

Tipo de vehículo	Vehículo de pasajeros equivalente (E_T)
Vehículo de pasajeros	1.0
Vehículo pesado	2.0

Fuente: Transportation Research Board, HCM 2010.

Ajuste por pendiente

El factor de ajuste de pendiente tiene en cuenta los efectos de la pendiente del acceso o grupo de carriles en el rendimiento del vehículo. El valor de este factor se calcula con la **Ecuación 5**.

$$f_g = 1 - \frac{P_g}{200}$$

Ecuación 5

Donde P_g es la pendiente del grupo de carriles correspondiente (%). Este factor se aplica a las pendientes que van desde -6.0% a 10.0%. Una pendiente cuesta arriba tiene un valor positivo y una pendiente cuesta abajo tiene un valor negativo.

Ajuste por estacionamiento

El factor de ajuste de estacionamiento expresa el efecto negativo de un carril de estacionamiento en el flujo en el grupo de carriles adyacente al carril de estacionamiento. También representa el bloqueo ocasional de un carril adyacente por parte de vehículos que entran y salen de espacios de estacionamiento. Si no hay estacionamiento, este factor tiene un valor de 1.0. Si hay estacionamiento presente, entonces el valor de este factor se calcula con la **Ecuación 6**.

$$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N} \geq 0.050$$

Ecuación 6

Dónde

N_m : Tasa de maniobras de estacionamiento adyacente al grupo de carriles (maniobras / h).

N : Número de carriles en el grupo de carril.

La tasa de maniobras de estacionamiento corresponde únicamente a las áreas de estacionamiento directamente adyacentes al grupo de carriles, y el factor se aplica solo al grupo de carriles adyacente al estacionamiento.

Ajuste por bloqueo de bus

El factor de ajuste por bloqueo de bus explica el impacto de los autobuses, en el tránsito, que se detienen para descargar o recoger pasajeros en una parada de autobús que se encuentra a menos 75 metros de la línea de parada. Los valores de este factor se calculan con la **Ecuación 7**.

$$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_b}{3600}}{N} \geq 0.050$$

Ecuación 7

Donde N es el número de carriles en el acceso y N_b es la tasa de paradas de autobús en el acceso en cuestión (buses / h).

Este factor solo se debe usar cuando se detienen los autobuses para bloquear el flujo de tráfico en el grupo de carriles analizado.

Ajuste por tipo de área

El factor de ajuste del tipo de área tiene en cuenta la ineficiencia de los intercambios en los CBD, *central business district*, en relación con los de otras ubicaciones. Cuando se utiliza tiene un valor de 0.90.

Ajuste para giro a la derecha

El factor de ajuste de giro a la derecha refleja el efecto de la geometría de trayectoria de giro a la derecha sobre la tasa de flujo de saturación. El valor de este factor de ajuste se calcula con la **Ecuación 8**.

$$f_{RT} = \frac{1}{E_R}$$

Ecuación 8

Donde E_R es el número equivalente de vehículos de pasajeros para un vehículo que gira a la derecha en un carril exclusivo, siendo este 1.18.

Ajuste para giros a la izquierda

El factor de ajuste de giro a la izquierda refleja el efecto de la geometría de trayectoria de giro a la izquierda sobre la tasa de flujo de saturación. El valor de este factor de ajuste se calcula con la **Ecuación 9**.

$$f_{LT} = \frac{1}{E_L}$$

Ecuación 9

Donde E_L es el número equivalente de vehículos de pasajeros para un vehículo que gira a la izquierda en un carril exclusivo, siendo este 1.05.

Ajuste para peatones y bicicletas

El procedimiento para determinar el factor de ajuste peatón-bicicleta de giro a la izquierda y de giro a la derecha se basa en el concepto de ocupación de zona de conflicto, que explica el conflicto entre vehículos, peatones y bicicletas. Dicho procedimiento no es descrito aquí dado que en el intercambio de estudio no tenemos un conflicto entre vehículos, peatones y bicicletas. Sin embargo, si el lector desea mayor información, un procedimiento para calcular estos factores se proporciona en el capítulo 31 del HCM 2010.

Ajuste para la utilización del carril

El factor de utilización del carril explica la distribución desigual del tráfico entre los carriles en un grupo de carriles con más de un carril. El factor de ajuste se basa en el flujo en el carril con el volumen más alto y se calcula mediante la **Ecuación 10**.

$$f_{LU} = \frac{1}{\%V_{Lmax} \times N}$$

Ecuación 10

Donde

f_{LU} : Factor de ajuste para la utilización del carril.

$\%V_{Lmax}$: Porcentaje del flujo total en el carril con el volumen más alto.

N : Número de carriles en el acceso o grupo de carriles.

Se han desarrollado una serie de modelos para predecir $\%V_{Lmax}$ para los accesos desde la vía secundaria a la vía principal de los intercambios de dos intersecciones. Para ramales o accesos con 2 carriles se utilizan las **Ecuaciones 11 y 12**.

$$\%V_{L1} = \frac{1}{2} + 0.387 \times \left(\frac{v_L}{v_L + v_R + v_T} \right) - 0.344 \times \left(\frac{v_R}{v_L + v_R + v_T} \right)$$

Ecuación 11

$$\%V_{L2} = 1 - \%V_{L1}$$

Ecuación 12

Donde

v_L : Flujo de demanda O-D para el movimiento a la izquierda (veh / h)

v_R : Flujo de demanda O-D para el movimiento a la derecha (veh / h)

v_T : Flujo de demanda O-D para el movimiento de frente (veh / h)

En estas ecuaciones L1 representa el carril izquierdo, mientras que L2 representa el carril derecho.

Para los accesos restantes, de la vía principal a la secundaria, se deben usar factores de utilización de carril basados en datos de campo o en valores obtenidos de la **Tabla 14**.

Tabla 14. Factores de ajuste de utilización de carril por defecto

Movimiento del grupo de carriles	Número de carriles en el grupo de carriles	Tráfico en el carril con volumen más alto (%)	Factor de ajuste f_{LU}
De frente	1	100.0	1.000
	2	52.5	0.952
Giro a la izquierda	1	100	1.000
	2	51.5	0.971
Giro a la derecha	1	100.0	1.000
	2	56.5	0.885

Fuente: Transportation Research Board, HCM 2010.

Los modelos estiman el porcentaje de tráfico que se espera usar a través de cada carril como una función de las demandas O-D(Origen-Destino) en el acceso en cuestión. Estos movimientos de giro se expresan en términos de sus respectivos flujos O-D.

Cuando el acceso tiene un carril exclusivo de giro a la derecha, se debe suponer que la demanda O-D para ese movimiento es cero en la ecuación respectiva. Cabe indicar que las ecuaciones antes mostradas son válidas para valores de D, distancia entre las dos intersecciones del intercambio, menores a 240 metros. Los modelos empíricos que se muestran no consideran configuraciones con distancias más largas; para estas distancias más largas los vehículos no tienden a anteponer a otros en anticipación de un giro más adelante. En esos casos, y en ausencia de datos de campo, se recomienda utilizar los valores por defecto de la **Tabla 14**.

Ajuste por la presión del tráfico

La presión del tráfico refleja el impacto negativo que produce el comportamiento de conducción agresivo de una gran cantidad de conductores durante las condiciones de tráfico de alta demanda, es decir, cuando se ha alcanzado la capacidad de la vía.

Se ha encontrado que el efecto de la presión del tráfico varía según el movimiento del tráfico. Los movimientos de giro a la izquierda tienden a verse más afectados que los movimientos de giro a la derecha o de frente. Para tener en cuenta este fenómeno, las velocidades de flujo de saturación en los accesos del intercambio se ajustan utilizando el factor de presión de tráfico. Este factor se calcula con la **Ecuación 13**.

$$f_v = \begin{cases} \frac{1}{1.07 - 0.00672v'_i}; & (\text{giro a la izquierda}) \\ \frac{1}{1.07 - 0.00486v'_i}; & (\text{giro a la derecha o de frente}) \end{cases}$$

Ecuación 13

Donde f_v es el factor de ajuste para la presión de tráfico y v'_i es el índice de flujo de demanda por ciclo por carril (veh / ciclo / carril).

Para valores de v'_i superiores a 30, se debe usar este valor, ya que se desconocen los efectos de las demandas superiores a ese valor.

2.2.3. Relación volumen – capacidad

La relación volumen-capacidad es una comparación de la demanda en el ramal o grupo de carriles con la capacidad del mismo y proporciona una evaluación directa de la eficacia de un diseño dado. Para un ramal o grupo de carriles determinado de un intercambio de trébol parcial o de dos hojas, la relación volumen-capacidad se calcula dividiendo la tasa de flujo de demanda real o proyectada, por su capacidad, como se muestra en la **Ecuación 14**.

$$X_i = \left(\frac{v_i}{c_i} \right) = \frac{v_i}{s_i \left(\frac{g_i}{C} \right)} = \frac{v_i C}{s_i g_i}$$

Ecuación 14

Donde

- X_i : Relación volumen/capacidad para un grupo de carriles i
- v_i : Tasa de flujo de demanda real o proyectada del grupo de carriles i (veh / h)
- c_i : Capacidad del grupo de carriles i (veh / h)
- s_i : Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles i (veh / h)
- g_i : Luz verde efectiva para el grupo de carriles i (s)
- C : Duración del ciclo (s)

2.2.4. Control de demora

El TRB (2010) identifica el control de demora como la principal medida de la calidad de servicio de intersecciones semaforizadas y no semaforizadas. La demora es un parámetro estándar utilizado para medir el funcionamiento de una intersección en un intercambio. Es el tiempo que le lleva a un conductor desacelerar hasta detenerse en la cola, estar dentro de la cola, esperar detenido en la parte delantera de la cola, y acelerar hasta la velocidad de flujo libre una vez que sale de la cola. Con respecto a las mediciones de campo, el control de demora se define como el tiempo total que transcurre desde el momento en que un vehículo se detiene al final de la cola hasta el momento en que el vehículo sale de la intersección.

La **Ecuación 15** estima el control de demora para cada grupo de carriles en una aproximación o acceso del intercambio de trébol parcial o de dos hojas.

$$d_i = \frac{3600}{c_i} + 900T \left[\frac{v_i}{c_i} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_i}{c_i} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_i}\right)\left(\frac{v_i}{c_i}\right)}{450T}} \right] + 5$$

Ecuación 15

Donde

- d_i : Control de demora para un grupo de carriles i (s / veh)
- v_i : Tasa de flujo de demanda real o proyectada del grupo de carriles i (veh / h)
- c_i : Capacidad del grupo de carriles i (veh / h)
- T : Periodo de análisis (h). Para un periodo de 15 minutos es igual a 0.25.

La constante de 5 s / veh se incluye en la anterior ecuación para tener en cuenta la desaceleración de los vehículos de la velocidad de flujo libre a la velocidad de los vehículos en cola y la aceleración de los vehículos desde la intersección hasta la velocidad de flujo libre.

2.2.5. Nivel de servicio

El concepto de nivel de servicio (NDS) se utiliza para evaluar la calidad del flujo. El TRB (2010) define calidad de servicio como cuán bien funciona una instalación de transporte o servicio desde la perspectiva del conductor. Por lo tanto, los NDS son una estratificación cuantitativa de una medida de funcionamiento o medidas que representen la calidad del servicio. Para cada tipo de infraestructura se definen 6 niveles de servicio y se les otorga una letra desde la A hasta la F, siendo el nivel de servicio A el que representa las mejores condiciones operativas y el nivel de servicio F las peores.

El nivel de servicio para una intersección no semaforizada dentro de un intercambio está determinado por la demora de control calculada o medida. El NDS no está definido para la intersección como un todo o para la autopista o vía principal por tres razones principales:

- a) Los vehículos de la vía principal a través del intercambio experimentan un retraso cero.

- b) El número desproporcionado de vehículos en la vía principal, a través de una intersección, sesga el promedio ponderado de todos los movimientos, lo que resulta en una demora promedio general muy bajo para todos los vehículos.
- c) La baja demora resultante puede ocultar importantes deficiencias de NDS para el resto de flujos de vehículos.

Como se muestra en el **Tabla 15**, NDS F se asigna al movimiento si la relación volumen-capacidad para el movimiento excede 1.0, independientemente del control de demora.

Cabe señalar que los valores de control de demora, presentados en la **Tabla 15** son mayores que los de las intersecciones no señalizadas, por un factor de 1.5, para reflejar el hecho de que algunos de los flujos de vehículos viajarían a través de dos intersecciones dentro de un intercambio, mientras que otros viajarían a través de una sola.

Tabla 15. Criterios de niveles de servicio de un carril en una intersección no semaforizada.

Control de demora (s/veh)	NDS por ratio v/c	
	v/c ≤ 1.0	v/c > 1.0
≤ 15	A	F
> 15 - 30	B	F
> 30 - 55	C	F
> 55 - 85	D	F
> 85 - 120	E	F
> 120	F	F

Fuente: Transportation Research Board, HCM 2010.

2.2.6. Longitud de cola

La longitud de cola es una consideración importante en las intersecciones sin semaforización, por tal motivo es importante al evaluar la adecuación del diseño geométrico de las intersecciones del intercambio. Los estudios teóricos y las observaciones empíricas han demostrado que la distribución de probabilidad de longitudes de cola, para cualquier movimiento en una intersección no semaforizada, es una función de la capacidad del movimiento y del volumen de tráfico atendido durante el período de análisis. La **Ecuación 16** puede usarse para estimar la longitud de la cola del percentil 95 para cualquier carril durante un período máximo de 15 minutos en un intercambio de trébol parcial o de dos hojas.

$$Q_{95} = 900T \left[\frac{v_i}{c_i} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_i}{c_i} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_i}\right)\left(\frac{v_i}{c_i}\right)}{150T}} \right] \left(\frac{c_i}{3600}\right)$$

Ecuación 16

Donde

Q_{95} : Cola del percentil 95 (veh)

v_i : Tasa de flujo de demanda real o proyectada del grupo de carriles i (veh / h)

c_i : Capacidad del grupo de carriles i (veh / h)

T : Período de análisis (h). Para un período de 15 minutos es igual a 0.25.

2.3. Seguridad

Una de las ventajas de construir un intercambio es el mejoramiento del comportamiento global de seguridad en la intersección de dos o más vías. La elección de esta infraestructura como solución para estas intersecciones obedece fundamentalmente a que ella representa un elemento eficaz del control de los giros, canalizando estos movimientos a través de sus ramales, lo que confiere a la intersección un grado mayor de seguridad vial.

Los intercambios viales se comportan mejor, en términos de seguridad, que otras formas de intersecciones convencionales como intersecciones a nivel o rotondas. Las razones por las que existe un nivel de seguridad superior son:

- a) En los intercambios se reduce notablemente los puntos de conflicto vehiculares y, por ende, la frecuencia de accidentes muy graves, tales como colisiones frontales o en ángulo recto producto de giros a la izquierda o despiste del conductor, ya que las vías cuentan con separador central y los giros a la izquierda son atendidos de manera diferente a la convencional.
- b) Tanto los ramales de entrada como de salida permiten al vehículo llegar a la velocidad necesaria para circular sin problemas en la carretera a la que se dirigen, disminuyendo potenciales conflictos. El diseño también permite que los vehículos que viajen a través del intercambio y no necesiten usar una rampa puedan continuar a la velocidad de flujo libre o, por el contrario, reduzcan su velocidad a otras más bajas para poder tomar las salidas, lo que permiten a los conductores disponer de mayor tiempo para reaccionar ante potenciales conflictos. Las bajas velocidades vehiculares, en conjunto con el uso de carriles de aceleración o desaceleración, ayudan a reducir la frecuencia y gravedad de los choques.
- c) Los peatones cuentan con infraestructura adecuada y segura para cruzar de un lado al otro. Solo necesitan cruzar un sólo sentido de circulación a la vez en cada calzada y después de ella encuentran un descanso, por lo que el movimiento se hace en etapas. Dista mucho de las intersecciones tradicionales donde deben cruzar en una sola etapa ambos sentidos de la vía hasta el otro lado.

2.3.1. Problemas típicos de seguridad

El Massachusetts Highway Department (2006) identifica algunos aspectos típicos de seguridad que deben tenerse en cuenta en el diseño de un intercambio de trébol parcial y que se resumen a continuación:

- a) Distancia de visión de los puntos de salida: Esta distancia a menudo se determina con respecto al punto donde una rampa o ramal diverge de la vía principal. Cuando sea factible, se debe proporcionar una distancia suficiente que permita que los conductores que se acercan a las salidas de la autopista puedan visualizar las marcas del pavimento, que advierten a los conductores que están a punto de llegar a una rampa y puedan salir de la autopista de manera correcta si deciden tomar la salida. La señalización correcta de las salidas también es esencial y se requiere una señalización adicional cuando no es posible brindar la distancia necesaria para que el conductor decida.
- b) Cambios de velocidad en los puntos de salida: El diseño debe proporcionar suficiente distancia para permitir una desaceleración segura, desde la velocidad de diseño de la autopista hasta la velocidad de diseño del ramal de

salida, con el fin de que la maniobra del conductor no sea brusca y genere colas en el punto de salida.

- c) **Convergencia de tráfico:** La colisión trasera en las entradas a la autopista es el tipo de choque más frecuente en los intercambios. Este problema se puede eliminar o al menos reducir, proporcionando un carril de aceleración de suficiente longitud para permitir que el vehículo que entra por la rampa alcance la velocidad de diseño de la autopista y encuentre un espacio suficiente para ingresar a ella de manera segura.
- d) **Rampas de entradas y salidas a la izquierda:** Estas entradas y salidas deben evitarse ya que va en contra de lo que un conductor puede esperar durante su viaje. De hecho, las mayores tasas de accidentes en intercambios se han asociado a entradas y salidas a la izquierda.
- e) **Riesgos de objetos fijos:** Pueden encontrarse varios objetos fijos dentro de los intercambios, como las estructuras de soporte de paneles de señales en los ramales de salida. Estos elementos deben ser removidos siempre que sea posible y deben ser colocados fuera del área de tránsito, a una distancia prudente de la vía. En la medida que sea posible, deben separados y protegidos con barreras o atenuadores de impacto.
- f) **Entradas erróneas:** En ocasiones los conductores durante su viaje toman rampas de entrada o salida incorrectas y, en casi todos los casos, estas maniobras se originan en intercambios. Algunas no se pueden evitar, pero otras pueden ser el resultado de la confusión del conductor debido a la mala visibilidad de las señales informativas, la disposición engañosa de la rampa o la señalización inadecuada. El diseño de intercambio debe intentar minimizar la posibilidad de que ocurran, incluyendo escalonar rampas.
- g) **Velocidad excesiva en las vías secundarias:** Los ramales y carriles de convergencia de tránsito deben ralentizar a los vehículos que abandonan la carretera de alta velocidad para que no excedan la velocidad de diseño en la carretera secundaria. Asimismo, la sección de la carretera secundaria en el área de intercambio debe tener una velocidad de diseño similar pero no mayor a la velocidad de diseño de secciones contiguas de esa misma carretera secundaria.

2.3.2. Análisis de conflictos

Un intercambio mejora la seguridad en un sitio al eliminar el conflicto entre los principales movimientos del tráfico y controlar el conflicto asociado con movimientos menores de tráfico. Todos los vehículos que viajan a través de un intercambio en la carretera principal solo enfrentan un conflicto: el tráfico que está ingresando y saliendo de la vía, aparte del conflicto que resulta de la congestión dentro del flujo de tráfico. Por ello, los principales conflictos de tráfico en los intercambios están asociados con las intersecciones a nivel en los ramales de salida y entrada que conectan la carretera principal con la secundaria.

La FHWA divide los conflictos en tres categorías básicas, en los que el grado de gravedad varía, según se indica:

1. **Conflictos en colas.** Este tipo de conflictos son ocasionados por los automóviles que circulan en la parte trasera de una cola de vehículos en una

vía. Estos a menudo son los más leves porque la diferencia de velocidad relativa entre vehículos es menor que en otros conflictos.

2. Conflictos por divergencias o convergencias. Estos conflictos son originados por la separación o unión de dos flujos de tráfico. Los golpes laterales y las colisiones en la parte trasera son los accidentes más comunes. Los conflictos de fusión pueden ser más graves que los de separación debido a que es más probable la ocurrencia de colisiones al costado del vehículo, que generalmente está menos protegido que la parte delantera y trasera del vehículo.
3. Conflictos por cruce. Estos conflictos son provocados por el cruce directo de dos flujos de tráfico. Estos son los conflictos más peligrosos por involucrar lesiones o muertes. Los tipos de choques típicos son colisiones en ángulo recto y colisiones frontales.

En la **Figura 20** se demuestra, mediante una comparación de los puntos de conflictos, los beneficios de un intercambio del tipo trébol parcial frente a una intersección convencional. La intersección convencional es de 3 ramas típicamente llamada cruce tipo T. Como se aprecia, el número de puntos de conflicto que experimentan los flujos de vehículos en la intersección disminuye notoriamente de 9 a 6 conflictos al implementar un intercambio vial en dicho lugar. Cabe destacar que desaparecen los conflictos más peligrosos: los cruces de flujos en distintas direcciones. Casi un 30% menos de puntos de conflicto, junto al hecho de no tener conflictos por cruce, colocan en gran ventaja este tipo de soluciones en intersecciones de 2 carreteras.

El uso de carriles de aceleración y desaceleración en intercambios no elimina los puntos de conflictos de convergencia y divergencia pues, aún con su implementación, siempre existirá una sección de la carretera en donde el tráfico deberá fusionarse o separarse. Sin embargo, su implementación permite a los conductores hacer maniobras más suaves y una experiencia menos brusca y más segura al tomar un rampa.

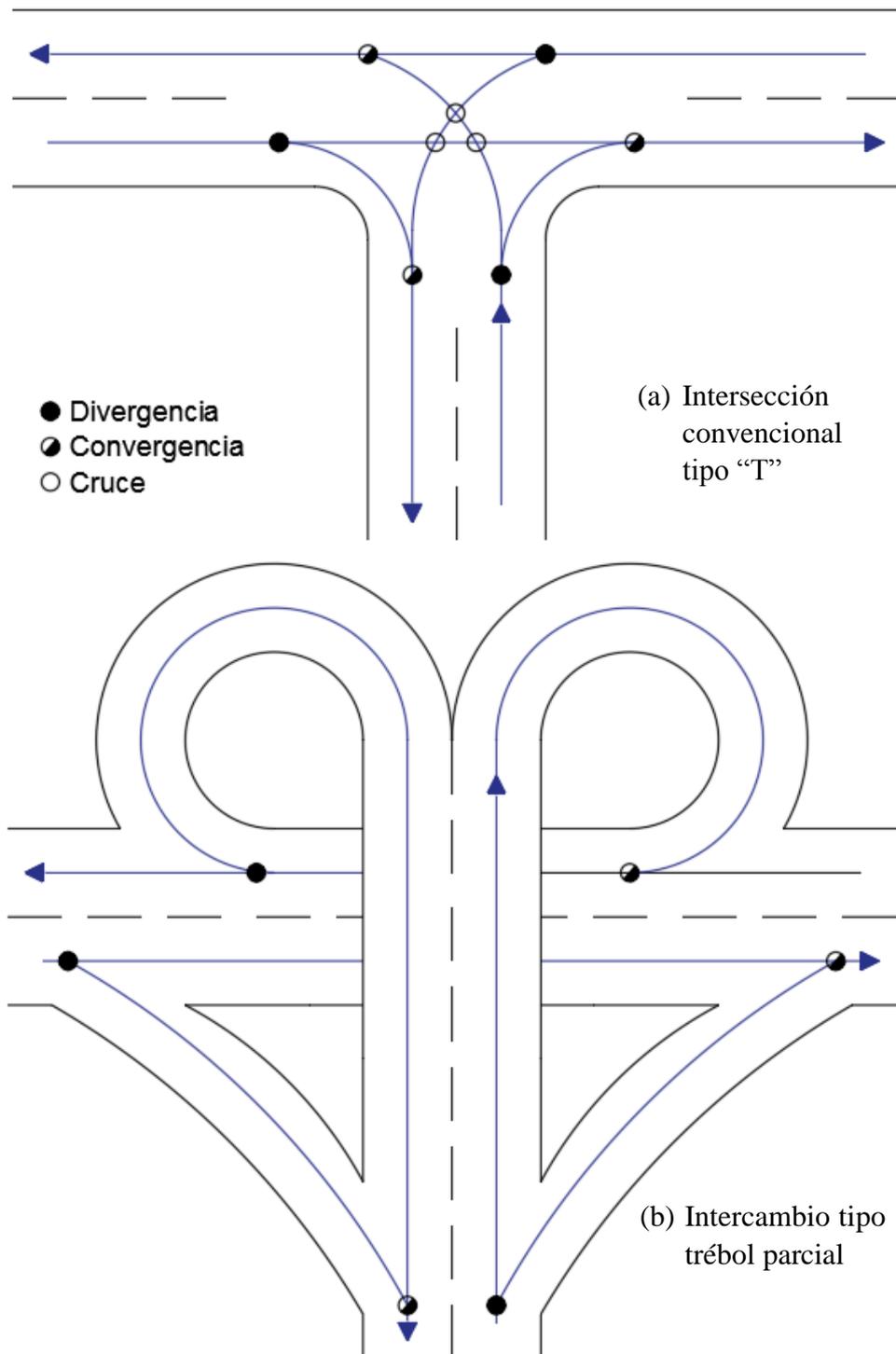


Figura 20. Puntos de conflicto en intersecciones convencionales e intercambios.
Fuente: Elaboración propia.

Capítulo 3

Diseño geométrico de intercambios viales según directrices especializadas

El Manual de carreteras DG 2018 de Perú tiene criterios normados para el diseño de intercambios viales. Sin embargo, en dicho manual este tipo de infraestructura no está desarrollada en su totalidad. Por lo tanto, se hace necesaria la búsqueda y consulta de manuales, con criterios completos, que sean directrices en el diseño. En este capítulo se mostrarán diferentes aspectos que las guías especializadas de otros países, como Estados Unidos y Australia, toman en cuenta durante el diseño geométrico de un intercambio del tipo trébol parcial o de dos hojas.

3.1. Procedimientos de diseño

En la **Figura 21** se presenta un esquema del procedimiento de diseño, incorporando elementos de planificación, diseño preliminar y el diseño final que se utiliza en Estados Unidos. Se observa que inicialmente se establece los estándares de diseño, es decir, la normativa que establecerá los criterios. Además, se comprueba que se cumplan los 13 criterios de control de AASHTO, un método abreviado para identificar restricciones y proponer excepciones que son analizadas para verificar que el proyecto es viable. Una vez establecido lo anterior, se sigue una serie de pasos en el diseño que van desde proponer la ubicación del intercambio hasta diseñar los ramales, la señalización y los cruces en las terminales. En cada paso del diseño se estimará los parámetros necesarios y en caso no se pueda cumplir con ellos se replanteará desde el comienzo todo. El procedimiento de diseño de AASHTO tiene esa peculiaridad. Al ser una cadena de pasos o un procedimiento lineal señala que al no cumplir alguno de los parámetros de diseño se debe reiniciar todo el proceso con el fin de cumplir con todos los criterios y garantizar la seguridad y correcta operación.

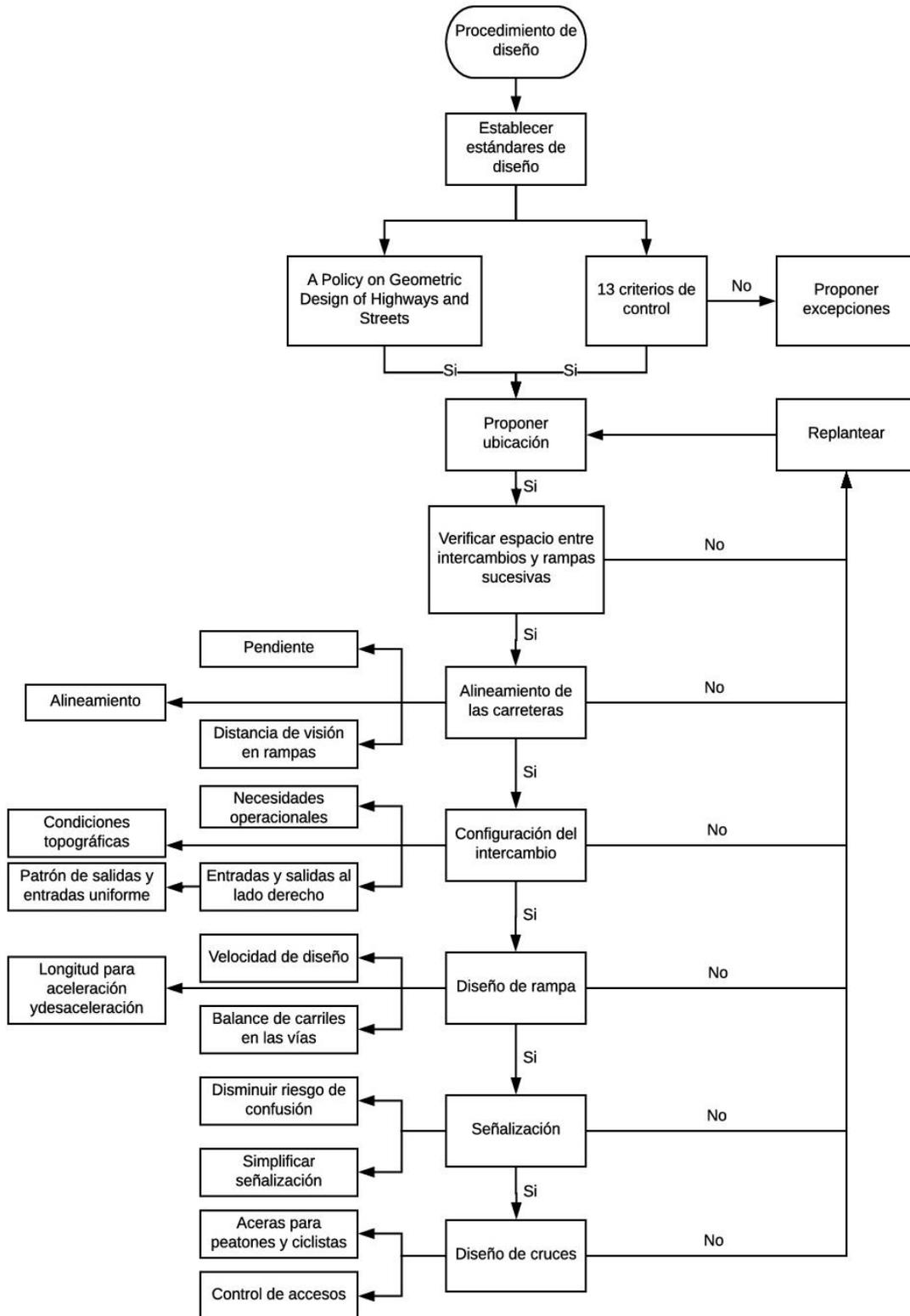


Figura 21. Esquema de procedimiento de diseño en Estados Unidos.
Fuente: Elaboración propia.

En la **Figura 22** se presenta el esquema del procedimiento de diseño utilizado en Australia. Se observa que el procedimiento de Austroads no es lineal como el de AASHTO sino que está estructurado de manera que varios componentes se analizan en paralelo. Se puede distinguir 3 etapas: planeamiento, diseño preliminar y diseño detallado. En el planeamiento se recopila información de las condiciones del contexto y se establece un

resumen del proyecto para establecer los estándares de diseño del intercambio. El diseño preliminar comprende la selección del tipo de intercambio y el diseño de ramales y terminales. Todas estas actividades se realizan en paralelo verificando siempre que se cumplan las distancias mínimas de seguridad. En la etapa de diseño detallado se establecen aquellos parámetros vitales para complementar el diseño. Si algún parámetro de diseño no puede cumplirse en cualquiera de las etapas, entonces se analiza y modifica lo necesario para respetar los objetivos de seguridad y serviciabilidad. No se necesita reiniciar el procedimiento de diseño.

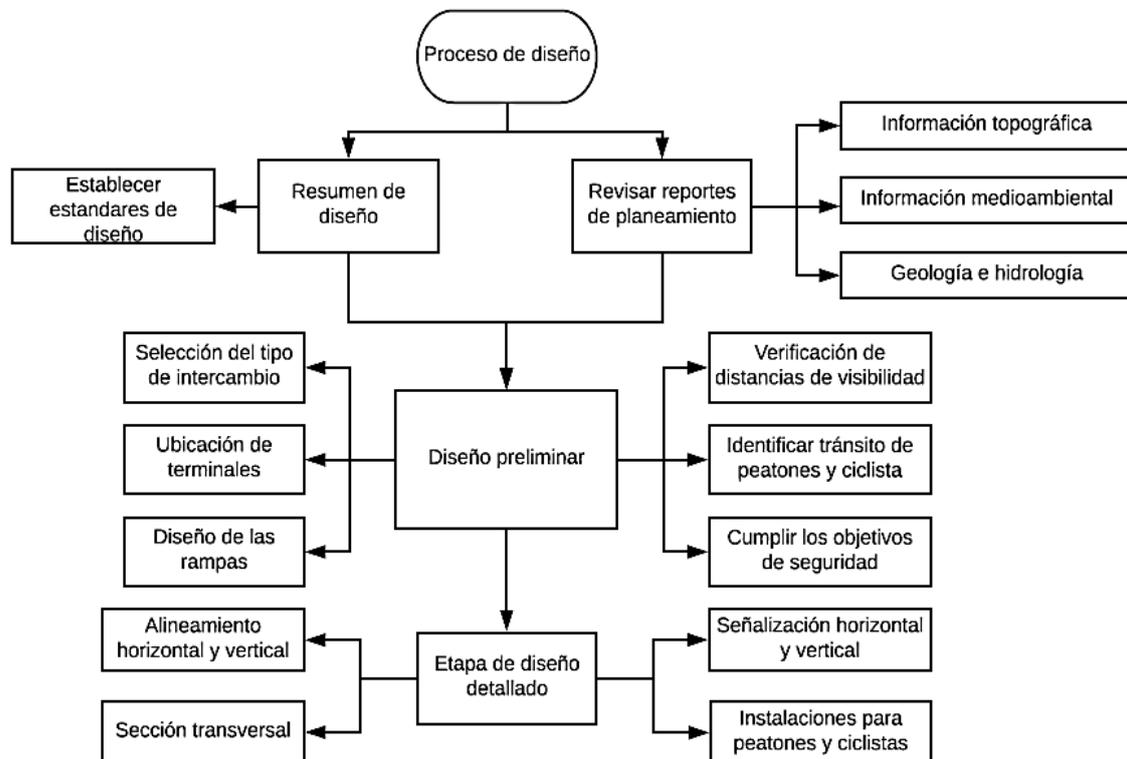


Figura 22. Esquema de procedimiento de diseño en Australia.

Fuente: Elaboración propia.

La diferencia entre ambas metodologías radica en que mientras AASHTO tiene un procedimiento más lineal o vertical donde se analiza un elemento a la vez, Austroads tiene un procedimiento horizontal donde se analiza varios elementos a la vez. Por lo tanto, esta disposición en los procedimientos afectará el diseño geométrico solo en caso exista un replanteo. De todas maneras ambas metodologías utilizan los mismos criterios de diseño aunque estos parámetros varíen. Esta variación se debe a que están matizados por la investigación de cada país que en aras de perfeccionar los criterios de diseño han recurrido a la experimentación a lo largo de los años.

3.2. Principios de diseño

El diseño de un intercambio en una intersección de dos o más carreteras obedece a varios principios que guían el desarrollo del diseño y garantizan el mejor resultado en su operación. La consecución de estos principios debe ser la meta de cualquier diseño, independientemente del tipo de configuración elegida, ya que se logra un sistema seguro y eficiente. En la **Tabla 16** se muestran los principios de diseño de las guías especializadas de Estados Unidos y Australia.

Tabla 16. Principios de diseño de AASHTO y Austroads.

Norma AASHTO	Norma Austroads
<ul style="list-style-type: none"> • Utilizar combinación adecuada de rampas para atender volúmenes de giro grande en algunos movimientos, y pequeños en otros movimientos. • Reducir la frecuencia de choques eliminando giros a la izquierda. • Brindar continuidad en la ruta del conductor con la aplicación de un balance de carril adecuado y el manteniendo un número básico de carriles. • Uniformizar los patrones de salida y entrada en intercambios sucesivos para satisfacer la expectativa del conductor. • Simplificar la tarea de conducción evitando la confusión, reducciones de velocidad y las maniobras inesperadas de vehículos. • Proporcionar señalización efectiva para informar, advertir y controlar a los vehículos. • Velocidad de diseño, alineamiento, perfil y sección transversal en el área de intersección debe ser consistente con las aproximaciones de las carreteras. • Establecer un adecuado espaciamiento entre intercambios y rampas sucesivas, regulando pero satisfaciendo los accesos a las carreteras. 	<ul style="list-style-type: none"> • Proporcionar rampas de acceso, a través del intercambio, a todas autopistas involucradas. • Separar los puntos de conflicto entre los movimientos de tráfico que tienen velocidades relativamente altas. • Proporcionar un flujo de tráfico ininterrumpido entre autopistas o carreteras que se cruzan. • Aumentar la capacidad mediante el reemplazo de intersecciones críticas convencionales en una autopista o carretera principal. • Elegir una configuración que se adapte a la topografía particular donde se planea construir un intercambio. • Prever el tráfico generado por el desarrollo futuro del lugar debido a la mejora de las carreteras existentes o construcción de futuras vías. • Proporcionar una orientación correcta con letreros y marcas que involucren señales regulatorias, de advertencia, de guía y de información; en ubicaciones que aseguren tiempos de decisión adecuados.

Fuente: Elaboración propia.

3.3. Características geométricas básicas

La **Figura 23** proporciona una revisión de las características geométricas de un intercambio vial en el manual especializado de Australia. Dicha figura representa también las características geométricas del manual de Estados Unidos. Cabe resaltar que en la sección 1.2.2 de la presente tesis se puntualizó los elementos básicos que identifican un intercambio según el MTC (2018) de Perú.

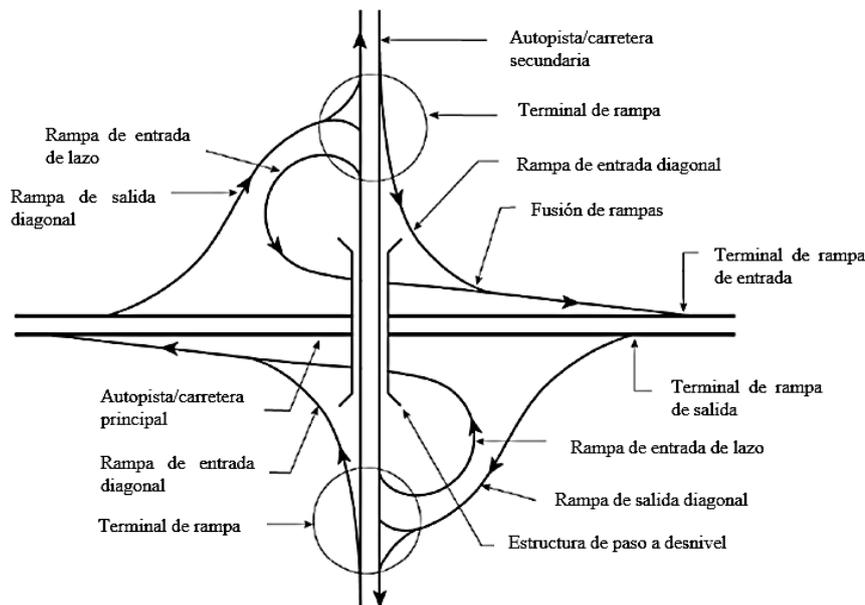


Figura 23. Elementos básicos de un intercambio vial según Austroads.

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015

3.4. Características de diseño de los intercambios

3.4.1. Número básico de carriles

La designación del número básico de carriles es fundamental para establecer el número y la disposición de carriles en una autopista. La cantidad de carriles proporcionados debe ser constante a lo largo de cualquier ruta de carácter arterial. Por lo tanto, el número básico de carriles se define como un número mínimo de carriles designados y mantenidos en una longitud significativa de una ruta, independientemente de los cambios en el volumen de tráfico y las necesidades de balance de carril. Dicho de otra manera, el número básico de carriles es un número constante de carriles asignados a una ruta, excluyendo carriles auxiliares (AASHTO, 2011).

Para la AASHTO (2011) el volumen considerado aquí es el volumen de diseño por hora (DHV) que es el equivalente al volumen horario de diseño (VHD) utilizado en el manual de diseño del Perú para caminos de alto tránsito.

Las variaciones de volumen puntuales se ignoran, por lo que las secciones cortas de carretera que llevan volúmenes más bajos teóricamente tendrían capacidad de reserva y la capacidad en secciones con volúmenes mayores se aumentaría con la adición de carriles auxiliares dentro de estos tramos. Se necesita un aumento en el número básico de carriles donde el volumen de tráfico se acumula lo suficiente en una longitud considerable para justificar un carril adicional y puede reducirse cuando los volúmenes de tráfico se reducen significativamente para una longitud considerable de la carretera.

Para la Austroads (2017) determinar el número básico de carriles es fundamental para la operación segura y eficiente del tráfico. Por ello indica que las rutas de importancia deben mantener el número de carriles proporcionados a lo largo de su longitud, independientemente de los cambios en el volumen de tráfico debido a los vehículos que ingresan y salen de la carretera. Lo considera una nueva extensión del principio de expectativa del conductor con respecto a la coherencia en las condiciones operativas del tráfico. Además, se reducen los cambios de carril forzado a lo largo del intercambio.

La selección de ese número de carriles se lleva a cabo utilizando volúmenes de pronósticos de tráfico desarrollados con la ayuda de modelos de tráfico como parte del proceso de planificación. Sin embargo, es importante tener en cuenta que las previsiones de tráfico se basan en varios supuestos y pueden ser de precisión limitada (Austroads, 2017).

La selección del número de carriles básico también debe basarse en el uso de información y datos relevantes, así como en un buen criterio. Los siguientes factores y situaciones pueden causar altos picos en los flujos de tráfico y deben considerarse además de los flujos de horas pico normales derivados de los modelos de tráfico:

- concentración imprevista
- vacaciones o un viaje de fin de semana
- eventos especiales
- construcción y desarrollo parcial de la red de autopistas

- flexibilidad durante incidentes no planificados (por ejemplo, choques)
- flexibilidad durante operaciones de mantenimiento

3.4.2. Balance de carriles

Para realizar una operación de tráfico eficiente a través de un intercambio, debe existir un equilibrio en la cantidad de carriles de tráfico en la autopista y las rampas. Los volúmenes de tráfico de diseño y un análisis de capacidad determinan el número básico de carriles que se utilizarán en la carretera y el número mínimo de carriles en las rampas.

Después de determinar el número básico de carriles para cada carretera, el balance de carriles debe realizarse sobre la base de los siguientes principios:

1. En las entradas, el número de carriles más allá de la fusión de dos flujos de tráfico no debe ser menor que la suma de todos los carriles de tráfico en las carreteras de fusión menos uno, pero puede ser igual a la suma de todas las vías de tránsito en las carreteras de fusión.
2. En las salidas, el número de carriles de acceso en la carretera debe ser igual al número de carriles en la carretera más allá de la salida, más el número de carriles en la salida, menos uno. Las excepciones a este principio se producen en las salidas de rampa de bucle de la hoja de trébol que siguen una entrada de rampa de bucle y en las salidas estrechamente espaciadas. (Aquellas donde la distancia entre el final de la terminal de entrada y el comienzo de la terminal de salida es inferior a 450 m y se está utilizando una línea auxiliar continua entre las terminales). En estos casos, se puede usar un carril auxiliar en una salida de carril único de modo que el número de carriles en la carretera de acceso sea igual al número de carriles de paso más allá de la salida más el carril en la salida.
3. La carretera debe reducirse en no más de un carril de tráfico a la vez.

Dichos principios son establecidos tanto por la AASHTO como por la Austroads y son ilustrados en la **Figura 24**.

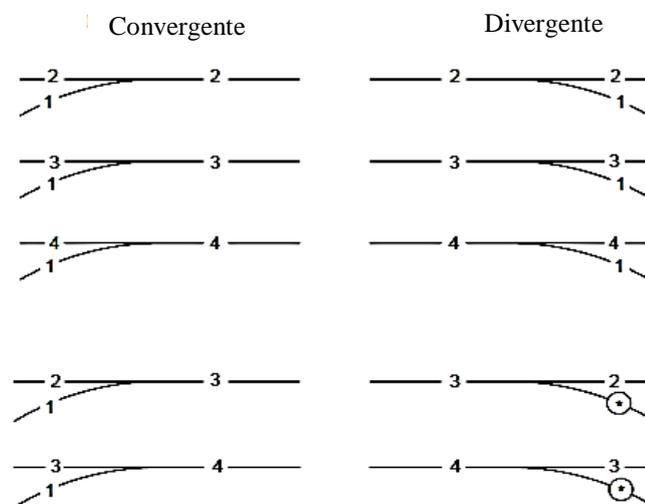


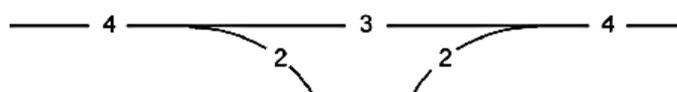
Figura 24. Ejemplos típicos de balance de carriles.
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

Los principios de equilibrio de carriles pueden entrar en conflicto con el concepto de continuidad en el número básico de carriles, como se ilustra en la **Figura 25**. La figura muestra tres diferentes configuraciones donde una autopista de cuatro carriles tiene una salida de dos carriles seguida de una entrada de dos carriles.

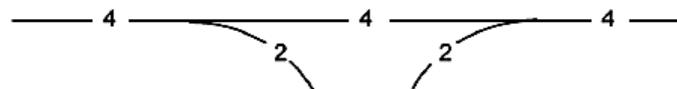
En la **Figura 25(a)**, se mantiene el balance de carriles, pero no se cumple con el número básico de carriles. Este patrón puede causar confusión y operaciones erráticas a través del tráfico en la autopista. Aunque los volúmenes de tráfico se reducen a través del intercambio, no hay garantía de que la demanda de tráfico no aumente en determinadas circunstancias como las mencionadas antes.

La disposición que se muestra en la **Figura 25(b)** proporciona continuidad en el número básico de carriles pero no se ajusta a los principios del equilibrio de carriles. Con esta disposición, el gran volumen de tráfico entrante o saliente que necesita dos carriles tendría dificultades para divergir o fusionarse con el flujo de la vía principal.

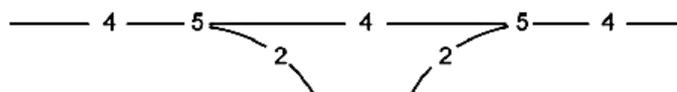
La **Figura 25(c)** ilustra una disposición en la que los conceptos de balance de carriles y número básico de carriles se ponen en armonía al diseñar sobre el número básico de carriles. Se pueden agregar carriles auxiliares para satisfacer la capacidad, para acomodar las variaciones de tráfico en los intercambios y para la simplificación de las operaciones. Los principios de balance de carriles deben aplicarse también en el uso de carriles auxiliares. De esta manera, se proporciona el equilibrio apropiado entre la demanda de tráfico y la capacidad y se realiza el balance de carriles cuidando la flexibilidad operativa.



(a) Balance de carriles pero no se cumple con el número básico de carriles



(b) No hay balance de carriles pero se cumple con el número básico de carriles



(c) Cumple con el balance de carriles y el número básico de carriles

Figura 25. Coordinación del balance y el número básico de carriles.
Fuente: Austroads, Guide to Traffic Management Part 6, 2017.

3.4.3. Carriles auxiliares

Un carril auxiliar se define como la porción de carretera adyacente a los carriles de paso para el cambio de velocidad, el giro, el tejido y otros fines que complementan el movimiento por el tránsito. El ancho de un carril auxiliar debe ser igual a los carriles de paso. Se puede proporcionar un carril auxiliar para cumplir con

el concepto de equilibrio de carriles, para cumplir con las necesidades de capacidad o para acomodar los cambios de velocidad, el tejido o entrelazado y las maniobras de entrada y salida del tráfico (AASHTO, 2011).

La eficiencia operativa puede mejorarse mediante el uso de un carril auxiliar continuo entre los terminales de entrada y salida en casos donde los intercambios están muy juntos o donde la distancia entre el extremo del cono en el terminal de entrada y el inicio del estrechamiento en la terminal de salida es corta. El fin del carril auxiliar se puede realizar por varios métodos. El carril auxiliar se puede dejar culminar en una salida de dos carriles, como se ilustra en la **Figura 26(a)**. Este tratamiento cumple con los principios de balance. Algunos diseñadores prefieren dejar el carril auxiliar en una salida de carril único, como se ilustra en la **Figura 26(b)**. Este tratamiento está de acuerdo con las excepciones enumeradas en el principio 2 del balance de carriles como se presentó en el ítem 3.4.2. Otro método es llevar el carril auxiliar de ancho completo a la nariz física de la bifurcación, antes de que se estreche la vía de acceso. Este diseño proporciona un carril de recuperación para los conductores que inadvertidamente permanecen en este carril discontinuado y se ilustra en la **Figura 26(c)**.

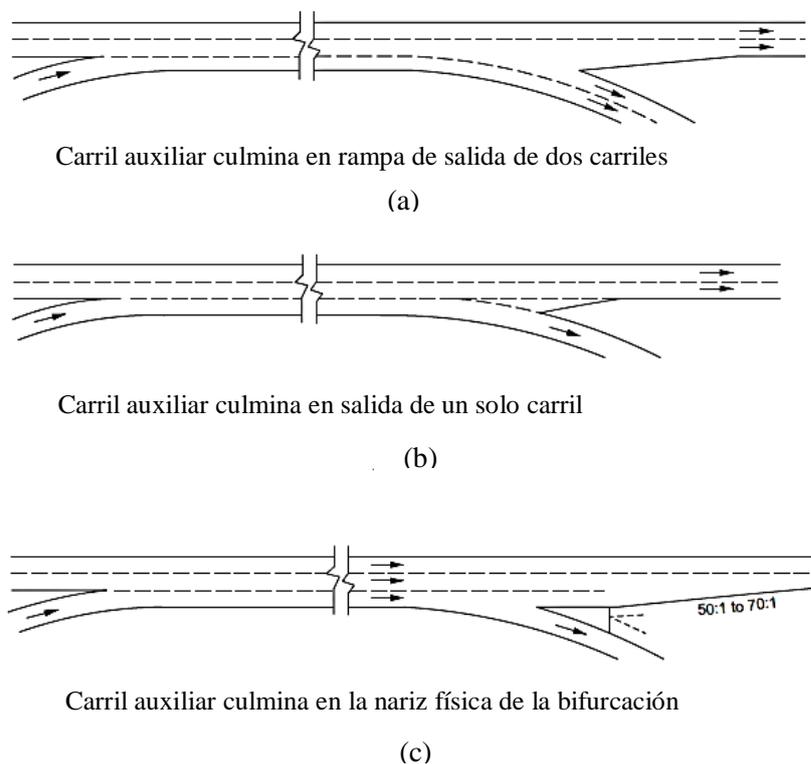
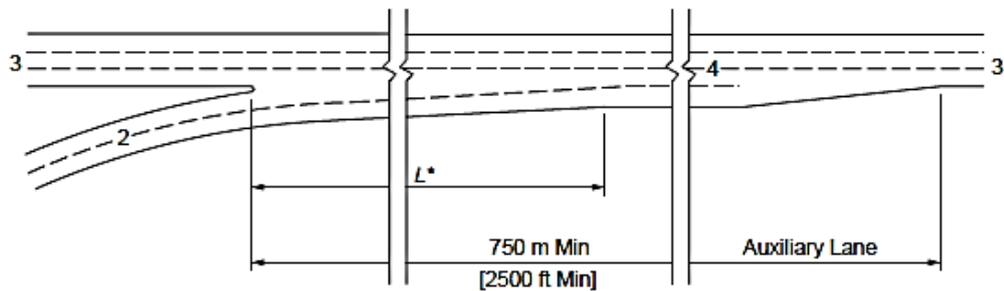


Figura 26. Alternativas para culminar carriles auxiliares.

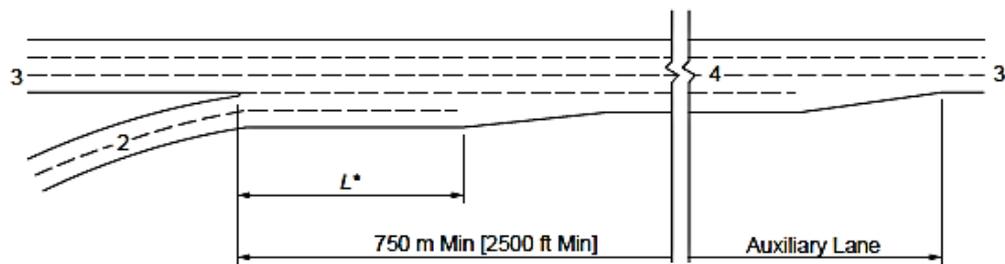
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

Cuando los intercambios están espaciados ampliamente, no es práctico ni necesario extender el carril auxiliar de un intercambio al siguiente. En tales casos, el carril auxiliar que se origina en una entrada de dos carriles debe extenderse a lo largo de la autopista a una distancia efectiva más allá del punto de fusión, como se muestra en las **Figuras 27(a) y 27(b)**. Del mismo modo, un carril auxiliar introducido para una salida de dos carriles debe iniciar a una distancia efectiva antes de la salida y luego extenderse a la rampa, como se muestra en las **Figuras 28(a) y 28(b)**. Las **Figuras 27(a) y 28(a)** utilizan diseños cónicos, mientras que las **Figuras 27(b) y 28(b)** muestran diseños en paralelo. No se conoce con precisión cuál es la longitud

efectiva del carril auxiliar introducido en estas circunstancias, pero AASHTO recomienda distancias mínimas de aproximadamente 750 m ya que por experiencia producen el efecto operativo deseado y permiten alcanzar la capacidad total de las entradas y salidas de dos carriles.

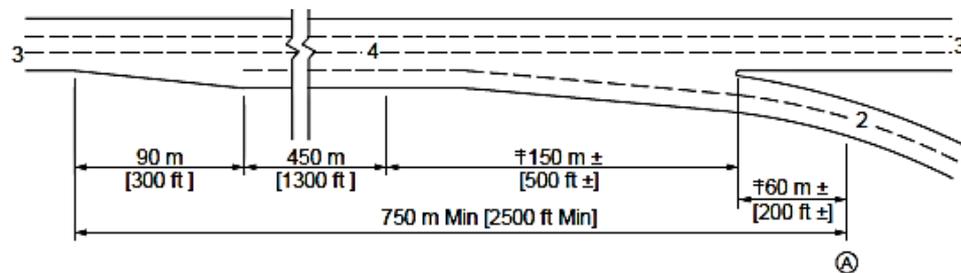


Diseño cónico (a)

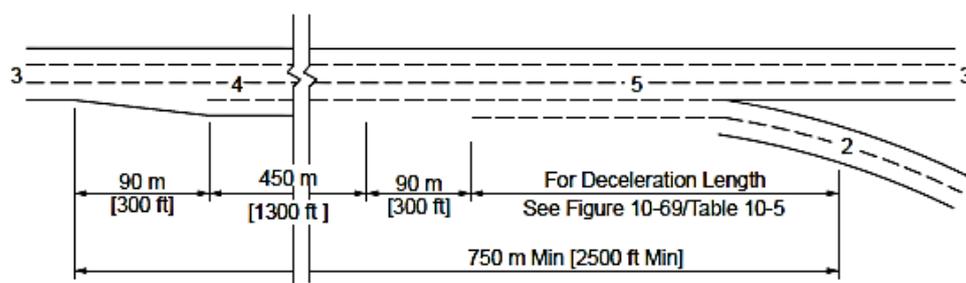


Diseño en paralelo (b)

Figura 27. Balance y distancias efectivas en carriles auxiliares en rampas de entrada.
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.



Diseño cónico (a)



Diseño en paralelo (b)

Figura 28. Balance y distancias efectivas en carriles auxiliares en rampas de salida.
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

La Figura 29 ilustra la aplicación de una línea auxiliar que termina a través de un terminal de salida de varios carriles. El carril básico exterior se convierte automáticamente en un carril interior con la adición del carril auxiliar. Desde este carril interior, un conductor puede salir a la derecha o seguir recto. El ejemplo cumple con los principios de equilibrio de carril y número básico de carriles. El diseño enfatiza la ruta directa y permite a los conductores tomar la decisión de continuar recto o girar a la derecha mucho antes del punto de salida, o bastante cerca de ella como resultado del área de maniobra adicional.

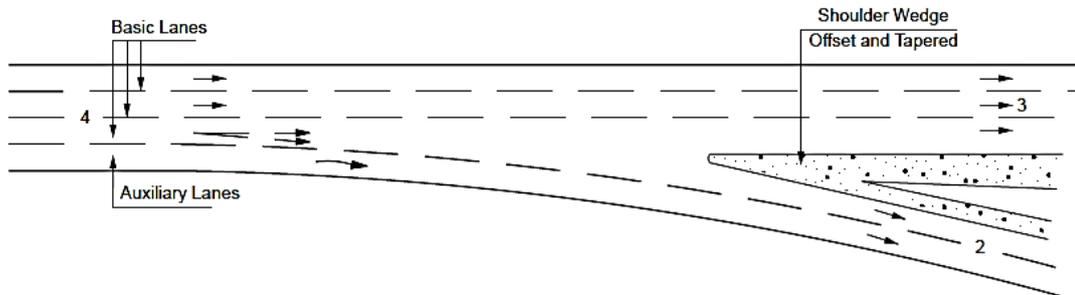


Figura 29. Ejemplo de carril auxiliar en terminal de salida de 2 carriles.
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

3.4.4. Reducción de carriles

Como se discutió en los apartados anteriores, el número básico de carriles se debe mantener en una longitud significativa de la autopista. Las reducciones de carril no deben hacerse entre intercambios y dentro de ellos simplemente para acomodar las variaciones en los volúmenes de tráfico. Las líneas auxiliares, en cambio, según sea necesario, se agregan o eliminan del número básico de carriles.

AASHTO (2011) indica que se puede hacer una reducción en el número básico de carriles después de un intercambio en una bifurcación importante, con un volumen de salida lo suficientemente grande como para reducir el número básico de carriles de la vía más allá de este punto. También en casos donde hay una serie de salidas, como en áreas periféricas de la ciudad, una disminución suficiente en la carga de tráfico en la autopista justifica una reducción.

La reducción no debe hacerse tan lejos del intercambio que los automovilistas se acostumbren a una serie de carriles y se sorprendan por la reducción. Deseablemente, la transición de reducción de carriles debe ubicarse en la alineación horizontal tangente y en un hundimiento ya que proporciona una buena visibilidad. Preferiblemente, debe hacerse en el lado derecho siguiendo una rampa de salida porque es probable que haya menos tráfico en ese carril, las velocidades son generalmente más bajas y la maniobra de fusión de la derecha es más familiar para la mayoría de los conductores porque es similar a una fusión en una rampa de entrada. En el lado izquierdo pueden no funcionar tan bien debido a las velocidades generalmente más altas y a la fusión menos conocida del lado izquierdo.

El final del carril debe ser cónico en la carretera de una manera similar a la de rampa de entrada. Preferiblemente, la tasa de reducción debería ser más larga que la de una rampa. La tasa mínima de estrechamiento debe ser de 50: 1 y la tasa deseable es de 70: 1.

Si hay una reducción de carril, ya sea de un carril básico o auxiliar dentro de un intercambio, se debe hacer junto con una salida de dos carriles, como se muestra

en la **Figura 26(a)**, o en una salida de carril único con una adecuada carril de recuperación.

3.4.5. Rampas

3.4.5.1. Velocidad de diseño

Deseablemente, las velocidades de diseño de la rampa deben aproximarse a la velocidad de funcionamiento de las carreteras que se cruzan. Esta velocidad de diseño no siempre es práctica y para AASHTO (2011) se pueden seleccionar velocidades de diseño más bajas, pero no deben ser menores que el rango presentado en la **Tabla 17**. Solo las velocidades de diseño de carretera de 80 km/h o más se aplican a las salidas de autopistas. Para los radios mínimos correspondientes a cada velocidad de diseño de rampa ver **Anexo A**.

Tabla 17. Velocidades de diseño para rampas.

Velocidad de diseño de autopista (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidad de diseño de rampa (km/h)								
Rango superior (85%)	40	50	60	70	80	90	100	110
Rango medio (70%)	30	40	50	60	60	70	80	90
Rango inferior (50%)	20	30	40	40	50	50	60	70
Radio mínimo correspondiente (m)	Ver Anexo A							

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

AASHTO (2011) analiza la aplicación de valores de esta tabla en varias condiciones y tipos de rampa que son detallados a continuación:

- Parte de la rampa a la que se aplica la velocidad de diseño

Los valores de la **Tabla 17** se aplican en la rampa propiamente dicha. Estas velocidades no pertenecen a las terminales de la rampa, que deben ser adecuadamente transitadas y provistas de instalaciones de cambio de velocidad adecuadas para la velocidad de la carretera involucrada.

- Rampas para giros a la derecha

A menudo se puede obtener un valor de velocidad de diseño de rango superior en rampas para giros a la derecha y un valor entre el rango superior e inferior suele ser práctico.

- Rampas de bucle o lazo

Los valores de rango superior de velocidad de diseño generalmente no se pueden alcanzar en rampas de bucle. Las velocidades de diseño de rampa por encima de 50 km/h para los lazos implican grandes áreas de terreno que rara vez están disponibles en las zonas urbanas. Además, las rampas necesarias para velocidades de diseño más altas son más costosas y requieren que los conductores viajen una distancia adicional considerable. Los valores mínimos usualmente regulan, pero para velocidades de diseño de carretera superiores a 80 km/h, la velocidad de diseño del lazo preferiblemente no debe ser menor a 40 km/h. Si existen condiciones menos restrictivas, la velocidad de diseño del bucle y el radio pueden aumentar.

- Conexiones semidirectas

Se deben usar velocidades de diseño entre los rangos medios y superiores que se muestran en la **Tabla 17**. Las velocidades de diseño para las conexiones semidirectas suelen ser de 50 a 60 km/h. No se debe utilizar una velocidad de diseño inferior a 50 km/h. En general, para rampas cortas de carril único, una velocidad de diseño superior a 80 km/h no es práctica. Para rampas de dos carriles, valores en el medio y los rangos superiores son apropiados.

- Conexiones directas

Se deben usar velocidades de diseño entre los rangos medio y superior que se muestran en la **Tabla 17**. La velocidad mínima de diseño debe ser preferiblemente de 60 km/h.

- Diferentes velocidades de diseño en carreteras que se cruzan

La carretera con mayor velocidad de diseño debe ser el control al seleccionar la velocidad de diseño de la rampa en su conjunto. Sin embargo, la velocidad de diseño de la rampa puede variar puesto que el tramo de rampa más cercano a la carretera de menor velocidad está diseñada para la velocidad más baja.

Del mismo modo Austroads (2015) sugiere velocidades de diseño mínimas derivadas de un modelo de velocidad de operación basado en el radio mínimo de rampa. Dichas velocidades se muestran en la **Tabla 18**.

La velocidad relativa potencial entre vehículos en las áreas de fusión y divergencia de la carretera principal, es decir, la principal operación de la terminal de rampa, no debe superar los 10 km/h, lo que puede lograrse fácilmente para los automóviles, pero es más difícil cuando hay camiones en la corriente de tráfico.

Tabla 18. Velocidad de diseño mínimas sugeridas por Austroads para rampas.

Tipo de intercambio	Tipo de rampa	Velocidad de diseño de la autopista o carretera					
		70 km/h		90 km/h		120 km/h	
		Vel. de diseño de rampa (km/h)	Radio mín. de rampa (m)	Vel. de diseño de rampa (km/h)	Radio mín. de rampa (m)	Vel. de diseño de rampa (km/h)	Radio mín. de rampa (m)
Intercambio de sistemas	Directa	No aplicable		70-85	130-250	90-110	330-580
	Semi directa			70-85	135-250	90-110	330-580
	Externa			60-85	90-250	85-100	250-440
	Lazo			50-55	55-80	50-55	55-80
Intercambio de servicios	Directa	60-70	90-130	70-85	130-250	85-100	250-440
	Semi directa	50-70	55-130	60-80	90-200	85-90	250-330
	Externa	50-70	55-130	60-80	90-200	80-90	200-330
	Lazo	30-50	35-55	50-55	55-80	50-55	55-80

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges, 2015.

3.4.5.2. Pendiente y diseño de perfil

El perfil de una rampa típica generalmente consiste en una porción central en un grado apreciable, junto con curvas verticales terminales y conexiones a los perfiles de las vías del intercambio. Las siguientes referencias a la pendiente de rampa corresponden en gran medida al tramo central del perfil de la rampa. Los perfiles en los terminales en su mayoría están determinados por perfiles de las carreteras y rara vez son tangentes.

Las pendientes de la rampa deben ser lo más planas posible para minimizar el esfuerzo de conducción necesario para maniobrar de una carretera a otra. La mayoría de las rampas son curvas y las pendientes pronunciadas en combinación con las curvas dificultan el flujo del tránsito. La ralentización de los vehículos en una rampa ascendente no es tan grave como en una carretera de acceso, siempre que la velocidad no disminuya lo suficiente como para dar lugar a una situación de hora pico en el carretera. En consecuencia, los gradientes en las rampas pueden ser más pronunciados que los de las vías que se cruzan. Para cualquier rampa, el gradiente que se utilizará depende de una serie de factores exclusivos de ese sitio. Cuanta más plana sea la pendiente en una rampa más larga será, pero el efecto del gradiente en la longitud de la rampa no es sustancial.

En general, la distancia de visión adecuada es más importante que un control de gradiente específico y debe favorecerse en el diseño. Por lo general, estos dos controles son compatibles.

Las pendientes de rampa no están directamente relacionadas con la velocidad de diseño; sin embargo, se infiere que el gradiente de una rampa con una alta velocidad de diseño debe ser menor que para una velocidad de diseño baja. Como criterio general, es deseable que pendientes de ascenso en rampas con una velocidad de diseño de 70 a 80 km/h se limiten a 3 a 5 %; aquellos para una velocidad de diseño de 60 km/h a 4 a 6 %; aquellos para una velocidad de diseño de 40 a 50 km/h a 5 a 7 %; y aquellos para una velocidad de diseño de 30 a 40 km/h de 6 a 8 %. Las rampas unidireccionales en bajada deben mantenerse con los mismos máximos generales, pero en casos especiales pueden ser un 2 % mayor.

Cuando sea apropiado para las condiciones topográficas, pueden usarse pendientes más pronunciadas de lo deseable. Donde las terminales de rampa están ubicadas correctamente y se ajustan a otras necesidades de diseño y donde la curvatura se ajusta a una velocidad de diseño razonable, las rampas generalmente son lo suficientemente largas para alcanzar la diferencia de elevación con pendientes suaves y no demasiado pronunciadas.

Austroroads (2015) distingue entre rampas en los sistemas de intercambios y rampas en los servicios de intercambios. Las rampas en los sistemas intercambios son rampas directas o rampas semidirectas y proporcionan movimientos de velocidad relativamente alta, mayores a 80 km/h entre las principales vías arteriales como las autopistas. Por lo tanto, la geometría vertical debe elegirse para permitir que el tráfico de rampa se mueva entre las principales carreteras de manera eficiente y segura. Por esta razón, se recomienda que el gradiente máximo preferido sea del 3% con un máximo absoluto del 5%.

La elección del gradiente en estas rampas debe tener en cuenta la gran cantidad de camiones que utilizan tales infraestructuras y garantizar que se proporcione un nivel adecuado de servicio. Sin embargo, cuando el espacio es restringido y los gradientes mínimos pueden no ser factibles por generar rampas relativamente largas, generalmente se proporcionan rampas de dos carriles para permitir que los vehículos más lentos sean superados en pendientes cuesta arriba.

En el caso de las rampas en los servicios de intercambios, que son aquellas que unen autopistas con vías de menor nivel, Austroads (2015) recomienda los gradientes mostrados en la **Tabla 19**.

Tabla 19. Máximos gradientes para rampas tipo diamante y tipo lazo.

Rampas tipo diamante			
Tipo de rampa	Orientación de pendiente	Deseado (%)	Máximo (%)
Rampa de salida	Cuesta abajo	-4	-6
	Cuesta arriba	+6	+8
Rampa de entrada	Cuesta abajo	-6	-8
	Cuesta arriba	+3	+5
Rampas de lazo o bucle			
Rampa de salida	Cuesta abajo	-3	-4
	Cuesta arriba	+5	+7
Rampa de entrada	Cuesta abajo	-6	-8
	Cuesta arriba	+3	+5

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges, 2015.

3.4.5.3. Peralte y pendiente transversal

El mínimo valor de pendiente transversal está determinado por las necesidades de drenaje. Según las consideraciones de diseño de AASHTO (2011) en autopistas y en rampas tangentes los valores mínimos de pendiente transversal deben variar en el rango de 1.5 % a 2 %.

En cuanto al peralte de estos elementos se deben analizar tres segmentos de una rampa para determinar las tasas de peralte que serían compatibles con la velocidad de diseño y la configuración de la rampa. El terminal de salida, la rampa propiamente dicha y el terminal de entrada deben estudiarse en conjunto para determinar la velocidad de diseño y las tasas de peralte adecuadas.

La tasa de peralte más alta para las carreteras es del 10 %, aunque el 12 % se utiliza en algunos casos. Las tasas superiores al 8 % solo se usan en áreas sin nieve y hielo. Aunque las tasas de peralte superiores ofrecen una ventaja a los conductores que viajan a altas velocidades, la experiencia indica que aquellas superiores al 12 % están más allá de los límites prácticos. En general, el 8 % se reconoce como un valor máximo razonable para el peralte. En el **Anexo A** se presentan las tasas de peralte junto con los radios mínimos requeridos (AASHTO, 2011).

Dentro de los requerimientos geométricos de las rampas, Austroads (2015) establece los peraltes máximos deseables, así como el radio mínimo deseable de curvatura horizontal, según la velocidad de diseño de la rampa y la fricción lateral “f”. Dichos valores son presentados en la **Tabla 20**.

Tabla 20. Peraltes deseables y máximos según velocidad de diseño.

Características de control de diseño	Valores según velocidad de diseño del elemento (km/h)								
	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Peralte máximo deseable (%)	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Mínimo radio de curvatura horizontal deseable (m) – valores f mínimos deseables	35	55	95	155	230	340	440	530	670
Peralte máximo (%)	7	7	7	7	6	6	6	6	6
Mínimo radio de curvatura horizontal deseable (m) – valores f máximos	30	50	75	105	160	245	360	530	670

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges, 2015.

A pesar de los valores antes mostrados, se pueden usar valores más altos en circunstancias limitadas con un máximo absoluto de 10% (Austroads, 2015).

3.4.5.4. Gore

El término "gore" indica un área ubicada después de los puntos de intersección del hombro como se ilustra en la **Figura 30**. La nariz física es un punto ubicado antes del gore, que tiene un ancho y que separa las carreteras. La nariz pintada es un punto que se produce en la separación de las carreteras. El área neutral se refiere al área triangular entre la nariz pintada y la nariz gore e incorpora la nariz física. El diseño geométrico de estos es una parte importante del diseño de la terminal de rampa de salida. Es el área del punto de decisión que debe verse y entenderse claramente al acercarse a los conductores. Además, la vía de separación de la rampa no solo debe ser claramente evidente, sino que también debe tener una forma geométrica apropiada para las velocidades probables en ese punto. En una serie de salidas a lo largo de una autopista, los gore deberían ser uniformes y tener el mismo aspecto para los conductores (AASHTO, 2011).

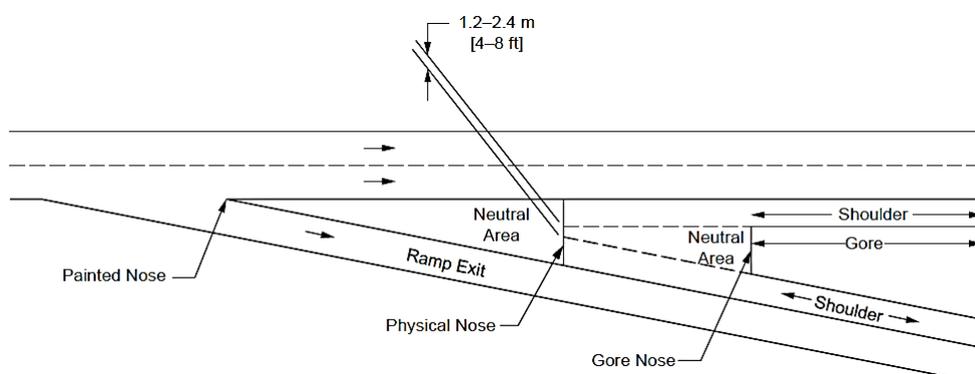


Figura 30. Área de gore.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

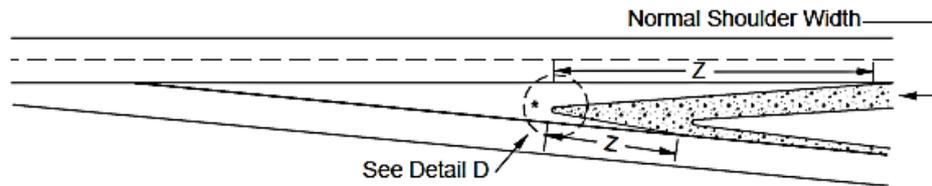
Como regla general, el ancho en la nariz gore es típicamente entre 6.0 a 9.0 m, incluyendo los hombros pavimentados, medidos entre la vía principal y la rampa; y toda el área triangular debe ser pintada para delinear los caminos apropiados en cada lado y para ayudar al conductor a identificar el área.

La tasa de choques en las áreas de gore es generalmente mayor que la tasa en otras ubicaciones de una carretera. Por esta razón, el gore, y el área sin pavimentar más allá, deben mantenerse libres de obstrucciones para proporcionar un área de recuperación clara. Los soportes de letreros, luminarias y estructuras de calzadas deben mantenerse alejados del área de gore. En lo posible se deben emplear soportes flexibles para el letrero de salida, y sus zapatas de concreto, donde se usen, deben mantenerse al nivel del suelo.

Desafortunadamente, habrá situaciones donde la colocación de una obstrucción importante es inevitable. En reconocimiento de esto, se ha dirigido un esfuerzo considerable hacia el desarrollo de dispositivos de amortiguación o disipadores de energía para su uso en tales objetos fijos. En la actualidad se utilizan varios tipos de amortiguadores de choque. Estos dispositivos reducen sustancialmente la gravedad de las colisiones.

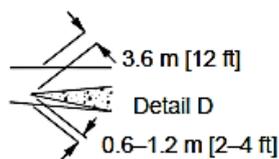
El término gore también se usa para referirse al área similar entre una autopista y una rampa de entrada. En forma, disposición y extensión, el área de maniobra triangular en una terminal de entrada es muy similar a la de una salida.

La **Figura 31** ilustra diseños típicos de gore para rampas de salida de flujo libre. Aquí se representan un área de recuperación adyacente al carril de paso exterior y una compensación moderada a la izquierda de la rampa.



Nariz de salida tipo cónica

(a)



Nariz de salida tipo paralelo

(b)

Figura 31. Detalles típicos de gore.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

La **Tabla 21** muestra las longitudes mínimas para los estrechamientos mostrados como longitud Z en la figura anterior.

Tabla 21. Longitud mínima de estrechamiento más allá de la nariz compensada.

Velocidad de diseño de autopista	Longitud de estrechamiento de nariz (Z) por unidad de ancho de nariz compensada
50	15
60	20
70	22.5
80	25
90	27.5
100	30
110	35
120	40

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

3.4.5.5. Ancho de rampa

Los anchos de la rampa se rigen por el tipo de operación, la curvatura y el volumen y el tipo de tráfico. Se debe tener en cuenta que el ancho de la carretera para una carretera con giro incluye el ancho de la vía propiamente dicha más el ancho de berma o el desplazamiento equivalente fuera de los bordes del camino recorrido (AASHTO, 2011). Los anchos de diseño de rampas para diversas condiciones se dan en la **Tabla 22**.

Las vías de giro se clasifican con fines operacionales, según AASHTO (2011), como operación de un carril, con o sin oportunidad de pasar un vehículo detenido, y operación de dos carriles, ya sea unidireccional o bidireccional. Tres casos se consideran comúnmente en el diseño:

- Caso I. Un carril sin disposición para pasar un vehículo detenido. Generalmente es apropiado para pequeños o moderados volúmenes de giro moderados y donde el camino de conexión es relativamente corto. En estas condiciones, la posibilidad de avería de un vehículo es remota, pero uno de los bordes del camino recorrido debe tener preferiblemente una acera inclinada o estar alineado con la berma.
- Caso II. Un solo carril con provisión para pasar un vehículo detenido se utiliza para permitir el funcionamiento a baja velocidad y con suficiente espacio libre para que otros vehículos puedan pasar un vehículo detenido. Estos anchos son aplicables a todos los giros de volúmenes de tráfico moderados o altos que no excedan la capacidad de una conexión de carril único. En caso de avería, el flujo de tráfico se puede mantener a una velocidad algo reducida. Muchas rampas y conexiones en intersecciones canalizadas están en esta categoría.
- Caso III. La operación de dos carriles, ya sea de una o dos direcciones, es aplicable cuando para la operación se necesitan dos carriles para manejar el volumen de tráfico.

Tabla 22. Diseño de anchos de calzada.

Radio interior de calzada (m)	Ancho de pavimento (m)								
	Caso I			Caso II			Caso III		
	Condiciones de diseño de tráfico								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	5.4	5.5	7.0	6.0	7.8	9.2	9.4	11.0	13.6
25	4.8	5.0	5.8	5.6	6.9	7.9	8.6	9.7	11.1
30	4.5	4.9	5.5	5.5	6.7	7.6	8.4	9.4	10.6
50	4.2	4.6	5.0	5.3	6.3	7.0	7.9	8.8	9.5
75	3.9	4.5	4.8	5.2	6.1	6.7	7.7	8.5	8.9
100	3.9	4.5	4.8	5.2	5.9	6.5	7.6	8.3	8.7
125	3.9	4.5	4.8	5.1	5.9	6.4	7.6	8.2	8.5
150	3.6	4.5	4.5	5.1	5.8	6.4	7.5	8.2	8.4
Tangente	3.6	4.2	4.2	5.0	5.5	6.1	7.3	7.9	7.9
Modificación de ancho por condiciones de borde									
Bordillo vertical en un lado	Agregar 0.30 m			No aplica			Agregar 0.30 m		
Bordillo vertical en ambos lados	Agregar 0.60 m			Agregar 0.30 m			Agregar 0.60 m		

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

Además, los valores mostrados en la tabla anterior están en función de tres condiciones generales de diseño de tráfico, de la siguiente manera:

- Condición del tráfico A. Predominantemente vehículos de pasajeros, pero considerando un pequeño volumen de camiones o solo un camión ocasionalmente.
- Condición de tráfico B. Tiene un volumen moderado de camiones en el rango de 5 a 10 % del tráfico total, pero cierta consideración para los vehículos de remolque.
- Condición de tráfico C. Suficientes autobuses y camiones combinados para gobernar el diseño. Esta condición tiene más camiones y más grandes.

Los valores de ancho de pavimento y berma para las rampas, según Austroads (2015), se muestran en la **Tabla 23**. Las bermas deben estar pavimentadas y, donde sea posible, tengan color y/o textura que difiera de la calzada para proporcionar un contraste útil y ayudar a evitar el tráfico en la berma.

Tabla 23. Anchos de rampa y berma para intercambios.

Número de carriles en rampa	Ancho de carril (m)	Ancho de berma (m)	
		Izquierdo	Derecho
Uno (en la nariz)	4.0	2.0	1.0
Dos (en la nariz)	3.5	2.0	1.0
Dos después de ingresar a la rampa(uno en la nariz)	3.5	1.0	1.0
Tres	3.5	2.0	1.0

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges, 2015.

Estos anchos de berma permiten pasar un vehículo detenido utilizando el ancho total del pavimento de la rampa. En las rampas de giro de alta velocidad, se debe considerar la adopción de un ancho de berma izquierdo de 3.0 m para permitir que los vehículos detenidos se mantengan alejados de los carriles de paso (Austroads, 2015).

3.4.6. Terminales de rampa

El terminal de una rampa es aquella porción adyacente a la vía de paso que incluye carriles de cambio de velocidad, estrechamientos e islas. Además, los terminales se clasifican como de uno o varios carriles, de acuerdo con el número de carriles en la rampa en el terminal, y como un tipo cónico o paralelo, según la configuración del carril de cambio de velocidad.

3.4.6.1. Ubicación de la terminal y distancia de visión

Deben evitarse diseños que den como resultado una terminal de salida oculta detrás de una curva vertical de cresta, especialmente en carreteras de alta velocidad. De preferencia los terminales de rampa de entrada de alta velocidad deben ubicarse en las pendientes descendentes para ayudar a la aceleración del camión. Se debe disponer de una distancia visual adecuada en las terminales de entrada para que la combinación del tráfico en la rampa pueda ajustar la velocidad para combinarse en las brechas de la instalación principal.

Las rampas de bucle ubicadas más allá de la estructura, como en la hoja de trébol convencional o en ciertas disposiciones de hojas de trébol parciales, generalmente necesitan una línea de desaceleración paralela. La salida real de la línea auxiliar es difícil de ubicar para los conductores incluso cuando la distancia visual no está restringida por una curva vertical. Colocar la salida antes de la estructura a través de una única salida alivia esta preocupación.

3.4.6.2. Diseño del terminal de rampa

Los perfiles de los terminales de rampa se deben diseñar en asociación con las curvas horizontales para evitar restricciones visuales que afecten adversamente las operaciones. En una salida a una rampa en una pendiente descendente, el conductor no debe encontrar repentinamente una curva horizontal delante. En su lugar, la curva vertical inicial de la cresta debería alargarse y la distancia visual sobre ella debería aumentarse para que la dirección y la ubicación de la curva horizontal sean evidentes para el conductor con suficiente antelación para dar tiempo al conductor a responder adecuadamente. En una terminal de entrada desde una rampa en una pendiente ascendente, la porción de la rampa prevista para la aceleración y la terminal de la rampa deben estar paralelas al perfil de la vía para permitir que los conductores que ingresan tengan una visión clara del camino adelante, al costado y en la parte trasera.

Es deseable que los perfiles de los terminales de rampa de carretera se diseñen con una plataforma en el lado de la rampa de la punta de aproximación o extremo de fusión. Esta plataforma debe tener al menos 60 m de longitud y debe tener un perfil que no difiera mucho del de la línea de tráfico adyacente.

3.4.6.3. Distancia entre una terminal y la estructura

El terminal de una rampa no debe estar cerca de la estructura de intercambio. Si no es práctico colocar el terminal de salida antes de la estructura, la terminal que sale después de la estructura debe retirarse para asegurarse de que los conductores viajen cierta distancia después de pasar la estructura para ver la salida y comenzar la maniobra. La distancia entre la estructura y la nariz en el terminal de la rampa debería ser suficiente para que los conductores salgan de los carriles de paso sin obstáculos indebidos a través del tráfico. Tal distancia también ayuda a los conductores que ingresan desde una terminal de rampa después de la estructura para que tengan una vista clara en la maniobra de ingreso.

Las condiciones para determinar la distancia entre una estructura y la punta de aproximación del lado lejano son similares a las discutidas para las líneas de cambio de velocidad. Se sugiere una distancia mínima entre la estructura y una punta de salida de aproximadamente la misma longitud que la de un cambio de velocidad.

La distancia de separación entre una estructura y un terminal de rampa es menor para los terminales antes del intercambio que para los que se encuentren después del intercambio. La terminal de salida es claramente vista para los conductores que viajan en la carretera mientras que los conductores que ingresan en una terminal de entrada ven afectada su visión por la infraestructura del intercambio. Cuando una rampa de entrada antes de la estructura necesita un carril de aceleración, la terminal de rampa debe ubicarse para proporcionar suficiente longitud entre la terminal y la estructura. En caso contrario, el carril de aceleración puede continuar a través de la estructura.

3.4.6.4. Distancia entre sucesivas terminales de rampa

En las autopistas, dos o más terminales de rampa a menudo se ubican en estrecha sucesión. Para proporcionar suficiente longitud de entrecruzamiento y espacio adecuado para la señalización, se debe proporcionar una distancia razonable entre las sucesivas terminales de rampa. El espacio entre los terminales de rampa sucesivos depende de la clasificación del intercambio involucrado, la función de los pares de rampa (entrada o salida) y potencial de entrecruzamiento.

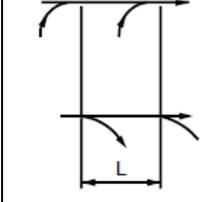
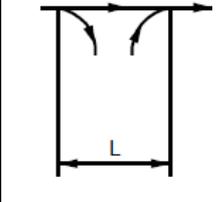
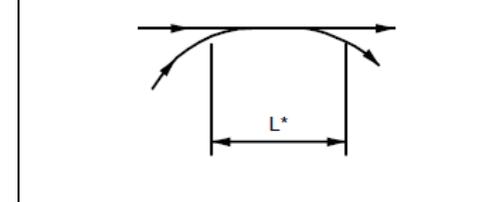
Las posibles combinaciones de rampas son: una entrada seguida de una entrada (EN-EN), una salida seguida de una salida (EX-EX), una salida seguida de una entrada (EX -EN), y una entrada seguida de una salida (EN-EX).

La **Tabla 24** presenta el espaciado mínimo recomendado de las terminales de rampa para las diversas combinaciones de rampas. Las recomendaciones presentadas se basan en la experiencia operativa y la necesidad de flexibilidad y una señalización adecuada. Deben controlarse de acuerdo con el procedimiento descrito en el HCM 2010 para medir la longitud de la sección de entrecruzamiento. Las distancias etiquetadas L en la **Tabla 24** se miden entre las narices pintadas.

Cuando una rampa de entrada es seguida por una rampa de salida, la distancia mínima absoluta entre las narices se rige por consideraciones de entrecruzamiento. La política de espaciado para las combinaciones de rampa EN-EX no es aplicable a las rampas de bucle de hoja de trébol. Para estos intercambios, la distancia entre las narices de rampa EN-EX depende principalmente de los radios de la rampa de bucle y de los anchos de la calzada. Es deseable un carril de recuperación más allá de la nariz de la salida de la rampa de bucle.

Cuando la distancia entre las narices sucesivas es inferior a 450 m, los carriles de cambio de velocidad se deben conectar para proporcionar un carril auxiliar. Este carril auxiliar mejora el funcionamiento del tráfico en secciones relativamente cortas de la autopista y no se considera una adición al número básico de carriles.

Tabla 24. Longitud mínima entre terminales de rampa sucesivos según AASHTO.

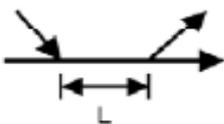
EN-EN o EX-EX		EX-EN		EN-EX			
							
Autopista	CDR o FDR	Autopista	CDR o FDR	De vía principal a secundaria		De vía secundaria a principal	
				Autopista	CDR o FDR	Autopista	CDR o FDR
Mínima longitud medida entre terminales de rampa sucesivos (m)							
300	240	150	120	600	480	480	300

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

Cada rampa de entrada y salida crea un cierto nivel de turbulencia en la corriente de tráfico a cada lado de la salida o punto de entrada. El alcance de esta perturbación, conocida como área de influencia, es hasta aproximadamente 450 m antes del punto de divergencia en rampas de salida y 450 m después del punto de fusión de la rampa de entrada. Es por ello que el espaciado de las rampas y la ubicación de las mismas son importantes en las condiciones de operación del tráfico, así como la efectividad de la señalización informativa (Austroads, 2017).

Los valores de espaciado entre rampas según Austroads (2017), en cuanto a salidas y entradas sucesivas, así como en el caso de una salida seguida de una entrada, coinciden con los valores indicados por AASHTO. No obstante, en el caso de una entrada seguida de una salida, las distancias deseables cambian de acuerdo al número de carriles en la autopista y dichos valores se presentan en la **Tabla 25**. Las distancias menores a las deseadas deben ser analizadas de acuerdo al HCM 2010.

Tabla 25. Longitud mínima entre terminales de rampa sucesivos según Austroads.

EN-EX	Número de carriles	Longitud deseada entre terminales
	2 carriles	900
	3 carriles	1200
	4 carriles	1500

Fuente: Austroads, Guide to Traffic Management Part 6, 2017.

3.4.6.5. Carriles de cambio de velocidad

Se requiere que los conductores que salen de una carretera en un intercambio reduzcan la velocidad al salir por la rampa y los que ingresan desde un rampa aceleren hasta que alcancen la velocidad deseada en la carretera. Debido a que la variación en la velocidad suele ser considerable, se deben tomar medidas para acelerar y desacelerar en carriles auxiliares a fin de disminuir la injerencia en el tránsito y reducir el potencial riesgo de colisión. Tal carril auxiliar, que incluye áreas de estrechamiento, se puede denominar carril de cambio de velocidad.

Un carril de cambio de velocidad debe tener suficiente longitud para permitir que un conductor haga el cambio apropiado de velocidad entre la carretera y la rampa de giro. Además, en el caso de un carril de aceleración, debe haber una longitud adicional para permitir ajustes en las velocidades de ambos vehículos, los que van de frente y los entrantes, para que el conductor ingrese de manera segura antes de que el carril de aceleración termine.

Los carriles de cambio de velocidad son del tipo cónico y del tipo paralelo. Cualquier tipo, cuando se diseñe correctamente, funcionará satisfactoriamente. Sin embargo, el tipo paralelo es más usado en Estados Unidos. Algunos diseñadores usan el tipo cónico para las salidas y el tipo paralelo para las entradas. En la **Figura 32** se muestra un carril de cambio de velocidad del tipo cónico en un terminal de una rampa de entrada.

3.4.7. Terminales de flujo libre de un solo carril

3.4.7.1. Terminales de entrada

AASHTO (2011) presenta 2 tipos de terminales de entrada: el tipo cónico y el tipo paralelo; cada una con consideraciones diferentes.

Cuando se diseña adecuadamente, la entrada de tipo cónico opera sin inconvenientes en solicitud de cualquier volumen, incluyendo la capacidad de diseño de las áreas de fusión de tráfico. En la **Figura 32** se muestra un terminal de entrada de tipo cónico típico de un solo carril.

AASHTO (2011) señala que la longitud de aceleración L_a no debe comenzar en la curvatura de la rampa a menos que el radio sea igual a 300 m o más. Además, la longitud de aceptación de brecha L_g debe tener un mínimo de 150 m.

La entrada se fusiona en la autopista con un cono largo y uniforme. Los estudios operativos muestran una tasa de conicidad conveniente de aproximadamente 50:1 a 70:1 entre el borde exterior del carril de aceleración y el borde del carril de tránsito. L_g , también es una consideración en el diseño

de las entradas de tipo conificado, como se ilustra en la **Figura 32**. Los vehículos, tras recorrer L_g , deben haber alcanzado una velocidad que esté dentro de los 10 km/h de la velocidad operativa de la autopista.

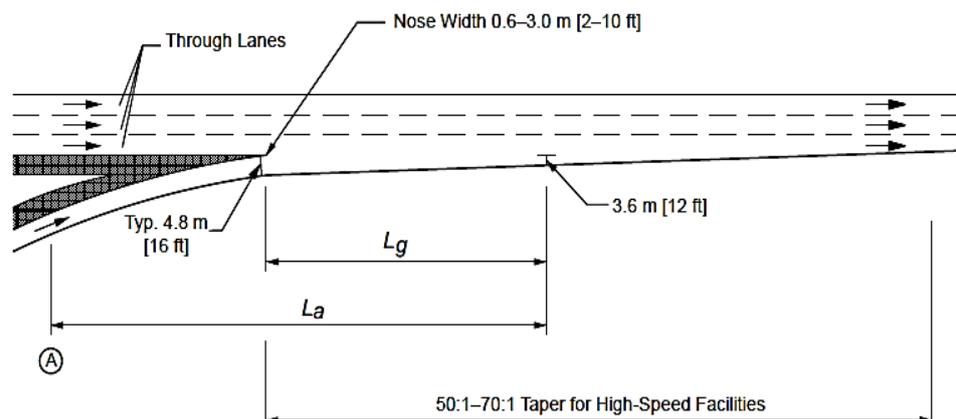


Figura 32. Rampa de entrada cónica de un carril.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

La distancia necesaria para la aceleración antes de este punto de convergencia se rige por la diferencia de velocidad entre la velocidad de operación en la curva de entrada de la rampa y la velocidad de operación de la carretera. La **Tabla 26** muestra las longitudes mínimas de aceleración para las terminales de entrada.

Tabla 26. Longitudes de aceleración mínimas en terminales de gradiente 2% o menos.

Longitud de aceleración (m), según velocidad de diseño en la curva de entrada (km/h)									
Autopista		Condición de parada	20	30	40	50	60	70	80
Velocidad de diseño, V (km/h)	Velocidad alcanzada V_a (km/h)	Velocidad inicial en la curva, V_a' (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
50	37	60	50	30	-	-	-	-	-
60	45	95	80	65	45	-	-	-	-
70	53	150	130	110	90	65	-	-	-
80	60	200	180	165	145	115	65	-	-
90	67	260	245	225	205	175	125	35	-
100	74	345	325	305	285	255	205	110	40
110	81	430	410	390	370	340	290	200	125
120	88	545	530	515	490	460	410	325	345

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

Se sugiere el uso del mayor valor entre la longitud de aceleración o la aceptación de brecha en el diseño de la entrada de la rampa. Cuando hay pendientes en las rampas, las longitudes de cambio de velocidad deben ajustarse de acuerdo con la **Tabla 27**.

Por su parte, la entrada de tipo paralelo proporciona un carril adicional de longitud suficiente para permitir que un vehículo acelere a la velocidad de la autopista antes de la fusión. En la **Figura 33** se muestra un diseño típico de una entrada de tipo paralelo. Es deseable proporcionar una curva con un radio de 300 m o más y una longitud de al menos 60 m antes de la línea adicional. Si esta curva tiene un radio corto, los conductores son propensos a conducir directamente a la autopista sin usar el carril de

aceleración. Este comportamiento da como resultado operaciones de fusión no deseadas.

Tabla 27. Factores de ajuste para carril de cambio de velocidad.

Velocidad de diseño de autopista (km/h)	Carriles de desaceleración					
	Relación entre la longitud con gradiente y la longitud al nivel para la velocidad de diseño de la curva de giro (km/h)					
Todas las velocidades	3 a 4 % cuesta arriba 0.9			3 a 4 % cuesta abajo 1.2		
Todas las velocidades	5 a 6 % cuesta arriba 0.8			5 a 6 % cuesta abajo 1.35		
Velocidad de diseño de autopista (km/h)	Carriles de aceleración					
	Relación entre la longitud con gradiente y la longitud al nivel para la velocidad de diseño de la curva de giro (km/h)					
	40	50	60	70	80	Todas las velocidades
	3 a 4 % cuesta arriba					3 a 4 % cuesta abajo
60	1.3	1.3	1.4	-	-	0.7
70	1.3	1.4	1.4	1.5	-	0.65
80	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	0.65
90	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	0.6
100	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	0.6
110	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	0.6
120	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	0.6
	5 a 6 % cuesta arriba					5 a 6 % cuesta abajo
60	1.5	1.5	-	-	-	0.6
70	1.5	1.6	1.7	-	-	0.6
80	1.5	1.7	1.9	1.8	-	0.55
90	1.6	1.8	2.0	2.1	2.2	0.55
100	1.7	1.9	2.2	2.4	2.5	0.5
110	2.0	2.2	2.6	2.8	3	0.5
120	2.3	2.5	3.0	3.2	3.5	0.5

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

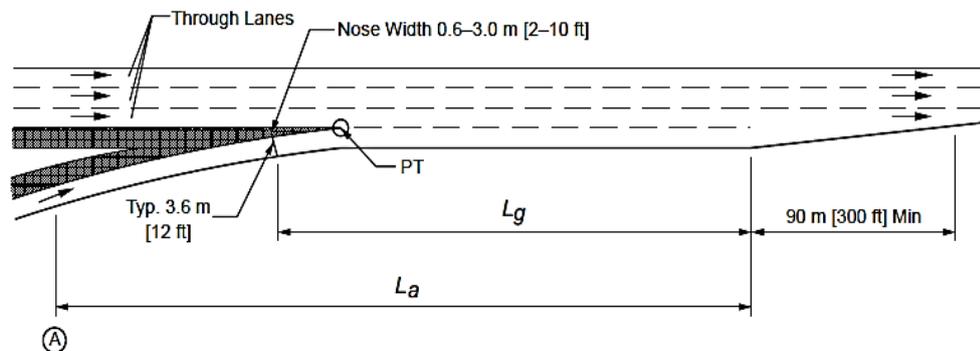


Figura 33. Rampa de entrada paralela de un carril.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

El estrechamiento después de un carril de aceleración de este tipo debe ser de una longitud adecuada para guiar el vehículo gradualmente hacia

el carril de la autopista. Una longitud cónica de aproximadamente 90 m es adecuada para velocidades de diseño de hasta 110 km/h.

Las longitudes mínimas de aceleración para los terminales de entrada son las mostradas anteriormente en la **Tabla 26**, y los ajustes por gradiente en la Tabla 27.

Las ventajas en operaciones de tráfico eficientes y bajas frecuencias de choque en las vías de aceleración proporcionadas por entradas de tipo paralelo son bien reconocidas. Un largo carril de aceleración proporciona más tiempo para que los vehículos que se fusionan encuentren una brecha en el flujo de tráfico continuo. Una longitud de carril de aceleración de al menos 360 m más el estrechamiento es deseable donde sea que se prevea que la rampa y la autopista frecuentemente transportarán volúmenes de tráfico aproximadamente iguales a la capacidad de diseño de la sección de fusión (AASHTO, 2011).

Para Austroads (2015) las terminales de entrada donde los volúmenes son bajos se pueden atender con una combinación simple, o con una línea auxiliar seguida de una fusión de carriles donde los volúmenes son altos. Sin embargo, recomienda prestar atención a la velocidad puesto que en todos los intercambios de carreteras de alta velocidad, es decir velocidad de funcionamiento mayor a 80 km/h, es una buena práctica proporcionar un carril auxiliar para permitir que el tráfico entrante viaje en paralelo y a la misma velocidad de operación que la autopista, mientras busca un espacio en el carril adyacente. En cambio, en autopistas de baja velocidad y volumen bajo de tráfico hay brechas disponibles para ingresar al tráfico y se puede proporcionar una combinación simple.

La **Figura 34** muestra una entrada de un solo carril de tipo cónico según Austroads (2015), una combinación simple adecuada para algunas situaciones de baja velocidad.

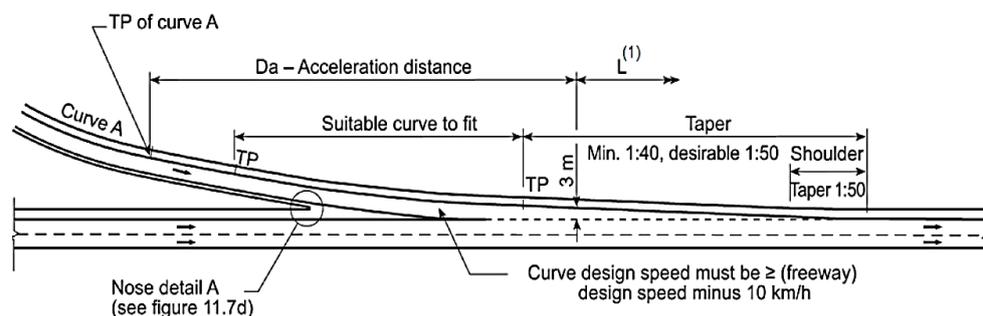


Figura 34. Rampa de entrada de un carril tipo cónica.

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

La **Figura 35** muestra una rampa de entrada de carril único con una línea auxiliar para permitir que los conductores que ingresan viajen en paralelo y a la velocidad de operación de la carretera principal mientras seleccionan un espacio para ingresar.

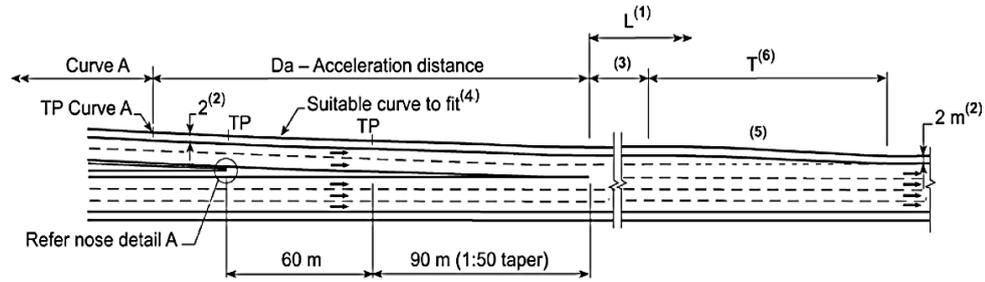


Figura 35. Rampa de entrada de un carril tipo paralelo.
Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

Los valores de distancia de aceleración que se muestran en la **Tabla 28** son para gradientes de hasta 2 %. Para otros valores de gradiente se debe usar el ajuste según la **Tabla 29**.

Tabla 28. Distancias de aceleración según Austroads.

Velocidad de diseño de curva A (km/h)	D_a (m)					
	Velocidad de diseño de autopista (km/h)					
	70	80	90	100	110	120
0	165	235	330	450	610	795
20	150	220	315	435	595	780
30	140	210	305	425	585	770
40	125	195	290	410	570	755
50	95	165	260	380	540	730
60	55	125	220	340	500	700
70	-	75	170	290	450	660
80	-	-	95	220	380	600

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges, 2015.

Tabla 29. Corrección por pendiente de las distancias de aceleración según Austroads.

Velocidad de diseño de la autopista (km/h)	Relación entre la longitud con gradiente y la longitud al nivel para la velocidad de diseño de la curva de giro (km/h)									
	3 a 4 % cuesta arriba					5 a 6 % cuesta arriba				
	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70
70	1.30	1.30	1.35	1.35	-	1.50	1.55	1.60	1.75	-
80	1.30	1.35	1.40	1.40	1.45	1.50	1.60	1.70	1.90	2.15
90	1.35	1.40	1.45	1.45	1.50	1.60	1.70	1.80	2.05	2.30
100	1.40	1.45	1.50	1.50	1.55	1.70	1.80	2.00	2.20	2.45
110	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	2.00	2.10	2.30	2.60	2.80
120	1.60	1.55	1.70	1.75	1.85	2.30	2.50	2.70	3.00	3.25
	3 a 4 % cuesta abajo					5 a 6 % cuesta abajo				
	Todas las velocidades									
80	0.65					0.55				
100	0.6					0.5				
110	0.6					0.5				
120	0.6					0.5				

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges, 2015.

El manual de diseño australiano la longitud del carril paralelo también es una consideración importante. La **Tabla 30** muestra la distancia recomendada basada en los cuatro segundos de recorrido del vehículo de fusión. Esta longitud debe extenderse si:

- Un análisis de tráfico y/o experiencia operativa muestra la necesidad de un carril más largo.
- El carril debe pasar por encima de una cresta y debe alcanzarse una distancia visual adecuada hasta el final del carril.

Tabla 30. Longitud de carril paralelo en rampas de entrada.

Tipo de vía	Longitud de carril paralelo (m)	
	Deseable	Mínima
Autopista con velocidad de operación mayor a 80 km/h	Longitud basada en 4 segundos de tiempo de viaje, como máximo 200 metros.	Longitud basada en 4 segundos de tiempo de viaje
Autopista con velocidad de operación menor a 80 km/h o vías secundarias	Longitud basada en 4 segundos de tiempo de viaje	0

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges, 2015.

3.4.7.2. Terminales de salida

Igual que en apartado anterior, tanto el tipo cónico como el paralelo son los tipos de terminal de salida sugeridos por AASHTO (2011).

La salida de tipo cónico se adapta a la maniobra preferida por los conductores en general, lo que les permite proseguir un camino fácil dentro del área de divergencia. El terminal de salida de tipo cónico generalmente proporciona una indicación clara del punto de salida del carril de paso y, en general, se ha encontrado que funciona sin inconvenientes en autopistas de gran volumen. El ángulo de divergencia es usualmente entre 2 y 5 grados.

Los estudios realizados por AASHTO en este tipo de terminal muestran que casi la totalidad de los automóviles salen de la carretera a velocidades altas, lo que disminuye el potencial riesgo de colisiones traseras que son propias de la desaceleración en el carril de la carretera. La **Figura 36** muestra un diseño típico para una salida de tipo cónico.

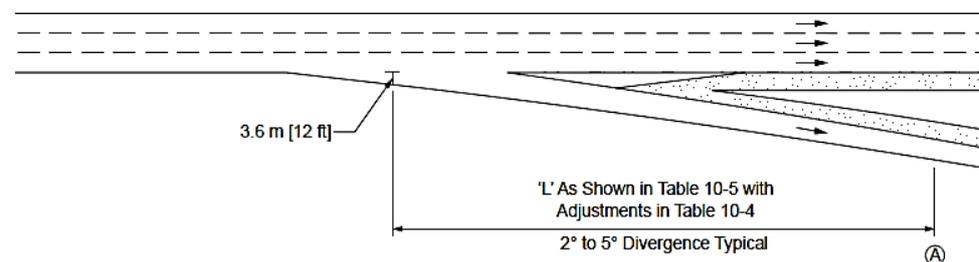


Figura 36. Rampa de salida cónica de un carril.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

Los vehículos deberían desacelerarse después de despejar el carril de tránsito y antes de llegar al punto que limita la velocidad de diseño para la rampa propiamente dicha. Se puede suponer que la longitud disponible para la desaceleración se extiende desde un punto donde el borde derecho de la cuña cónica está a unos 3,6 m desde el borde derecho del carril de paso, hasta el punto de la primera curva horizontal de la rampa. La longitud proporcionada entre estos puntos debe ser al menos tan grande como la distancia necesaria para lograr la desaceleración adecuada, que se rige por la velocidad del tráfico en el carril de paso y la velocidad que se alcanzará en la

rampa. Las longitudes mínimas de desaceleración para varias combinaciones de velocidades de diseño para la carretera y para el camino de la rampa se muestran en la **Tabla 31**. Los ajustes por pendiente son los mostrados anteriormente en la **Tabla 19**.

Tabla 31. Distancias mínimas de desaceleración para terminales con gradiente máximo de 2% según AASHTO.

Longitud de desaceleración (m), según velocidad de diseño en la curva de salida (km/h)									
Autopista		Condición de parada	20	30	40	50	60	70	80
Velocidad de diseño, V (km/h)	Velocidad alcanzada V_a (km/h)	Velocidad promedio en la curva de salida, V_a' (km/h)							
		0	20	28	35	42	51	63	70
50	47	70	60	45	-	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	63	110	105	95	85	70	55	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	55	-
90	77	145	140	135	120	110	100	75	60
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	91	180	180	170	160	150	140	120	105
120	98	200	195	185	175	170	155	140	120

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011

Un terminal de salida de tipo paralelo generalmente comienza con un estrechamiento, seguido de un carril adicional que es paralelo al camino recorrido. En la **Figura 37** se muestra una salida de esta clase. Este tipo de terminal proporciona un área de salida atractiva, porque la vista del estrechamiento y el ancho agregado son muy evidentes.

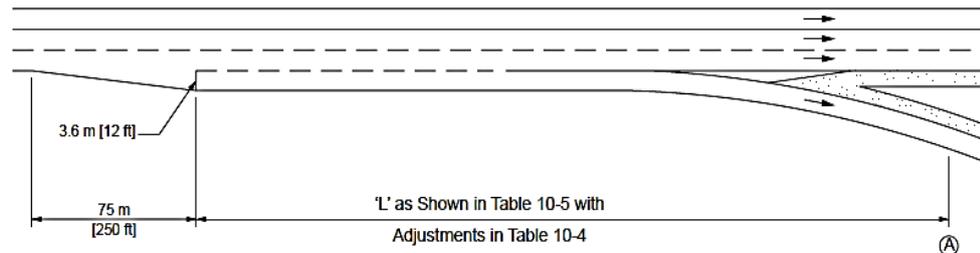


Figura 37. Rampa de salida paralela de un carril.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

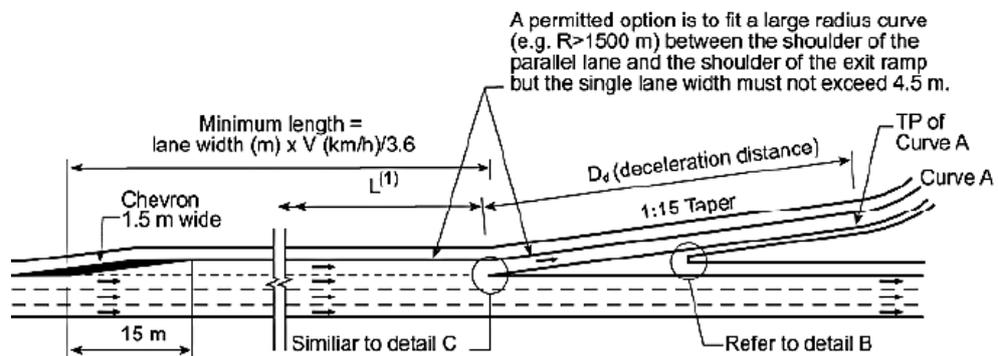
La longitud de un carril de desaceleración de tipo paralelo generalmente se mide desde el punto donde el carril adicional alcanza un ancho de 3.6 m hasta el punto donde la alineación de la rampa se aleja de la alineación de la autopista. Las longitudes mínimas son las mismas mostradas en la **Tabla 31** y los ajustes por pendiente son los mostrados en la **Tabla 27**. Es más probable que los carriles de desaceleración de tipo paralelo más largos sean utilizados adecuadamente por los conductores que los carriles más cortos. Por lo tanto, AASHTO (2011) indica longitudes deseables de al menos 240 m.

La parte cónica de un carril de desaceleración de tipo paralelo debe tener un estrechamiento de aproximadamente 15: 1 a 25: 1. Una conicidad larga indica la ruta general a seguir y reduce la parte no utilizada de la línea de desaceleración. Sin embargo, tiende a atraer al conductor que pretende seguir de frente al carril de desaceleración. Una pequeña conicidad logra un

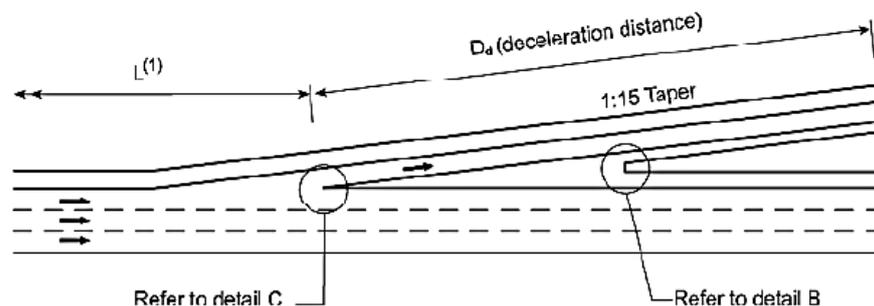
mejor resultado dando una indicación positiva al conductor del carril adicional que se encuentra adelante.

Tanto Austroads (2015) como AASHTO (2011) indican que las terminales de rampa de salida en la carretera principal donde los volúmenes son bajos deben estar diseñadas como una simple divergencia, pero marcada con un estrechamiento de salida relativamente agudo para reconocimiento del conductor; y donde los volúmenes son altos un carril paralelo es el diseño mínimo deseable donde se requiere un alto nivel de servicio para una rampa en una autopista.

La **Figura 38** muestra las salidas típicas de una sola vía para intercambios. Los diseños se basan en la salida a la izquierda del carril de paso y la desaceleración ocurre después de que el vehículo ha salido del carril de paso y se encuentra en la rampa propiamente dicha. La **Figura 38(a)** muestra el tratamiento deseable y la **Figura 38(b)** muestra el tratamiento de salida mínimo que se ha utilizado para salidas de bajo volumen que comprende una divergencia simple.



(a) Rampa de salida de un carril – tratamiento deseable



(b) Rampa de salida de un carril – tratamiento mínimo

Figura 38. Tipos de tratamiento de rampa de salida de un carril.
Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

Los valores para las distancias de desaceleración y su ajuste por pendiente se presentan en la **Tabla 32**.

Cuando el análisis de tráfico muestre que un carril debe eliminarse más allá de una salida, se debe lograr como se muestra en la **Figura 39**. El estrechamiento del carril debe diseñarse para una velocidad lateral de movimiento de 0,6 m/s.

Tabla 32. Distancia de desaceleración según Austroads.

Velocidad de diseño de la curva A (km/h)	D_d (m)					Ajuste por pendiente		
	Velocidad de diseño de la autopista (km/h)					Pendiente (%)	Relación entre la longitud con gradiente y la longitud al nivel	
	80	90	100	110	120		Cuesta arriba	Cuesta abajo
30	85	110	140	175	210			
40	75	100	130	160	200	0 a 2	1.0	1.0
50	60	85	115	150	185	3 a 4	0.9	1.2
60	45	70	100	130	170	5 a 6	0.8	1.35
70	25	50	80	110	150	-	-	-
80	0	25	55	90	125	-	-	-

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

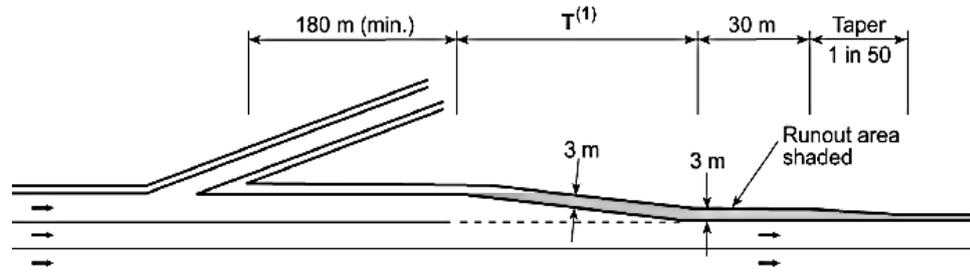


Figura 39. Estrechamiento de carril en una salida.

Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

3.4.8. Terminales de flujo libre de varios carriles

Los terminales multicarril son apropiados cuando el tráfico es demasiado grande para el funcionamiento en un solo carril. Otras consideraciones que pueden requerir terminales de varias líneas son la continuidad a través de la ruta, la cola en rampas, el balance del carril y la flexibilidad del diseño. Los terminales multicarril más comunes consisten en entradas y salidas de dos carriles. Otros terminales de varios carriles se denominan bifurcaciones principales y conexiones de rama. Los últimos términos denotan una separación y unión de dos rutas principales.

3.4.8.1. Terminales de entrada de dos carriles

Las entradas de dos carriles son fundamentales para dos situaciones: ya sea como conexiones de ramas o debido a las necesidades de capacidad para la rampa de entrada. Para satisfacer las necesidades de balance de carril, al menos se debe proporcionar un carril adicional después de la entrada. Esta adición puede ser un carril básico, si es necesario para la capacidad, o un auxiliar que se puede prolongar de 750 a 900 metros más allá de la entrada. En algunos casos, dos carriles adicionales pueden ser necesarios debido a consideraciones de capacidad.

Si la entrada de dos carriles está precedida por una salida de dos carriles, probablemente no haya necesidad de aumentar el número de carriles en la autopista desde el punto de vista de la capacidad.

Las siguientes figuras ilustran terminales de entrada sencillos de dos carriles donde se ha agregado un carril a la autopista. La cantidad de carriles en la autopista tiene poco o ningún efecto en el diseño del terminal. La **Figura 40** presenta una entrada de tipo cónico y la **Figura 41** muestra una entrada de

tipo paralelo. No se recomienda mezclar los dos diseños dentro de un intercambio, grupo de intercambios, o en una localidad. Se debe escoger uno en particular pues los conductores estarán acostumbrados a ese tipo de entrada y una diferente violaría la expectativa del conductor. Por lo tanto, un tipo de terminal no puede catalogarse como insatisfactoria pues en realidad la dificultad puede ser la falta de uniformidad. Cualquiera de las formas de entrada de dos carriles es satisfactoria si se usa exclusivamente dentro de un área o región, pero no deben entremezclarse a lo largo de una ruta determinada.

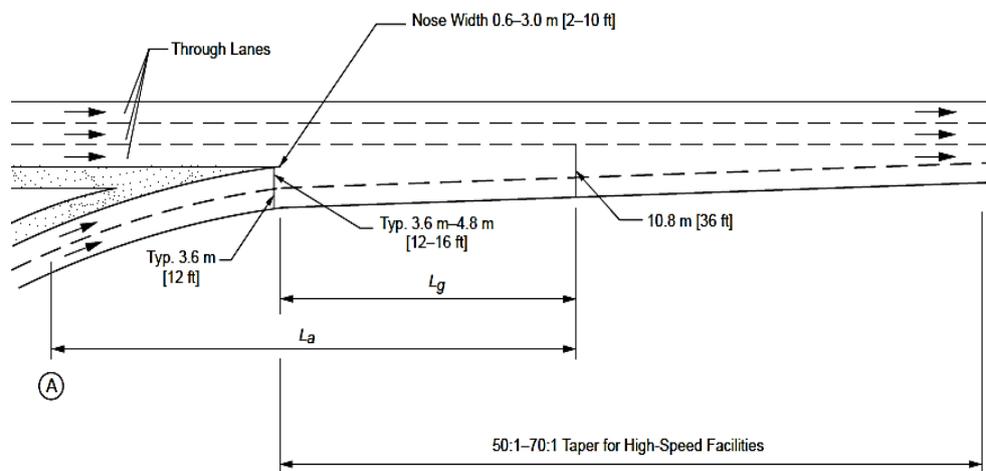


Figura 40. Rampa de entrada cónica de 2 carriles.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

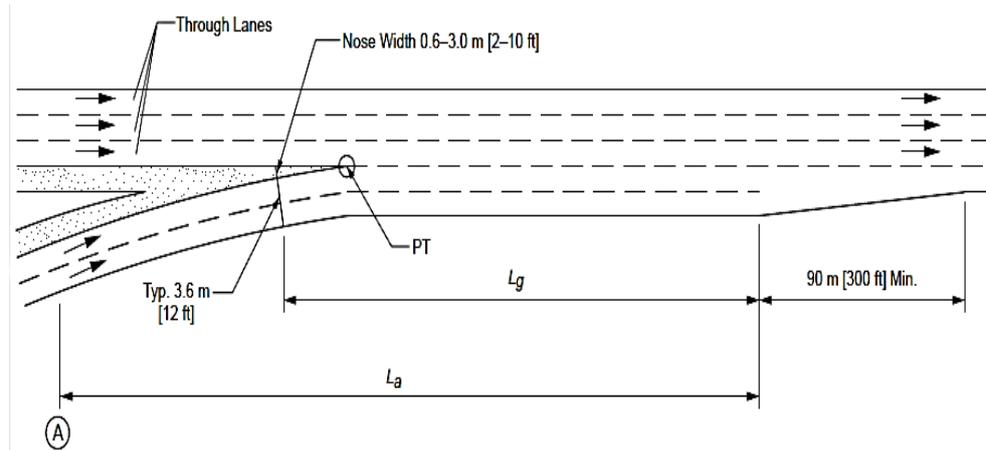


Figura 41. Rampa de entrada paralela de 2 carriles.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

Las **Tablas 26 y 27**, mostradas en el ítem 3.4.7.1, para las longitudes mínimas de aceleración para las rampas de entrada de un solo carril también son aplicables para rampas multicarril.

Los mismos criterios de Austroads (2015) aplicados para las entradas de un carril son aplicados para las entradas de 2 carriles. La **Figura 42** muestra un tratamiento típico para una entrada de 2 carriles por el lado izquierdo según el manual australiano.

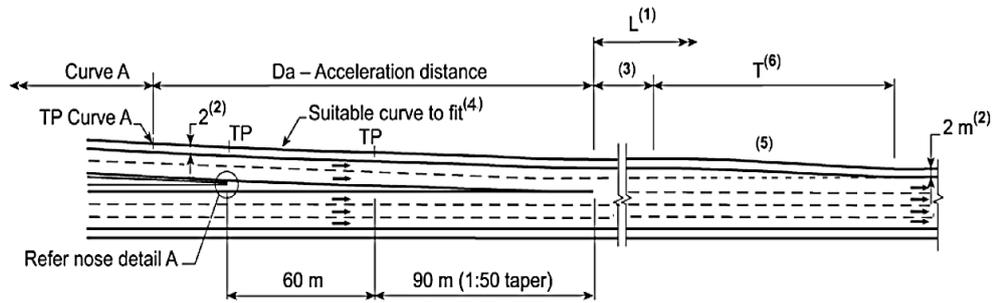


Figura 42. Tratamiento típico de entrada de 2 carriles.
Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

3.4.8.2. Terminales de salida de dos carriles

Cuando el volumen de tráfico que sale de la autopista en un terminal de salida excede la capacidad de diseño de un solo carril, se debe proporcionar un terminal de salida de dos carriles. Para satisfacer las necesidades de equilibrio de carril y no reducir el número básico de carriles, generalmente es apropiado agregar un carril auxiliar más allá de la salida. Se recomienda una distancia de aproximadamente 450 m para desarrollar la capacidad total de una salida de dos carriles. Al igual que con las salidas de carril único, se debe prestar atención a la obtención de la distancia de desaceleración adecuada entre la salida y la primera curva horizontal en la rampa. Los diseños típicos para terminales de salida de dos carriles se muestran en la **Figura 43** el tipo cónico y en la **Figura 44** el tipo paralelo.

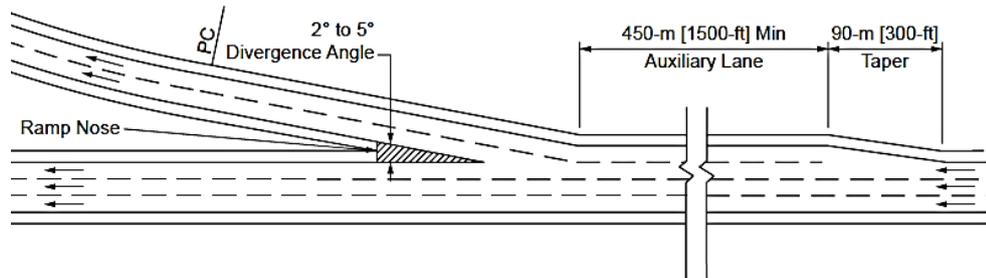


Figura 43. Rampa de salida cónica de 2 carriles.
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

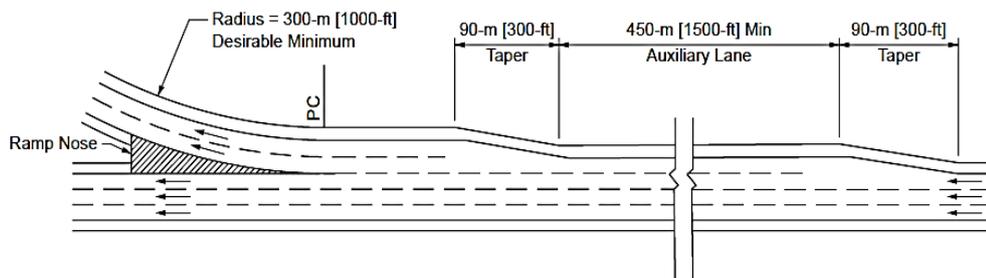


Figura 44. Rampa de salida paralela de 2 carriles.
Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 2011.

En los casos en que el número básico de carriles deba reducirse más allá de una salida de dos carriles, el número básico se debe llevar más allá de la salida antes de que se elimine el carril exterior. Esta configuración

proporciona un área de recuperación para cualquier vehículo que permanezca en ese carril.

Con la salida paralela de dos carriles, como se muestra en la **Figura 44**, la operación es diferente del tipo cónico en que el tráfico en el carril externo de la autopista debe cambiar de carril para salir. De hecho, se requiere que un vehículo que sale se mueva dos carriles a la derecha para usar el carril derecho de la rampa. Por lo tanto, es necesario un cambio de carril considerable para que la salida funcione de manera eficiente. Toda esta operación tiene lugar en una longitud considerable de vía, que depende en parte del volumen total de tráfico en la autopista y especialmente del volumen que utiliza la rampa de salida. La longitud total desde el comienzo del primer estrechamiento hasta el punto donde la rampa se aleja de la autopista debe oscilar entre 750 m para volúmenes de 1,500 vehículos por hora, o al menos hasta 1,000 m para volúmenes de 3,000 vehículos por hora.

Para Austroads (2015) cuando el análisis de tráfico señale insuficiente un carril para alcanzar el nivel de servicio necesario en el año de diseño del intercambio, se requieren dos carriles. La **Figura 45** muestra una rampa de salida típica de dos carriles con dos carriles en la nariz. Mientras que la longitud del carril auxiliar que se muestra en la figura es de 150-300 m, Austroads (2015) coincide en que en las principales autopistas que transportan volúmenes de tráfico muy altos, estos carriles pueden tener hasta 800 m de largo.

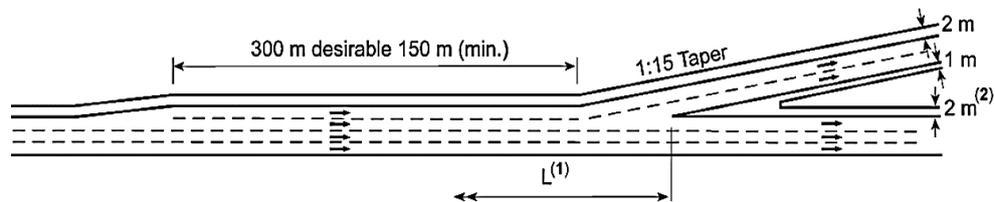


Figura 45. Tratamiento típico de salida de 2 carriles.
Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

3.4.9. Peatones y ciclistas

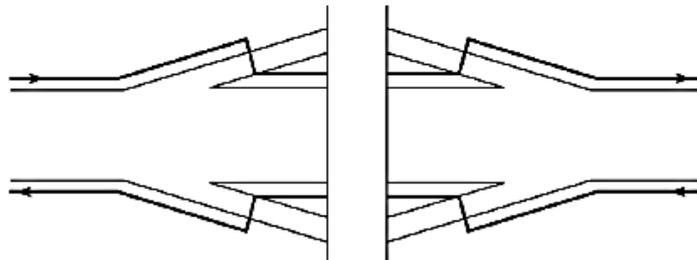
El alojamiento de peatones y ciclistas a través de intercambios debe considerarse al principio del desarrollo de las configuraciones de intercambio. El desarrollo de una zona adyacente al intercambio puede generar grandes movimientos de peatones, dando como resultado conflictos entre vehículos y peatones.

El movimiento de peatones y bicicletas a través de intercambios se puede mejorar proporcionando aceras o caminos separados del tráfico vehicular. Cuando se proveen aceras o caminos, deben colocarse lo más lejos posible de la carretera y ser lo suficientemente anchos para manejar los volúmenes estimados de peatones o bicicletas. Para maximizar el uso, la acera o la ruta deberían proporcionar la ruta más directa a través del intercambio. Mediante complejas configuraciones de intercambio, el uso de la señalización informativa puede ser apropiado para dirigir a los usuarios a rutas alternativas apropiadas. Asimismo, en los sectores donde los usuarios no motorizados crucen una rampa de intercambio, se debe proporcionar una distancia visual adecuada para que los conductores puedan detectar la presencia de peatones y ciclistas, y los usuarios puedan percibir intervalos en el flujo de tráfico para poder cruzar. Para proporcionar una mayor visibilidad por la noche, los cruces

de aceras con las rampas deben tener iluminación superior. Cuando haya grandes volúmenes de peatones y ciclistas e intervalos insuficientes en el flujo de tráfico para permitir a los usuarios cruzar la rampa, se debe considerar un paso elevado (puente peatonal) o un paso subterráneo (AASHTO, 2011).

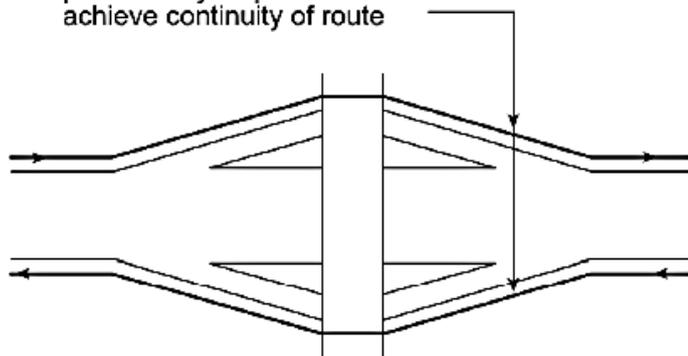
Austrroads (2015) establece algunas pautas para implementación de rutas para ciclistas en intercambios. La ruta que se debe proporcionar a los ciclistas debe establecerse y señalizarse de la siguiente manera:

- Cuando se pueda establecer que habrá intervalos suficientes en el flujo de tráfico a lo largo de las rampas para permitir que los ciclistas crucen de manera segura como se muestra en la **Figura 46(a)**. Esta ruta debe fomentarse solo en rampas de un carril, mientras que el método mostrado en la **Figura 46(b)** debe usarse donde la rampa tiene más de un carril.
- Si los cálculos o las observaciones del sitio confirman que existirán intervalos insuficientes en el flujo de vehículos que usan la rampa, los ciclistas deben dirigirse a utilizar la ruta que se muestra en la **Figura 46(b)**. Se debe considerar un cruce a desnivel, o se debe desarrollar una ruta alternativa a la autopista.



(a) Recorrido del ciclista a través del intercambio cruzando rampas

Note: At half diamond interchanges provide bicycle paths to achieve continuity of route



(b) Recorrido del ciclista a través del intercambio evitando cruzar rampas

Figura 46. Rutas de ciclistas a través de intercambios.
Fuente: Austrroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

- En las rampas de la autopista donde un número significativo de ciclistas deben atravesar un gran volumen de vehículos, las demoras para los ciclistas pueden ser excesivas y ocasionar que tomen riesgos irrazonables o utilicen una ruta alternativa. En estos casos, se puede considerar proporcionar a los ciclistas un

paso a desnivel. Los altos volúmenes de tráfico de rampa en una autopista existente pueden, en ausencia de rutas alternativas viables a través del intercambio, indicar que la propia autopista o ese segmento de la misma, no son aptos para el uso de la bicicleta. Es posible que se requiera una ruta alternativa fuera de la autopista.

La **Figura 47** proporciona una representación gráfica de un tramo de la ruta de bicicletas que se muestra en la **Figura 46(a)**.

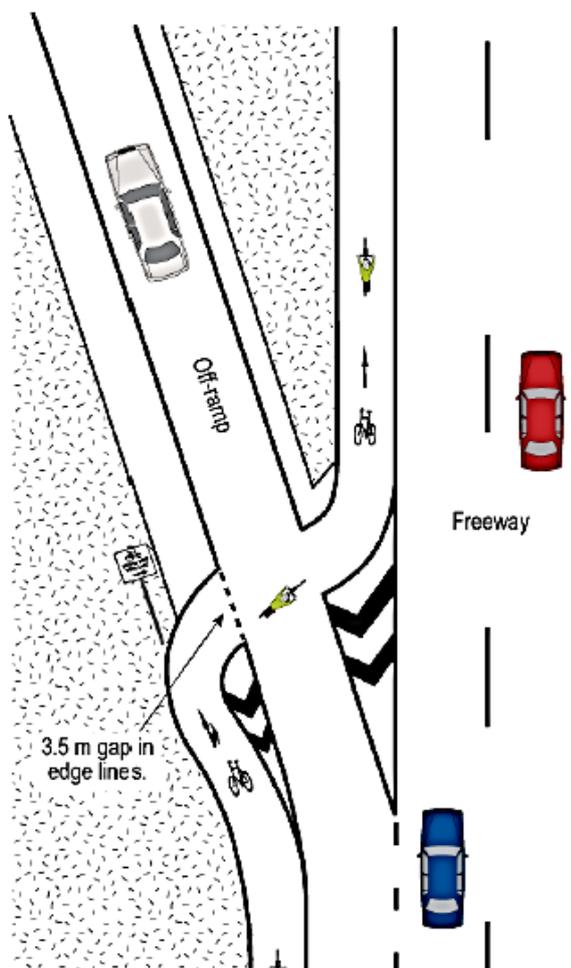


Figura 47. Tratamiento típico a nivel para ciclistas en rampas.
Fuente: Austroads, Guide to Road Design Part 4C: Interchanges 2015.

Capítulo 4

Planeamiento, análisis operacional, seguridad y diseño geométrico de un intercambio vial en la intersección Vía de Evitamiento Sur y Carretera Panamericana Norte.

En este capítulo se aplicó toda la metodología de los tres capítulos anteriores para analizar el caso de estudio. Con el fin de facilitar la comprensión del procedimiento de diseño, aquí se muestra de forma explícita los cálculos de los parámetros de diseño. Por este motivo, para cada parámetro primero se expone un ejemplo inicial del cálculo y posteriormente el resto de cálculos de forma resumida.

4.1. Situación actual del intercambio vial en la intersección Vía de Evitamiento Sur y Carretera Panamericana Norte.

IIRSA Norte es la empresa que construye, rehabilita, mejora y opera por concesión los 1041 km de carretera que unen el puerto marítimo de Paita al puerto fluvial de Yurimaguas, posibilitando la interconexión de la costa, sierra y selva del norte peruano con el Brasil, a través de la conexión fluvial con el río Amazonas, potencializando el desarrollo económico y turístico de la región.

La Vía Evitamiento Sur de Piura (VESP) y el intercambio vial hacen posible el tránsito de los usuarios que circulan por la Panamericana Norte cuya procedencia es de los departamentos de Piura, Lambayeque, La Libertad, Lima, etc.; y la carretera IIRSA Norte cuyos usuarios proceden de Piura, Lambayeque, Cajamarca, Amazonas, San Martín, Loreto.

Para realizar los estudios de ingeniería a nivel definitivo para la construcción de la Vía Evitamiento Sur de Piura y un intercambio vial a desnivel, IIRSA Norte contrató los servicios de Naylamp Ingenieros S.A.C., quienes finalmente elaboraron el proyecto de ingeniería de detalle del intercambio (PID).

Dicho intercambio consiste en una intersección a desnivel de tipo trébol de dos hojas y se ubica al final de la VESP, en el kilómetro 11+780, el cual permite acceder a la Carretera Panamericana Norte aproximadamente en el kilómetro 988+000. Los trabajos de construcción iniciaron en diciembre del 2014 y se concluyeron en setiembre del 2015. Para mejor detalle la **Figura 48** muestra la ubicación de esta infraestructura.

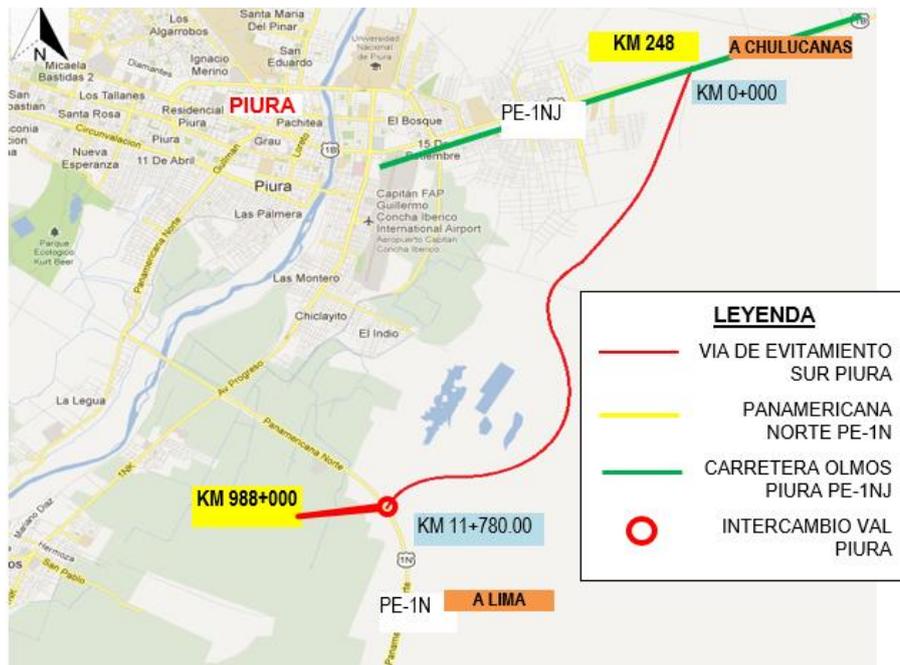


Figura 48. Ubicación de la VESP y el intercambio vial.
Fuente: Naylamp, PID Intercambio vial 2014.

El intercambio vial cuenta con 04 ramales. Los ramales N° 01 y 02 eliminan los giros a la izquierda y permiten cruzar a desnivel la carretera Panamericana Norte mediante 2 puentes, cuyas rampas de accesos están conformados por muros de concreto armado y muros de suelo reforzado. El ramal N° 03 permite el ingreso a nivel desde la Vía Evitamiento Sur de Piura a la Carretera Panamericana Norte y el ramal N° 04 permite el ingreso a nivel desde la Carretera Panamericana Norte a la Vía Evitamiento Sur de Piura. La **Figura 49** muestra los ramales y sus características se detallan a continuación:

- Ramal N° 01:
Presenta 509.60 m de longitud, 12 m de ancho de calzada de los cuales 3.50 m es de ancho de cada carril y 2.50 m de berma a cada lado.
- Ramal N° 02:
Presenta 509.00 m de longitud, 12 m de ancho de calzada de los cuales 3.50 m es de ancho de cada carril y 2.50 m de berma a cada lado.
- Ramal N° 03:
Presenta 541.70 m de longitud, 12 m de ancho de calzada de los cuales 3.50 m es de ancho de cada carril y 2.50 m de berma a cada lado.
- Ramal N° 04:
Presenta 462.80 m de longitud, 12 m de ancho de calzada de los cuales 3.50 m es de ancho de cada carril y 2.50 m de berma a cada lado.

Otros parámetros de diseño de los ramales y su clasificación se muestran en la **Tabla 33**.

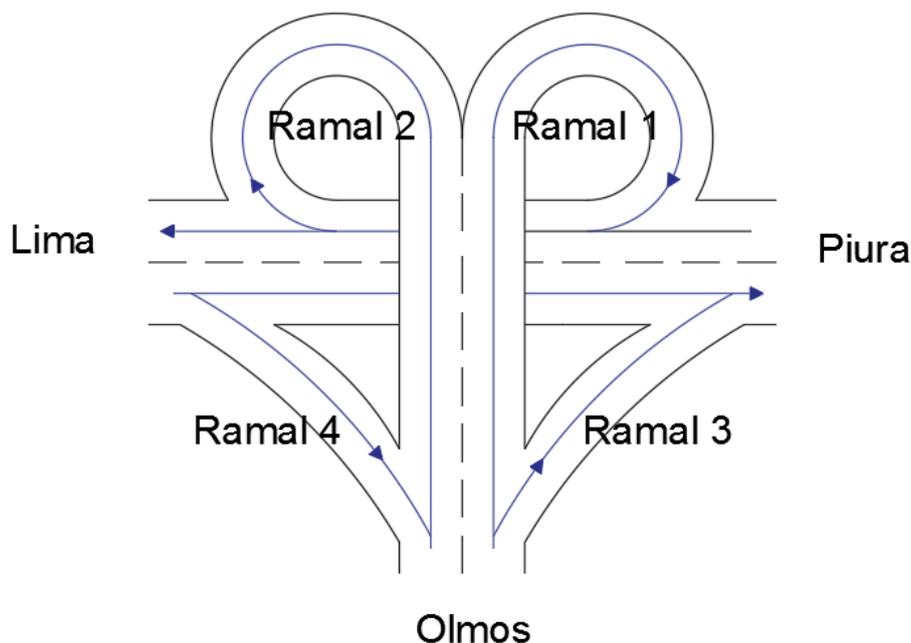


Figura 49. Ramales del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33. Clasificación y parámetros de diseño de los ramales del intercambio Vía de Evitamiento Sur – Panamericana Norte.

Características de diseño	Tramo intercambio vial a desnivel
Tipo de vía	Vía principal
Según demanda	Segunda clase
Según condiciones orográficas	Carretera tipo I
Velocidad directriz	40 km/h
Ancho de calzada	7.00 m
Radio mínimo normal	40 m
Peralte máximo normal	8 %
Pendiente máxima longitudinal	5 %

Fuente: Naylamp, PID Intercambio vial 2014.

4.2. Planeamiento

Todas las condiciones y criterios que se tuvieron en cuenta durante la etapa de planeamiento, antes de la construcción del intercambio vial, son importantes ya que son las primeras pautas que se consideran para el diseño de esta infraestructura. La etapa de planeamiento de este proyecto toma una mayor relevancia al ser la primera infraestructura de su clase en ser construida en el departamento de Piura, así como en toda la zona norte del Perú. Con los criterios de planeamiento establecidos en el capítulo 2 se reevaluó la factibilidad del proyecto, así como también se obtuvo el flujo vehicular que usa actualmente dicha infraestructura para posteriormente realizar el análisis operacional.

4.2.1. Tráfico

4.2.1.1. Antecedentes

Para la elaboración del Proyecto de Ingeniería de Detalle del Intercambio Vial, Naylamp Ingenieros S.A.C. realizó un estudio de tráfico con el fin de estimar el flujo vehicular que sería derivado a la entonces nueva Vía de Evitamiento Sur Piura y, por ende, al intercambio vial. Dicho estudio de tráfico consistió en un conteo de flujos y clasificación vehicular en 6

puntos de control distribuidos en diferentes zonas dentro y fuera de la ciudad de Piura; y en un conteo de flujos direccionales de vehículos en las principales avenidas y sus intersecciones por donde circulan vehículos con origen-destino fuera de la ciudad de Piura.

En el **Anexo B** se muestra la proyección de tráfico en el tramo Vía de Evitamiento Sur Piura. De acuerdo a dicha estimación el IMDA (o TPDA) en el 2012, año de elaboración del estudio, es de 879 veh/día. Asimismo, el tráfico proyectado al año 2024, 10 años después de la construcción de la VESP, es de 1444 veh/día y 1964 veh/día al año 2032; por lo que se le clasificó como carretera de segunda clase.

Es de interés el estudio de Naylamp puesto que un punto de control para el conteo de flujo vehicular estuvo ubicado en la aproximación al peaje de Cruce Bayóvar, a menos de 5 kilómetros del intercambio. En el **Anexo C** se muestra la estimación completa del IMDA en la aproximación al peaje Cruce Bayóvar. Los datos de conteo de dicho punto de control se resumen en la **Tabla 34** y en la **Figura 50**.

Tabla 34. IMDA y clasificación vehicular – Punto de control peaje Cruce Bayóvar.

Tipo de vehículo	TPDA 2013		Por tipo de vehículos	
	Flujo	%	Flujo	%
Automóvil	199	10.1%	752	38.2%
Station Wagon	65	3.3%		
Pick Up	327	16.6%		
Combi	137	7.0%		
Micro	24	1.2%		
Bus 2E	30	1.5%	1,219	61.8%
Bus 3E	244	12.4%		
Bus 4E	64	3.2%		
Camión 2E	157	8.0%		
Camión 3E	123	6.2%		
Camión 4E	53	2.7%		
Semi tráileres	488	24.8%		
Tráileres	60	3.0%		
Total =	1,971	100.0%		

Fuente: Naylamp, PID Intercambio vial 2014.

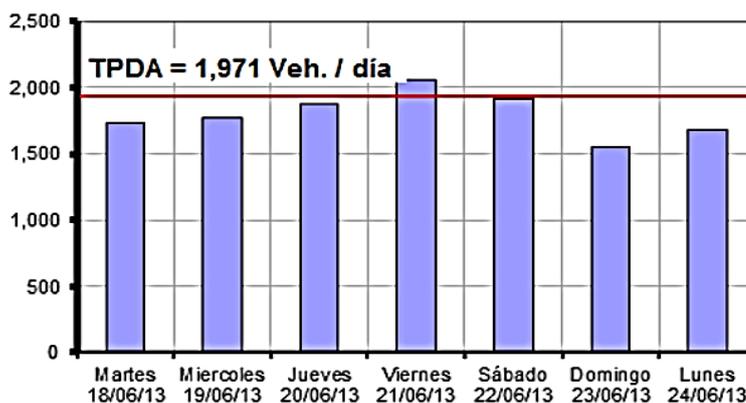


Figura 50. Flujo vehicular por día – Punto de control peaje Cruce Bayóvar.

Fuente: Naylamp, PID Intercambio vial 2014.

4.2.1.2. Patrones temporales de tráfico

Las tasas de flujo vehicular varían a través del tiempo y hay variaciones temporales del flujo mensuales, diarias, horarias y variaciones dentro de la hora. Es importante para el análisis de tránsito determinar y entender estos patrones de flujo temporal a fin de estimar las tasas de flujo para periodos de tiempo seleccionados basados en el conocimiento de las tasas de flujo a partir de otros periodos de tiempo pasados.

Las distribuciones temporales de los flujos vehiculares son el producto de los estilos y formas de vida de la gente. Esto genera determinados patrones de viaje que dependen de sus desplazamientos durante determinadas épocas del año (patrón mensual), en determinados días de la semana (patrón diario) o en horas específicas del día (patrón horario).

Para el caso de estudio, dado que la toma de datos se realizó en el mes de septiembre no es posible determinar un patrón mensual. Por otro lado, los datos del estudio de tráfico realizado por Naylamp en un punto cercano al intercambio vial permiten establecer un patrón de comportamiento diario en la zona de interés. El patrón de comportamiento diario que se muestra en **Figura 51** revela que existe un mayor flujo vehicular desde el día jueves al sábado, lo cual está relacionado al motivo de los viajes. Del mismo modo, permite determinar que el día miércoles es el día apropiado para realizar el conteo de flujo vehicular por ser el que más se aproxima al promedio con el fin de tomar datos con menor sesgo.

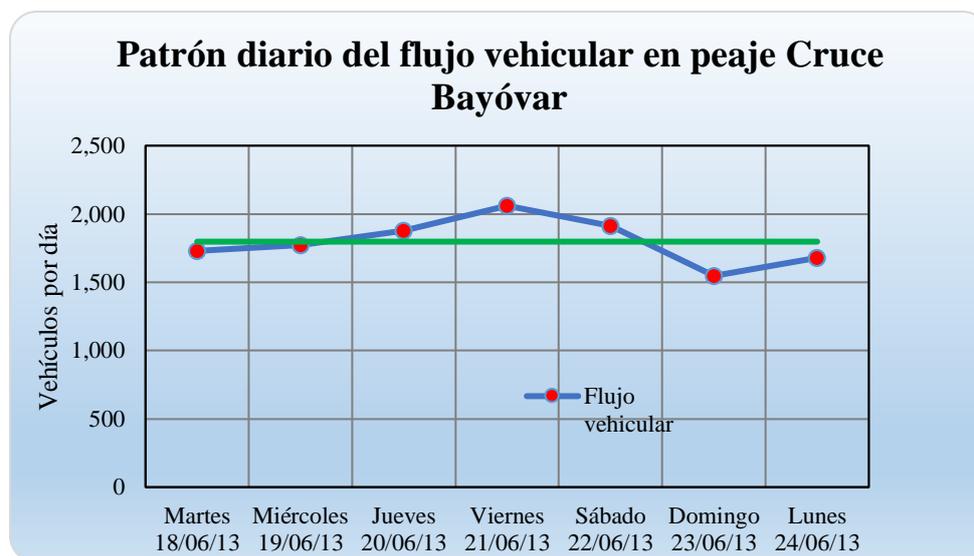


Figura 51. Patrón diario del flujo vehicular en el punto de control del peaje Cruce Bayóvar.
Fuente: Elaboración propia.

Después de identificar el día, se determina el patrón horario del punto de control del peaje Cruce Bayóvar con los datos tomados por Naylamp un día miércoles. Así en la **Figura 52** se pueden observar las horas de mayor demanda y su duración en la carretera Panamericana Norte. Se aprecia que se tienen dos picos durante el día: uno durante la mañana entre las 6:00 am y las 10:00 am, y otro mucho más elevado y prolongado entre las 3:00 pm y las 9:00 pm. Estos intervalos revelan la mayor demanda que experimenta la carretera. Sin embargo, el interés se centra en las horas del día cuyo flujo

vehicular se aproxima al promedio. El gráfico revela que el intervalo entre las 11:00 am y las 01:00 pm son las horas más adecuadas para tomar una data representativa.

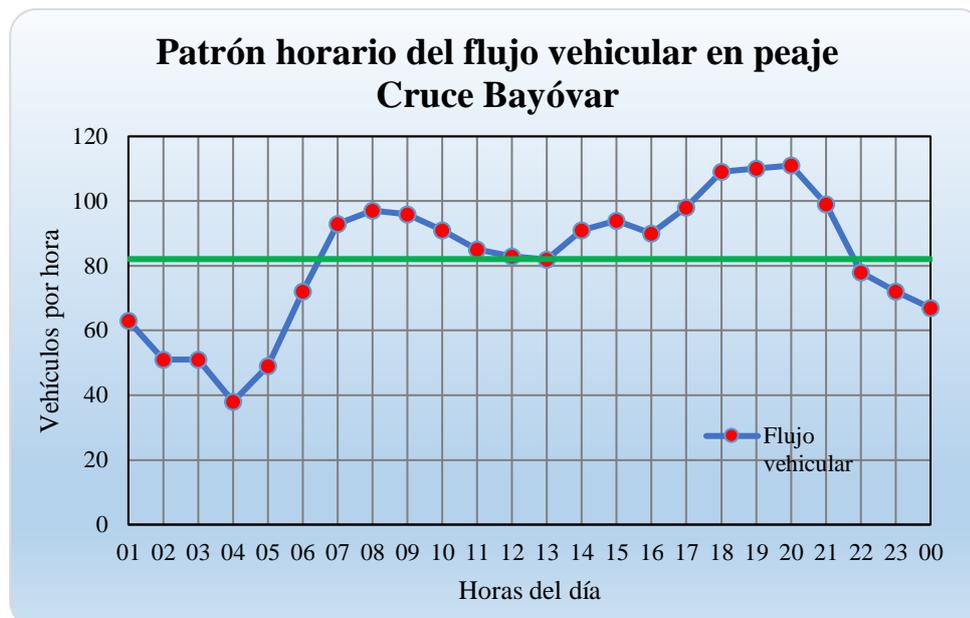


Figura 52. Patrón horario del flujo vehicular en el punto de control del peaje Cruce Bayóvar.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.3. Conteo de flujo vehicular

A efectos de lo tratado en el apartado anterior, se realizó dos tipos de conteo:

- Conteo de flujo y clasificación vehicular en la carretera Panamericana Norte y en la VESP.
- Conteo de flujo vehicular en los ramales del intercambio vial.

El objetivo del primero fue estimar el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) o Índice Medio Diario Anual (IMDA), en cada uno de los puntos en que se realice, y que sean efectuados con clasificación según los tipos representativos de vehículos de la normativa peruana. Por otro lado, el objetivo del segundo conteo fue estimar los volúmenes vehiculares de los ramales del intercambio para realizar el análisis operacional.

Estas actividades se programaron para el día miércoles 12 de septiembre de 2018, en el horario de 11:00 am a 01:00 pm. Para el levantamiento de los datos de campo del aforo vehicular se consideró 3 estaciones de conteo en trabajo simultáneo.

Los procedimientos seguidos en la actividad de trabajo en campo fueron:

- Para el conteo, los vehículos fueron clasificados según su tamaño y número de líneas de rotación (ejes), de la configuración vehicular aprobada en el Reglamento Nacional de Vehículos, Decreto Supremo N° 058-2003-MTC, como se muestra en la **Figura 53**.

- De manera paralela al conteo manual, se hizo un registro de video en cada estación con el fin de verificar la toma adecuada de datos en campo.

Tipo	Características	Descripción
Vehículo Ligero	Auto	Automóvil y otras vehículos tipo sedan
	Station Wagon	Station Wagon (colectivos)
	Pick up	Camioneta 4 x 4 con tolva para carga
	Camioneta panel	SUV (camionetas cerradas 4 x 4)
	Camioneta rural	Combi
	Microbús	Coster y Micro livianos
Vehículo Pesado o de Carga	Bus	Buses de 2 y 3 ejes
	C2	Camión de 2 ejes (2 ejes simples)
	C3	Camión de 3 ejes (1 eje simple y 1 eje doble)
	C4	Camión de 4 ejes (1 eje simple y 1 eje triple)
	8 X 4	Camión de 2 ejes (2 ejes dobles)
	T2S1 (2S1)	Semi-trailer (3 ejes simples)
	T2S2 (2S2)	Semi tráiler (3 ejes, 2 simples y 1 eje doble)
	T2S3 (2S3)	Semi tráiler (3 ejes, 2 simples y 1 eje triple)
	T3S2 (3S2)	Semi tráiler (3 ejes, 1 simples y 2 ejes dobles)
	T3S3 (3S3)	Semi tráiler (3 ejes, 1 simple, 1 eje doble y 1 eje triple)
	C2R2 (2T2)	Tráiler (Camión C2+carreta de 2 ejes simples)
	C3R3 (2T3)	Tráiler (Camión C2+carreta de 2 ejes, uno simple y otro doble)
	C3R2 (3T2)	Tráiler (Camión C3+carreta de 2 ejes simples)
	C3R3 (3T3)	Tráiler (Camión C3+carreta de 2 ejes, uno simple y otro doble)

Figura 53. Clasificación vehicular en el Perú.
Fuente: Naylamp, PID Intercambio Vial 2014.

La metodología para hallar el Índice Medio Diario Anual (IMDA) se muestra en la **Ecuación 17**.

$$IMDA = IMD_5 \times FC_m$$

Ecuación 17

Dónde:

IMD_5 : Volumen clasificado promedio de la semana.

FC_m : Factor de corrección según el mes que se efectuó el conteo.

El factor de corrección se determina a partir de una serie anual de tráfico registrada por una unidad de peaje, con la finalidad de hacer una corrección para eliminar las diversas fluctuaciones del flujo vehicular por causa de las variaciones estacionales debido a factores recreacionales, climatológicos, las épocas de cosechas, las festividades, las vacaciones escolares, etc; que se producen durante el año. En este caso, la unidad de peaje más cercana es el peaje Cruce Bayóvar, ubicado en el kilómetro 983 de la Panamericana Norte. Para el cálculo del factor de corrección mensual, la información detallada en la **Tabla 35** fue proporcionada por la Gerencia de Operaciones – PROVIAS Nacional - MTC para el periodo 2010-2011 del peaje Cruce Bayóvar.

Tabla 35. Factores de corrección por mes del peaje Cruce Bayóvar.

Meses	2010			2011			Factor de Corrección 2010-2011	
	TOTAL	Ligeros	Pesados	TOTAL	Ligeros	Pesados	Ligeros	Pesados
Enero	785	247	537	871	262	610	0.9017	0.9895
Febrero	807	245	561	897	269	628	0.8925	0.9541
Marzo	713	190	523	781	209	572	1.1496	1.0366
Abril	700	203	497	793	240	553	1.0385	1.0799
Mayo	687	177	510	871	262	610	1.0462	1.0139
Junio	701	179	522	777	196	581	1.2256	1.0279
Julio	785	250	535	857	287	570	0.8553	1.0271
Agosto	756	219	536	820	236	583	1.0074	1.0136
Septiembre	697	170	528	791	205	586	1.2240	1.0189
Octubre	785	247	537	835	239	596	0.9446	1.0011
Noviembre	782	188	594	809	209	600	1.1578	0.9502
Diciembre	881	282	599	946	299	647	0.7905	0.9104
Promedio	756	217	540	837	243	595	1.0195	1.0019

Fuente: MTC – Provías Nacional – Gerencia operacional.

Los datos obtenidos del conteo y clasificación de flujo vehicular en la carretera Panamericana Norte y en la Vía de Evitamiento Sur Piura se muestran en las **Tablas 36 y 37**. La **Figura 54** muestra como está conformado el IMDA de ambas carreteras.

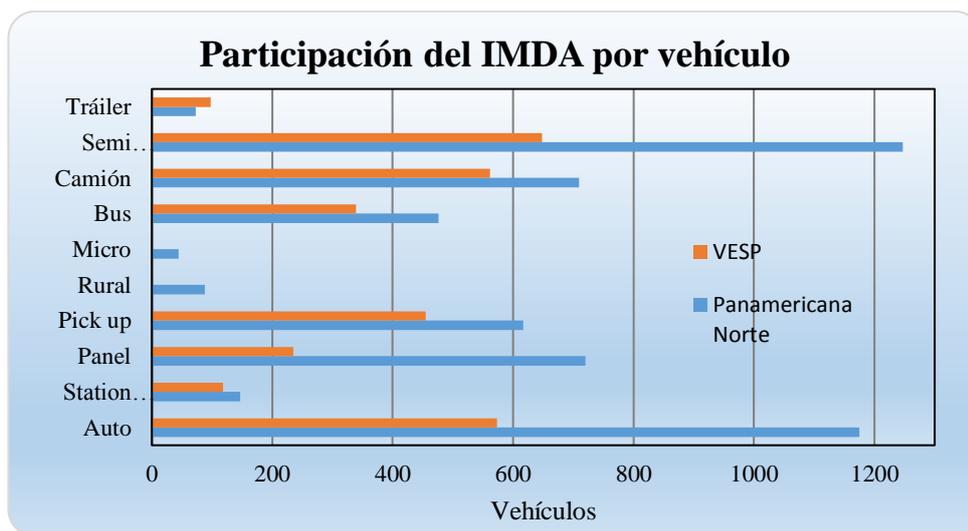


Figura 54. Participación del IMDA por vehículo de la Vía de Evitamiento Sur Piura y de la Panamericana Norte.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36. Conteo de flujo vehicular en Panamericana Norte.

Hora	IMDA Carretera Panamericana Norte																					Total
	Auto	Station Wagon	Camioneta			Bus			Camión				Semi Tráiler				Tráiler					
			Panel	Pick up	Rural	Micro	2E	3E	4E	C2	C3	C4	8x4	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	3S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
10:00 a.m.	36	6	27	20	4	1	3	12	3	14	10	3	3	0	1	45	0	0	0	4	0	192
11:00 a.m.	44	4	22	22	2	2	3	15	3	19	9	1	2	0	2	49	0	0	2	0	0	202
Promedio	40	5	25	21	3	2	3	14	3	17	10	1	2	3	0	47	0	0	3	0	0	197
Total diario	960	120	588	504	72	36	72	324	72	396	228	24	48	60	0	36	1128	0	0	72	0	4728
FCE			1.2240													1.0189						
IMDA	1175	147	720	617	88	44	73	330	73	403	232	24	49	61	0	37	1149	0	0	73	0	5297

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37. Conteo de flujo vehicular en Vía de Evitamiento Sur Piura.

Hora	IMDA Vía de Evitamiento Sur Piura																					Total
	Auto	Station Wagon	Camioneta			Bus			Camión				Semi Tráiler				Tráiler					
			Panel	Pick up	Rural	Micro	2E	3E	4E	C2	C3	C4	8x4	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	3S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
10:00 a.m.	20	6	8	14	0	0	6	2	0	8	9	0	4	0	0	0	31	0	0	3	2	113
11:00 a.m.	19	2	8	17	0	0	4	1	0	7	13	0	5	0	0	22	0	0	3	0	0	101
Promedio	20	4	8	16	0	0	5	2	0	8	11	0	5	0	0	27	0	0	3	1	0	107
Total diario	468	96	192	372	0	0	120	36	0	180	264	0	108	0	0	636	0	0	72	24	0	2568
FCE			1.2240													1.0189						
IMDA	573	118	235	455	0	0	122	37	0	183	269	0	110	0	0	648	0	0	73	24	0	2848

Fuente: Elaboración propia.

Los datos obtenidos del conteo de flujo vehicular en los ramales del intercambio vial fueron esenciales para el análisis operacional de la infraestructura existente. En este caso solo es necesario diferenciar entre vehículos ligeros y pesados. La **Tabla 38** muestra los flujos de cada ramal. Adicionalmente se señala el flujo exterior que no se entrecruza conformado por aquellos vehículos que viajan de Piura a Lima. Este dato es imprescindible para el cálculo de la zona de entrecruzamiento más adelante. En la **Figura 55** se encuentran representados sobre la configuración del intercambio de estudio para mayor comprensión.

Tabla 38. Flujo vehicular en ramales del intercambio.

Origen - Destino	Tipo	Vehículos ligeros	Vehículos pesados	Total (veh/h)
Olmos - Lima	Flujo ramal 1	8	9	17
Piura - Olmos	Flujo ramal 2	13	25	38
Olmos - Piura	Flujo ramal 3	13	19	32
Lima - Olmos	Flujo ramal 4	14	12	26
Piura - Lima	Flujo exterior que no entrecruza	33	46	79

Fuente: Elaboración propia.

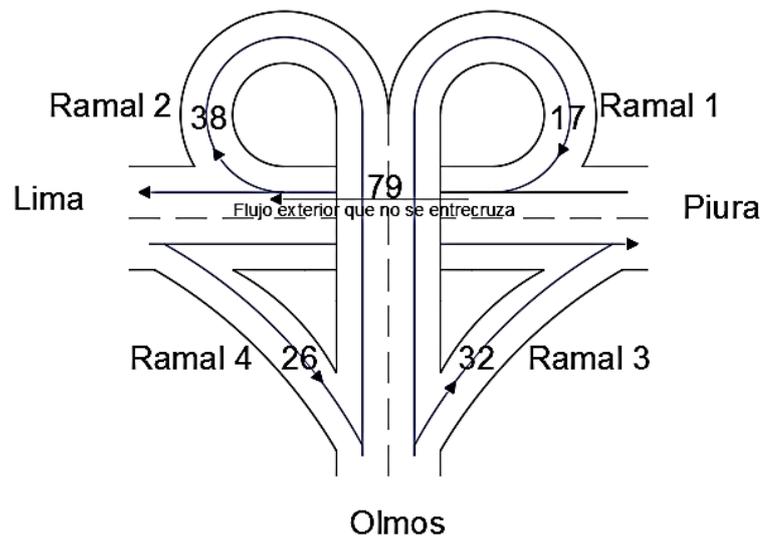


Figura 55. Flujos vehiculares de los movimientos de giro en el intercambio de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Contexto

Las condiciones del contexto en el que se plantea construir el intercambio vial son las primeras a tener en cuenta durante la etapa del planeamiento. La zona de trabajo es una zona rural y se encuentra ubicada al este de la ciudad de Piura, en la provincia y departamento de Piura. La VESP une la carretera Interoceánica Norte con la carretera Panamericana Norte lejos de la zona periférica de la ciudad. De hecho, para cumplir su función, la vía de evitamiento se construyó sobre terreno donde no existía ningún camino de acceso y que en su extensión presenta áreas eriazas. La topografía de la zona es llana en su extensión con presencia de dunas y

flora regional, como se aprecia en la **Figura 56**, lo cual indica algunos afloramientos de agua.



Figura 56. Topografía de la zona aledaña al intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.
Fuente: Naylamp, PID Intercambio vial 2014.

En esta región predominan las llanuras desérticas por lo que el factor físico resulta el primer inconveniente al evaluar la factibilidad de un intercambio con paso a desnivel. El volumen de relleno necesario para conseguir elevar las aproximaciones de la carretera que cruzará sobre la otra puede ser muy alto y costoso. Además, las formas morfológicas más comunes son las quebradas secas. Éstas funcionan de forma violenta cuando se producen lluvias intensas o el Fenómeno El Niño. No existe un sistema de drenaje ni obras de arte cercanas a la intersección para atender esta problemática por lo que el proyecto debió considerar la construcción de ellas.

No obstante, la principal consideración cuando se cruzan dos carreteras o autopistas es el factor de tráfico y la demanda de servicio. Al ser ambas vías principales y la Panamericana Norte una vía de primera clase según demanda, los volúmenes de tráfico de todos o la mayoría de giros en una hipotética intersección a nivel serían lo suficientemente altos como para generar congestión vehicular y un inadecuado nivel de servicio en dos vías importantes de la red nacional y, peor aún, aumentar el riesgo y frecuencia de accidentes en dicho cruce. Por lo tanto, para asegurar un continuo flujo de vehículos y garantizar la seguridad de la red vial resulta necesaria la construcción de un intercambio.

Por otro lado, esta estructura se ubica a casi 4 kilómetros del intercambio vial más cercano. Esta distancia entre ambos intercambios no es la mínima necesaria recomendada por AASHTO y Austroads, como se observará más adelante en la **Tabla 59**, pero es suficiente para desarrollar correctamente el proyecto. No obstante, se debe recordar mantener la continuidad en la vía para satisfacer la expectativa del conductor que viaje por esta carretera. Esto implica intentar uniformizar los diseños de los intercambios continuos en una misma zona, así como uniformizar los patrones de salidas y entradas para que el conductor nuevo no tenga conflictos.

4.2.3. Criterios generales de planeamiento

Una vez examinado el contexto en el que se desarrolla el proyecto, lo primero es definir y analizar los objetivos. Siendo estas vías importantes en la red vial nacional y con un flujo vehicular alto, junto con un gran potencial de incremento anual, es necesario brindar seguridad a una zona que con una intersección convencional a nivel será altamente conflictiva, con un alto riesgo de choques y que además genera congestión y demoras por la necesidad del conductor de esperar para realizar una maniobra segura.

Teniendo ya en cuenta que es una zona rural fuera de la ciudad, se pueden proponer diseños más variados que en un entorno urbano. Los tipo diamante y los intercambios con condición de parada son descartados por tener intersecciones a nivel que es necesario evitar. El MTC (2018) sugiere para intersecciones tipo “T” los intercambios de 3 niveles y el tipo trompeta. Los primeros son de los más costosos por tener que disgregar el tráfico en 3 niveles. Por lo tanto lo más adecuado son los tipo trompeta, en concreto el trébol de 2 hojas con dos ramales directos y dos enlaces o lazos. Este tipo de intercambio permite eliminar los giros a la izquierda con los dos enlaces, suprimiendo así los giros más peligrosos en cualquier intersección. Este detalle es muy importante por el volumen de tráfico de la Panamericana Norte.

En cuanto a los requisitos de espacio, el derecho de vía no es un punto crítico debido a la naturaleza de la zona. Ya se comentó que la zona es un área eriaza en donde abundan las llanuras desérticas por lo que no existen ni viviendas ni áreas de cultivo y una eventual compra de terreno no resultaría un gasto importante. Por otro lado, un gasto bastante elevado es la tarea de elevar una vía sobre la otra, puesto que la topografía de la zona no ayuda en este aspecto. Las llanuras de la región no permiten utilizar el propio terreno para generar los desniveles necesarios para la infraestructura.

El costo final es el gran escollo de este tipo de proyectos. Éste se ve elevado principalmente por el gran trabajo de movimiento de tierras que se realizaría para lograr la sobreelevación del terreno y los ramales del intercambio. Sin embargo, debe ser justificado con los beneficios económicos que brindará a los usuarios de la carretera que van desde reducir significativamente el tiempo y los costos de viaje de los transportistas que viajen por la IIRSA Norte como por la Panamericana Norte, disminuyendo así el costo de producción de los exportadores de las diferentes industrias; hasta estimular y generar una mayor cantidad de viajes que incrementen el turismo de la región con el añadido de lograr reducir el costo elevado que significa la pérdida de vidas y lesiones por accidentes. De esta manera se proporcionará un nivel de servicio y seguridad aceptable durante un largo periodo de años por lo que es una garantía de no necesitar invertir en modificar la intersección a corto ni a mediano plazo.

Este último punto es importante al comparar este proyecto con otro tipo de intersección como una rotonda. Un intercambio servirá a un mayor flujo vehicular en el presente y en el futuro que una rotonda, incluso con un mayor nivel de servicio. Previendo un gran crecimiento en el tráfico producto del desarrollo de la región, es mucho más adecuado un intercambio en una zona rural como ésta, ya que es garantía de un adecuado nivel de servicio y de que no se deberá invertir en volver a diseñar dicha intersección en un tiempo mayor que una rotonda.

Finalmente, la evaluación del impacto del proyecto arroja un balance positivo debido a que la zona es relativamente conservada respecto a la situación anterior sin intercambio. Al ser una zona alejada del foco urbano, no existen pobladores ni viviendas que experimenten una contaminación auditiva ni por gases tóxicos despedidos por el tráfico atraído debido al proyecto. Al contrario, existe la oportunidad de acercar a los pobladores de los distintos centros urbanos por efecto del tráfico generado que les permitirá viajar con más facilidad, así como la oportunidad de estimular el comercio de la zona.

4.3. Análisis operacional

El análisis operacional del diseño actual del intercambio permite observar y evaluar el nivel de servicio de la infraestructura. Su diagnóstico es útil para demostrar si existe un sobredimensionamiento o subdimensionamiento en los elementos del intercambio y de esa manera establecer la importancia de realizar un análisis operacional entre la etapa de diseño preliminar y de diseño final.

Siguiendo la pauta del ítem 2.2, para el cálculo de la capacidad actual del intercambio se usó el procedimiento del capítulo 22 del HCM 2010, puesto que la metodología resulta más conveniente al considerar las 2 intersecciones cercanamente espaciadas que se producen en un intercambio cuando una rampa de entrada y una de salida son sucesivas. Por otro lado, se siguió la recomendación de la TRB y se estimó el control de demoras, nivel de servicio y longitudes de cola con el procedimiento del capítulo 19 del HCM 2010.

4.3.1. Estimación de la capacidad

Con la recopilación de datos en campo de la situación actual del intercambio vial se evaluó la capacidad y nivel de servicio de los ramales que conectan ambas carreteras en el intercambio.

Para hallar la capacidad del ramal se utiliza la **Ecuación 2**. Dado que las intersecciones de los ramales con las carreteras no cuentan con semaforización, la relación $g_i/C = 1$. Por lo tanto la ecuación queda simplificada tal que la capacidad es igual a la tasa de flujo de saturación.

$$C_i = S_i$$

Se determinan los factores de ajuste de la tasa de flujo de saturación, que son constantes de un ramal a otro, antes de estimar la capacidad.

- Tasa de flujo de saturación base.

Según la **Tabla 11** $s_0 = 1750 \frac{veh}{h} / carril$.

- Ajuste por ancho de carril.

Siendo el ancho de todos los carriles 3.50 m y según la **Tabla 12** $f_w = 1$.

- Factor de ajuste por pendiente del ramal.

Con la **Ecuación 5** y conociendo la pendiente máxima de la **Tabla 33**

$$f_g = 1 - \frac{5}{200} = 0.98$$

- Ajuste por estacionamiento.

No hay carril de estacionamiento por lo que $f_p = 1$.

- Ajuste por bloqueo de bus.

Este factor no se tuvo en cuenta dado que no hay autobuses que bloqueen el flujo vehicular.

- Ajuste por tipo de área.

El intercambio está ubicado en una zona rural, por lo tanto no se utiliza este factor.

- Ajuste para giro a la derecha.

De la **Ecuación 8**

$$f_{RT} = \frac{1}{1.18} = 0.85$$

- Ajuste para giro a la izquierda.

De la **Ecuación 9**

$$f_{LT} = \frac{1}{1.05} = 0.95$$

- Ajuste para peatones y ciclistas.

Este factor no es necesario pues no hay conflicto entre vehículos, peatones y bicicletas.

Los factores restantes varían de un ramal a otro por tener variables de flujo.

1. Ramal Olmos – Lima

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados y se utiliza la **Ecuación 4**.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{9}{17} \times 100(2 - 1)} = 0.65$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

Este ramal es un acceso desde la vía secundaria a la vía principal por lo que se utilizan las **Ecuaciones 10, 11 y 12**. De la **Tabla 38** se obtienen los flujos vehiculares.

$$\%V_{L1} = \frac{1}{2} + 0.387 \times \left(\frac{17}{17 + 32} \right) - 0.344 \times \left(\frac{32}{17 + 32} \right) = 0.41$$

$$\%V_{L2} = 1 - 0.41 = 0.59$$

Por lo tanto $\%V_{Lmax} = 0.59$

$$f_{LU} = \frac{1}{0.59 \times 2} = 0.85$$

- Ajuste por presión de tráfico.

De la **Ecuación 13**

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486(17/2)} = 0.97$$

Se estima la capacidad con la **Ecuación 3**.

$$c = s = s_0 N f_W f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 2 \times 1 \times 0.65 \times 0.98 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 0.85 \times 0.97$$

$$c = 1484 \text{ veh/h}$$

2. Ramal Piura – Olmos

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{25}{38} \times 100(2 - 1)} = 0.603$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

Este ramal es un acceso desde la vía principal a la vía secundaria por lo que se utiliza la **Tabla 14** para obtener el factor de ajuste. Siendo un ramal de giro a la izquierda y de dos carriles un factor $f_{LU} = 0.971$.

- Ajuste por presión de tráfico.

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486(38/2)} = 1.02$$

Se estima la capacidad.

$$c = s = s_0 N f_W f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 2 \times 1 \times 0.60 \times 0.98 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 0.971 \times 1.02$$

$$c = 1646 \text{ veh/h}$$

3. Ramal Olmos – Piura

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados y se utiliza la **Ecuación 4**.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{19}{32} \times 100(2 - 1)} = 0.63$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

Este ramal es un acceso desde la vía secundaria a la vía principal por lo que se utilizan las **Ecuaciones 10, 11 y 12**. De la **Tabla 38** se obtienen los flujos vehiculares.

$$\%V_{L1} = \frac{1}{2} + 0.387 \times \left(\frac{17}{17 + 32} \right) - 0.344 \times \left(\frac{32}{17 + 32} \right) = 0.41$$

$$\%V_{L2} = 1 - 0.41 = 0.59$$

Por lo tanto $\%V_{Lmax} = 0.59$

$$f_{LU} = \frac{1}{0.59 \times 2} = 0.85$$

- Ajuste por presión de tráfico.

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486 \left(\frac{32}{2} \right)} = 1.01$$

Se estima la capacidad.

$$c = s = s_0 N f_w f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 2 \times 1 \times 0.63 \times 0.98 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 0.85 \times 1.01$$

$$c = 1498 \text{ veh/h}$$

4. Ramal Lima – Olmos

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{12}{26} \times 100(2 - 1)} = 0.68$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

Este ramal es un acceso desde la vía principal a la vía secundaria por lo que se utiliza la **Tabla 14** para obtener el factor de ajuste. Siendo un ramal de giro a la derecha y de dos carriles un factor $f_{LU} = 0.885$.

- Ajuste por presión de tráfico.

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486 \left(\frac{26}{2} \right)} = 0.99$$

Se estima la capacidad.

$$c = s = s_0 N f_w f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 2 \times 1 \times 0.68 \times 0.98 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 0.885 \times 0.99$$

$$c = 1650 \text{ veh/h}$$

La **Tabla 39** resume los resultados de la estimación de la capacidad de cada ramal del intercambio actual.

Tabla 39. Capacidad de los ramales del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Ramal	Capacidad (veh/h)
Olmos - Lima	1484
Piura - Olmos	1646
Olmos - Piura	1498
Lima - Olmos	1650

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Relación volumen – capacidad

Con la **Ecuación 14** se calcula la relación volumen – capacidad de cada ramal. Las tasas de flujo de demanda real de cada ramal son las mismas que en la **Tabla 38**. Para el ramal Olmos – Lima se tiene lo siguiente:

$$X = \frac{v}{c} = \frac{17}{1484} = 0.011$$

El mismo procedimiento se sigue para los demás ramales. La **Tabla 40** presenta la relación volumen – capacidad de todos los ramales actualmente.

Tabla 40. Relación volumen – capacidad de los ramales del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Ramal	Capacidad (veh/h)	Demanda real (veh/h)	Relación volumen – capacidad (X)
Olmos - Lima	1484	17	0.011
Piura - Olmos	1646	38	0.023
Olmos - Piura	1498	32	0.021
Lima - Olmos	1650	26	0.016

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. Control de demora

La **Ecuación 15** estima el control de demora para cada ramal del intercambio. Cabe destacar que para un período de análisis de 1 hora el valor de T será 1. Para el ramal Olmos – Lima se tiene lo siguiente:

$$d = \frac{3600}{c} + 900T \left[\frac{v}{c} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v}{c} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)\left(\frac{v}{c}\right)}{450T}} \right] + 5$$

$$d = \frac{3600}{1484} + 900 \left[\frac{17}{1484} - 1 + \sqrt{\left(\frac{17}{1484} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{1484}\right)\left(\frac{17}{1484}\right)}{450}} \right] + 5$$

$$d = 8 \text{ s/veh}$$

El mismo procedimiento se sigue para los demás ramales. La **Tabla 41** presenta el control de demora de todos los ramales.

Tabla 41. Control de demora de los ramales del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Ramal	Control de demora (s/veh)
Olmos - Lima	8
Piura - Olmos	7
Olmos - Piura	8
Lima - Olmos	7

Fuente: Elaboración propia.

4.3.4. Nivel de servicio

El nivel de servicio de cada ramal del intercambio está en función del control de demora y la relación volumen – capacidad. La **Tabla 15** establece los criterios para otorgar el NDS a cada ramal. La **Tabla 42** muestra el NDS así como los parámetros utilizados para determinarlo.

Tabla 42. Niveles de servicio de los ramales del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Ramal	Control de demora (s/veh)	Relación volumen – capacidad (X)	Nivel de servicio NDS
Olmos - Lima	8	0.011	A
Piura - Olmos	7	0.023	A
Olmos - Piura	8	0.021	A
Lima - Olmos	7	0.016	A

Fuente: Elaboración propia.

4.3.5. Longitud de cola

Con la **Ecuación 16** se estima la longitud de cola del percentil 95 para cualquier ramal durante un período máximo de 15 minutos donde T es 0.25. Para el ramal Olmos – Lima se tiene lo siguiente:

$$Q_{95} = 900T \left[\frac{v}{c} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v}{c} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)\left(\frac{v}{c}\right)}{150T}} \right] \left(\frac{c}{3600}\right)$$

$$Q_{95} = 900 \times 0.25 \left[0.011 - 1 + \sqrt{(0.011 - 1)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{1484}\right)(0.011)}{150 \times 0.25}} \right] \left(\frac{1484}{3600}\right)$$

$$Q_{95} = 0.033$$

El mismo procedimiento se sigue para los demás ramales. La **Tabla 43** presenta la longitud de cola de todos los ramales.

Tabla 43. Control de demora de los ramales del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Tipo	Ramal	Longitud de cola (veh)
Ramal 1	Olmos - Lima	0.033
Ramal 2	Piura - Olmos	0.071
Ramal 3	Olmos - Piura	0.064
Ramal 4	Lima - Olmos	0.049

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Seguridad.

Ya se ha descubierto que la implementación de un intercambio mejora teóricamente el comportamiento global de seguridad en una intersección. Para comprobarlo, durante la visita a campo, se observó los conflictos típicos en este tipo de infraestructura, a pesar de que el presente trabajo no se centra específicamente en la cuestión de seguridad.

4.4.1. Análisis de problemas típicos de seguridad

Los aspectos típicos de seguridad que el Massachusetts Highway Department (2015) tiene en cuenta en un intercambio fueron observados y son analizados a continuación:

a) Distancia de visión de los puntos de entrada y salida

Los ramales 3 y 4, de entrada y de salida respectivamente, se encuentran en zonas llanas y despejadas de obstáculos. Por lo tanto, los conductores tienen una distancia suficiente para observar los puntos, visualizar las marcas en el pavimento y realizar un desplazamiento lateral para una correcta salida. Por otro lado, los conductores que ingresan por el ramal de lazo 1 y salen por el ramal de lazo 2, además de tener una correcta visualización del ingreso y salida, disponen de dos carriles auxiliares que les permite acelerar, o desacelerar, y encontrar el espacio adecuado para realizar la maniobra (Véase **Figura 57**).



Figura 57. Carriles auxiliares en la entrada del ramal 1 del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Fuente: Elaboración propia.

b) Cambios de velocidad en los puntos de entrada y salida

No se ha proporcionado carriles de aceleración y de desaceleración en ninguno de los ramales. Esto debido a que se ha diseñado el intercambio para que todas las velocidades de circulación, tanto en la vía Panamericana Norte, en la Vía de Evitamiento Sur Piura y en los ramales, sea de 40 km/h de los ramales. Para lograr este propósito se ha colocado señales reglamentarias “Velocidad máxima 40 km/h” en todas las aproximaciones. Los conductores no suelen respetar estas señales y no reducen la velocidad, generando riesgo

de colisión en las rampas de entrada y salida. La **Figura 58** muestra la señal reglamentaria en la aproximación al intercambio desde Lima.



Figura 58. Señal reglamentaria en vía Panamericana Norte.
Fuente: Elaboración propia.

c) Rampas de entrada y salida a la izquierda

En el intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte se ha evitado la disposición de rampas de entrada y salida al lado izquierdo de la vía. Estas van en contra de la expectativa del conductor. Todos los ramales se sitúan al lado derecho.

d) Riesgos de objetos fijos

Los objetos fijos encontrados dentro del intercambio corresponden a las estructuras de soporte de paneles de señales en los ramales de entrada y salida, así como también a los soportes en los que reposa la estructura del puente. Estos elementos se han colocado fuera del área de tránsito, a una distancia prudente de la vía y han sido debidamente separados y protegidos con barreras de seguridad que atenúan el impacto de un eventual despiste de un conductor. En la **Figura 59** se aprecia estos elementos protegidos por las barreras de seguridad.



Figura 59. Objetos fijos en el intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.
Fuente: Elaboración propia.

e) Velocidad excesiva en vías principales y secundarias

Este problema parte de la elección de colocar señales que reduzcan la velocidad de los vehículos en vez de implementar carriles de aceleración y desaceleración. Durante la observación en campo, en su mayoría los conductores hacen caso omiso a dichas señales y continúan viajando a 90 km/h. Uno de sus resultados es una desaceleración pronunciada al tomar una rampa de salida, que genera riesgos de colisión trasera cuando se encuentran varios vehículos tomando la rampa al mismo tiempo. Otro efecto de esta disposición es que los vehículos que ingresan a la Panamericana Norte desde los ramales, no tienen el espacio suficiente para alcanzar la velocidad de circulación de 90 km/h y al ingresar con menor velocidad también generan riesgo de colisión trasera.

f) Señalización horizontal

Según el MTC (2015) se debe cumplir con proveer la señalización horizontal adecuada que demarque la aproximación a ciertas áreas de interés para los conductores. La señalización horizontal es parte fundamental para el correcto funcionamiento de la infraestructura. Estas son marcas en el pavimento para la demarcación de áreas cerradas o de potencial riesgo, demarcación de tránsito divergente y convergente, demarcación para zonas de transición de calzadas separadas a una calzada, y demarcación para la transición en el número de carriles. En el intercambio se ha cumplido con pintar todas ellas a excepción de las marcas para la zona de transición de calzadas separadas a una calzada en el sentido de Lima a Piura. Tal disposición se debe a que se encuentra en proyecto la construcción de la segunda calzada de la Panamericana Norte y por ello no han demarcado esta zona. Sin embargo, como se explica en el siguiente ítem, es una zona importante de conflicto que al menos provisionalmente debería haberse demarcado. La **Figura 60** muestra algunas de las marcas pintadas en las aproximaciones al intercambio.



Figura 60. Demarcación de área cerrada y transición en el número de carriles en el intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Fuente: Elaboración propia.

g) Señalización vertical

El MTC (2015) indica que se debe cumplir con cierta señalización vertical que sea adecuada para proveer la información necesaria al conductor. Esto implica el uso desde señales preventivas y reglamentarias hasta informativas. En el intercambio de estudio se cumple con proveer esta señalización tanto de señales reglamentarias para reducir la velocidad hasta 40 km/h hasta las informativas que indican el lugar a donde le conducirá tomar una determinada salida. La **Figura 61** las señales utilizados para advertir un cambio en el número de carriles.



Figura 61. Señal de advertencia de un cambio en el número de carriles en el intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.
Fuente: Elaboración propia.

4.4.2. Análisis de conflictos

Los vehículos que viajan a través de un intercambio solo deben enfrentar un conflicto: el tráfico que ingresa y sale de la vía; aparte del conflicto que resulta de la congestión dentro del flujo de tráfico. Por ello es que los principales conflictos de tráfico están asociados a los ramales de entrada y salida que conectan la carretera principal con la secundaria. Sin embargo, durante la observación en campo se observó dos secciones con conflictos importantes, ligados a la reducción de carriles, que se analizan brevemente a continuación:

1. Transición de doble calzada a una calzada. Esta sección se encuentra en la aproximación al intercambio desde Lima, inmediatamente después de la salida del ramal 2 Piura – Olmos. Se trata de una transición de cuatro carriles, 2 en cada sentido, a solo dos carriles, uno en cada sentido. Los conductores que viajan de Piura a Lima no interpretan adecuadamente esta transición y llegan a adelantar en esta zona, topándose peligrosamente con el tráfico que viaja en sentido contrario. Además la transición está lejos de contar con la distancia apropiada que indican los manuales del Perú. Tampoco existe una señalización que indique al conductor este cambio en la vía. Se entiende que al estar en proyecto la segunda calzada de la Panamericana Norte, esta sección esté provisionalmente así. Sin embargo, no deja de ser peligroso para los

usuarios de la vía. De hecho, los manuales especializados de Estados Unidos y Australia recomiendan que si existe un cambio en el número de carriles de vía principal, esta reducción sea a una distancia prudente, lejos de la infraestructura. La **Figura 62** muestra la sección de conflicto.



Figura 62. Sección de conflicto en transición de doble calzada a una calzada en Panamericana Norte.
Fuente: Elaboración propia.

2. Reducción de carriles en Vía de Evitamiento Sur Piura. Al igual que el anterior caso, está relacionado con la reducción de carriles en la aproximación de la VESP al intercambio vial. Se trata de una transición de dos carriles, uno en cada sentido, a ocho carriles, cuatro en cada sentido. De estos últimos cuatro, dos son del ramal y dos de la vía que continúa. No se respeta el principio de reducir o añadir un único carril a la vez, sino que se agregan hasta tres al mismo tiempo. Tampoco existe una longitud de transición adecuada ya que particular transición se hace en una longitud que no es la recomendada por los manuales de diseño, ni mucho menos cuenta con una señalización de cambio en la sección. Sin duda, va en contra de la expectativa del conductor y la convierte en una zona de difícil operación tanto para los flujos que convergen como los que divergen. La **Figura 63** muestra la sección en cuestión.



Figura 63. Sección de conflicto en aproximación de la VESP al intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.
Fuente: Elaboración propia.

4.5. Diseño geométrico horizontal y vertical según el DG - 2018

El siguiente diseño fue realizado usando únicamente los criterios del MTC (2018) presentes en el Manual de carreteras: DG - 2018 del Perú. Los criterios de diseño de intersecciones a desnivel del MTC (2018) han sido descritos en el capítulo 1 y cualquier complemento fue consultado en las otras secciones del DG – 2018. Para efectos de comparación se utilizó la configuración tipo trébol de 2 hojas y se diseñó usando los requerimientos mínimos. Finalmente se realizó un análisis operacional para comparar con el análisis operacional del diseño actual del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

4.5.1. Capacidad de las vías y número de carriles

Para establecer el número de carriles de las vías en una intersección a desnivel es necesario establecer la demanda a la que estarán sujetas según el periodo de diseño. Los datos tomados en campo, colocados en la **Tabla 38**, representan el flujo o demanda actual. Para estimar la demanda en el año de diseño, se tomó la premisa de la consultora Naylamp que estableció que en un período de 20 años el tráfico proyectado sería poco más de 2 veces el actual. Considerando esto, se estimó la demanda al año 2032 en la **Tabla 44**.

Tabla 44. Demanda actual y futura de los ramales.

Tipo	Nombre	Demanda actual año 2018 (veh/h)	Demanda futura año 2032 (veh/h)
Vía Principal	Panamericana Norte	197	434
Vía Secundaria	Vía de Evitamiento Sur Piura	107	236
Ramal 1	Olmos - Lima	17	38
Ramal 2	Piura - Olmos	38	84
Ramal 3	Olmos - Piura	32	71
Ramal 4	Lima - Olmos	26	57
Flujo exterior que no se entrecruza	Piura – Lima	79	174

Fuente: Elaboración propia.

Según la **Tabla 1**, las vías con un carril de ancho de 3.60 m tienen una capacidad de 1500 veh/h. Por lo tanto la Panamericana Norte, teniendo un carril con ancho de 3.60 metros, tiene la capacidad suficiente para atender satisfactoriamente la demanda al año 2032. Lo mismo ocurre con la VESP, que con un carril tiene la capacidad de satisfacer la demanda futura. Cabe resaltar que actualmente la Panamericana Norte, en el tramo del intercambio, es una autopista con dos carriles por sentido y la VESP cuenta con un carril por sentido cuyo ancho es de 3.50 metros.

En el caso de las vías de enlace o ramales, con un carril capaz de soportar 1200 veh/h es suficiente para atender la demanda futura en el intercambio. Por lo tanto, los ramales serán de un solo carril. Sin embargo, se subraya que actualmente los ramales son de 2 carriles de 3.50 m.

4.5.2. Parámetros de diseño de planta

Sección de entrecruzamiento

En el intercambio vial se presenta una sección de entrecruzamiento o trenzado en la Panamericana Norte producto del cruce del flujo que emerge del ramal 1 con el que diverge al ramal 2. Los flujos del ramal 1, ramal 2 y el flujo exterior que no se entrecruza que intervienen en el cálculo de la longitud mínima deben estar en equivalentes de vehículos ligeros por hora.

- Ramal 1

Para el porcentaje de vehículos pesados, se utiliza la **Tabla 38**

$$\% \text{ veh. pesados} = \frac{\text{flujo veh. pesados}}{\text{flujo total}} = \frac{9}{17}$$

$$\% \text{ veh. pesados} = 52.9 \%$$

El flujo de diseño de la **Tabla 44** es segregado en vehículos ligeros y pesados.

$$\text{flujo de diseño} = 38 \text{ veh/h}$$

$$\text{flujo veh. pesados} = 38 \times 52.9 \% = 20 \text{ veh. pesados/h}$$

$$\text{flujo veh. ligeros} = 38 - 20 = 18 \text{ veh. ligeros/h}$$

La **Tabla 13** señala que un vehículo pesado equivale a dos vehículos ligeros. Por lo tanto, el flujo de diseño en equivalente de vehículos ligeros por hora se calcula de la siguiente manera.

$$\text{flujo diseño} = 2 \times (20) + 18$$

$$\text{flujo diseño} = 58 \text{ veh. ligeros/h}$$

El procedimiento se repite para los otros flujos. La **Tabla 45** presenta los flujos en equivalente de vehículos ligeros por hora.

Tabla 45. Flujo en equivalente de vehículos ligeros por hora.

Tipo	Nombre	Porcentaje de vehículos pesados (%)	Flujo (veh. Ligeros/hora)
Ramal 1	Olmos - Lima	52.9	58
Ramal 2	Piura - Olmos	65.8	139
Flujo exterior que no se entrecruza	Piura - Lima	58.2	275

Fuente: Elaboración propia.

Los flujos provenientes de la **Tabla 45** se han ilustrado en la **Figura 64** para mayor comprensión.

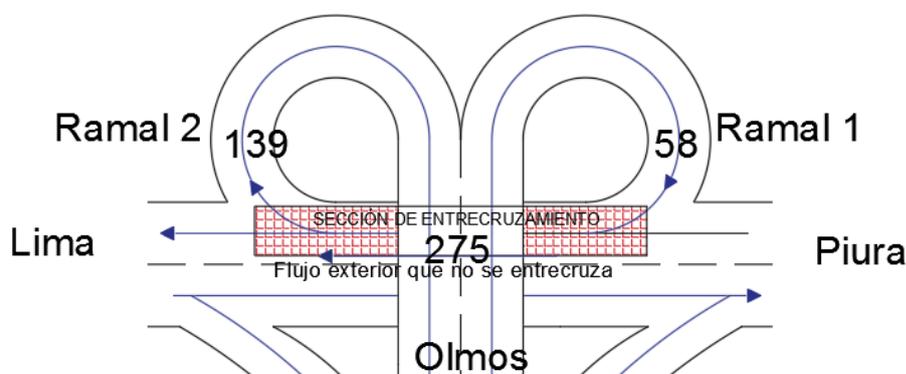


Figura 64. Flujos en sección de entrecruzamiento calculados según MTC.

Fuente: Elaboración propia.

Con la **Ecuación 1** se calcula el número de carriles.

$$N = \frac{(139 + 3 \times 58 + 275)}{1800} = 0.33$$

Por lo tanto es necesario al menos un carril. Para lo anterior se ha considerado un factor de trenzado de 3, así como una capacidad de carril en la zona de entrecruzamiento de 1800 veh/h. Esta última proviene de la **Tabla 2**, donde la capacidad viene dada por una calidad de flujo III que equivale a un nivel de servicio C, nivel de servicio para el que se diseña comúnmente una vía, cuando la zona de entrecruzamiento está en una carretera de dos carriles como la Panamericana Norte (Véase **Tabla 3**). Dado que esta vía tiene dos carriles no debería ser necesario agregar un carril adicional. Sin embargo, debido a que la velocidad del ramal será notablemente menor que la carretera será necesario un carril adicional de aceleración para el ramal 1 y desaceleración para el ramal 2, como se observa más adelante.

Para la longitud de trenzado se utiliza la **Figura 15**. De aquí se obtiene que esta longitud mínima debe ser de aproximadamente 25 metros.

Balance de carriles

Se cumple que, donde emergen la vía principal y el ramal, el número de carriles más allá del punto de entrada no es menor que la suma de los carriles de ambas menos uno; y, más allá del punto de salida, la calzada principal no se reduce en número de carriles.

Además, según lo indicado en el ítem 1.6.3 de la presente tesis, la longitud mínima de entrecruzamiento se obvia puesto que la distancia mínima entre puntos consecutivos de entrada y salida debe ser 180 metros. Obedeciendo este mismo inciso, el ángulo entre la vía de enlace y la vía principal está entre 4° y 5° y la longitud mínima de las narices de entrada y salida es de 45 metros.

Vías de enlace

De la **Tabla 5** se obtiene que el ancho de calzada de los ramales no debe ser menor a 4 metros, por lo que éste es el ancho de carril a utilizar. La **Tabla 5** también indica una pendiente máxima de 5% y en casos excepcionales de hasta 8%. En ramales no existe sobreancho.

Para la velocidad de diseño se emplea la **Tabla 6**. Tener en cuenta que se supuso una velocidad de diseño en la Panamericana Norte de 90 km/h por ser la velocidad máxima permitida, y para la VESP se tomó una velocidad de 40 km/h. Esto último por el hecho que, a pesar de que la velocidad directriz es de 70 km/h en la VESP, existen señales reglamentarias de reducir velocidad hasta 40 km/h debido a que la vía termina en el intercambio.

- Ramal 1. La velocidad de origen es 90 km/h y la de destino 40 km/h. Considerando que es un lazo, no está definida una velocidad mínima deseable. No obstante, por homogeneidad se procura que no sea inferior a la vía de donde procede. En este caso la velocidad mínima deseable sería 45 km/h.
- Ramal 2. La velocidad de origen es 40 km/h y la de destino 90 km/h. Considerando que es un lazo, no está definida una velocidad mínima deseable. Se toma la velocidad mínima en cualquier caso de 25 km/h.
- Ramal 3. La velocidad de origen es 40 km/h y la de destino 90 km/h. Considerando que es un enlace directo, se realizó una interpolación de datos para obtener la velocidad mínima deseable "X".

$$\frac{X - 30 \text{ km/h}}{90 \text{ km/h} - 80 \text{ km/h}} = \frac{35 \text{ km/h} - 30 \text{ km/h}}{100 \text{ km/h} - 80 \text{ km/h}}$$

$$X = 32.5 \text{ km/h}$$

- Ramal 4. La velocidad de origen es 90 km/h y la de destino 40 km/h. Considerando que es un enlace directo, se realizó una interpolación de datos para obtener la velocidad mínima deseable “X”.

$$\frac{X - 45 \text{ km/h}}{90 \text{ km/h} - 80 \text{ km/h}} = \frac{60 \text{ km/h} - 45 \text{ km/h}}{100 \text{ km/h} - 80 \text{ km/h}}$$

$$X = 52.5 \text{ km/h}$$

Estas velocidades mínimas son las deseables pero pueden disminuir según conveniencia hasta 25 km/h. Por ello y para uniformizar, se ha optado por una velocidad de diseño de 40 km/h para todos los ramales. Con esto se evita la colocación de un carril de aceleración para ingresar del ramal 4 a la VESP y un carril de desaceleración para ingresar de la VESP al ramal 3. Con la **Tabla 7** se establece un radio mínimo de 40 metros y un peralte máximo de 8%. Establecido el radio mínimo, se utiliza la **Tabla 46** sugerida por el MTC (2018) por tener los parámetros que más se adecuan para obtener el ancho de calzada de los ramales. Los casos I, II y III, así como A, B y C ya han sido descritos en la sección 3.4.6.5 de la presente tesis.

Tabla 46. Anchos de calzada en ramales según radio interior de la calzada.

Radio interior de calzada (m)	Ancho de calzada en ramales (m)								
	Caso I			Caso II			Caso III		
	Características del tránsito								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	5.5	5.5	7.0	7	7.6	8.8	9.4	10.6	12.8
20	5	5.3	6.2	6.6	7.2	8.4	9	10.2	11.7
22.5	4.8	5.1	5.8	6.4	7	8.2	8.8	10	11.2
25	4.7	5	5.7	6.3	6.9	8	8.7	9.8	11
30	4.5	4.9	5.4	6.1	6.7	7.6	8.5	9.4	10.6
40	4.3	4.9	5.2	5.9	6.5	7.4	8.3	9.2	10.2
45	4.2	4.8	5.1	5.8	6.4	7.3	8.2	9.1	10
60	4	4.8	4.9	5.8	6.4	7	8.2	8.8	9.4
80	4	4.7	4.9	5.6	6.2	6.8	8	8.6	9.2
90	3.9	4.6	4.8	5.5	6.1	6.7	7.9	8.5	9.1
100	3.9	4.6	4.8	5.5	6.1	6.7	7.9	8.5	9
120	3.9	4.5	4.8	5.5	6.1	6.7	7.9	8.5	8.8
150	3.7	4.5	4.6	5.5	6.1	6.7	7.9	8.5	8.8
250	3.7	4.5	4.4	5.4	6	6.6	7.6	8.3	8.5
Tangente	3.7	4	4	5.2	5.8	6.4	7	8	8

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

Para este caso, tipo I-C, la calzada es de aproximadamente 5.20 metros. Se debe hacer una corrección de ancho según la **Tabla 47**, sugerida por el MTC (2018), deduciendo así 0.60 metros donde la berma sea al menos 1.20 metros. Finalmente el ancho de calzada en ramales es de 4.60 metros.

Tabla 47. Modificación de anchos de calzada por efectos de berma y sardinel.

Características		Caso I	Caso II	Caso III
Bermas sin pavimento		Sin modificación	Sin modificación	Sin modificación
Sardinel a nivel		Sin modificación	Sin modificación	Sin modificación
Sardinel elevado	Un lado	Añadir 0.30	Sin modificación	Sin modificación
	Dos lados	Añadir 0.30	Añadir 0.30	Añadir 0.30
Berma pavimentada en uno o ambos lados		Sin modificación	Deducir ancho de las bermas. Ancho mínimo similar al caso I	Deducir 0.60 donde la berma sea de 1.20 metros como mínimo

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

Carriles de cambio de velocidad

El diseño del intercambio debe contemplar la presencia de dos carriles de aceleración y dos de desaceleración. El MTC (2018) señala que para su diseño se utilice la sección 502.09 del manual DG 2018, que corresponde al tópico de Intersecciones a nivel, por ser lo que más se adecua a los parámetros.

Para los carriles de aceleración se debe tener en cuenta la **Ecuación 18**. Su longitud total (L_T) es la suma del largo de la zona de aceleración propiamente dicha (L_A) y de la zona de transición o cuña (L_C), en la que L_T no puede sobrepasar los 300 metros en ningún caso.

$$L_T = L_A + L_C$$

Ecuación 18

La **Tabla 48** presenta valores de L_T , en función a la velocidad de diseño del ramal V_r y la de la carretera V_C , y valores de L_C fijos. Estos valores son válidos para pendientes de $\pm 3\%$, que corresponde al intercambio que se diseña.

Tabla 48. Longitudes totales del carril de aceleración de un intercambio en función de la velocidad del ramal y de la carretera.

V_C (km/h)	L_C (m)	$V_r=0$ (km/h)	$V_r=30$ (km/h)	$V_r=40$ (km/h)	$V_r=50$ (km/h)	$V_r=60$ (km/h)	$V_r=70$ (km/h)	$V_r=80$ (km/h)	$V_r=90$ (km/h)
60	50	100	75	50					
70	50	150	120	100					
80	50	240	200	180	140	100			
90	75	300	275	250	220	170	140		
100	75	300	300	300	275	250	225	200	
110	75	300	300	300	300	300	250	250	250
>120	75	300	300	300	300	300	300	300	300

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

Para los vehículos que emergen del ramal 1 a una velocidad de 40 km/h y deben alcanzar 90 km/h, es necesaria una longitud total de 250 metros, donde la longitud de cuña $L_C = 75$ y la longitud de aceleración propiamente dicha $L_A = 175$. Mismas longitudes son necesarias para el carril de aceleración del ramal 3, que parte de los 40 km/h y debe alcanzar los 90 km/h.

Para los carriles de desaceleración se debe tener en cuenta la **Ecuación 19**. La longitud total (L_T) es la suma del largo de la zona de desaceleración propiamente dicha (L_D) y de la zona de transición o cuña (L_C).

$$L_T = L_D + L_C$$

Ecuación 19

La **Figura 65** presenta valores de L_D y L_T , en función de V_r , V_C y la pendiente de los ramales; así como los valores de L_C fijos.

Para los vehículos que viajen por la Panamericana Norte, procedentes de Piura, a 90 km/h e ingresen al ramal 2 a 40 km/h, es necesaria una longitud total de desaceleración de 110 metros, donde la longitud de cuña $L_C = 80$ y la longitud de desaceleración propiamente dicha $L_D = 30$. Similares longitudes son necesarias para el carril de desaceleración para ingresar al ramal 4.

Antes, en el balance de carriles, se determinó que la distancia mínima entre el punto de entrada del ramal 1 y el punto de salida del ramal 2 sería 180 metros. Sin embargo, esta distancia debe ser aumentada hasta 250 metros debido a que es la longitud mínima del carril de aceleración del ramal 1. Aumentar esta distancia no solo permite respetar la distancia necesaria de aceleración, sino también cumplir notablemente con la distancia de desaceleración para entrar al ramal 2.

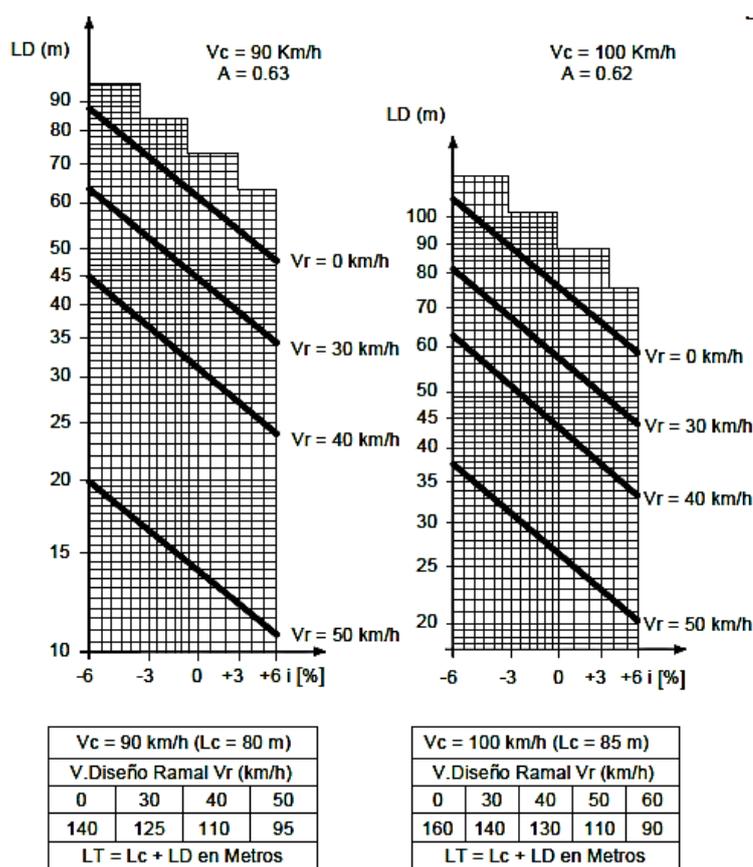


Figura 65. Longitudes de carriles de desaceleración de un intercambio.
Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018

4.5.3. Otros parámetros de diseño

De la **Tabla 9** se aprecia que para una velocidad de 40 km/h la distancia mínima de visibilidad de parada es de 39 metros y la pendiente máxima a utilizar es de $\pm 8\%$, la cual cumple con la pendiente máxima excepcional descrita antes.

Para el cálculo de ancho de berma el MTC (2018) indica se tenga en cuenta la **Tabla 49** donde se muestran los anchos de berma para autopistas y carreteras de diferente IMDA según la velocidad de diseño de las vías.

Tabla 49. Ancho de berma lateral según velocidad de diseño en autopistas y carreteras.

Clasificación	Autopista				Carretera				Carretera			
Veh/día	4001 – 6000				2001 – 4000				400 - 2000			
Características	Segunda clase				Primera clase				Segunda clase			
Tipo de orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
40 km/h												1.2
50 km/h							2.6	2.6			1.2	1.2
60 km/h	3.0	3.0	2.6	2.6	3.0	3.0	2.6	2.6	2.0	2.0	1.2	1.2
70 km/h	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	2.0	2.0	1.2	
80 km/h	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0		2.0	2.0		
90 km/h	3.0	3.0	3.0		3.0	3.0			2.0			
100 km/h	3.0	3.0	3.0		3.0				2.0			
110 km/h	3.0											
120 km/h	3.0											

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, DG 2018.

Siendo los ramales clasificados como de segunda clase, el ancho de berma lateral derecha es de 1.20 metros. Según notas del manual del MTC (2018) la berma lateral izquierda también es de 1.20 metros.

4.5.4. Análisis operacional final

El análisis operacional final del diseño propuesto permite observar si un intercambio diseñado con los parámetros mínimos del MTC es suficiente para atender el flujo vehicular de demanda.

4.5.4.1. Estimación de la capacidad

Con el diseño propuesto del intercambio vial en el ítem anterior, se evaluó la capacidad y nivel de servicio de los ramales que conectan ambas carreteras en el intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Para hallar la capacidad del ramal se utiliza la **Ecuación 2**.

$$c_i = s_i$$

Se determina los factores de ajuste de la tasa de flujo de saturación, que son constantes de un ramal a otro, antes de estimar la capacidad.

- Tasa de flujo de saturación base.

Según el **Tabla 11** $s_0 = 1750 \frac{veh}{h} / carril$.

- Ajuste por ancho de carril.

Siendo el ancho de todos los carriles 4.6 m y según la **Tabla 12**
 $f_W = 1.04$.

- Factor de ajuste por pendiente del ramal.

De la **Ecuación 5**

$$f_g = 1 - \frac{8}{200} = 0.96$$

- Ajuste por estacionamiento.

No hay carril de estacionamiento por lo que $f_p = 1$.

- Ajuste por bloqueo de bus.

Este factor no se tendrá en cuenta dado que no hay autobuses que bloqueen el flujo vehicular.

- Ajuste por tipo de área.

El intercambio está ubicado en una zona rural, por lo tanto no se utiliza este factor.

- Ajuste para giro a la derecha.

De la **Ecuación 8**

$$f_{RT} = \frac{1}{1.18} = 0.85$$

- Ajuste para giro a la izquierda.

De la **Ecuación 9**

$$f_{LT} = \frac{1}{1.05} = 0.95$$

- Ajuste para peatones y ciclistas.

Este factor no es necesario pues no hay conflicto entre vehículos, peatones y bicicletas.

Los factores restantes varían de un ramal a otro por tener variables de flujo.

1. Ramal Olmos – Lima

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{9}{17} \times 100(2 - 1)} = 0.65$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

De la **Tabla 14** se obtiene $f_{LU} = 1$.

- Ajuste por presión de tráfico.

De la **Ecuación 2-12**

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486(17/1)} = 1.01$$

Se estima la capacidad con la **Ecuación 3**.

$$c = s = s_0 N f_W f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 1 \times 1.04 \times 0.65 \times 0.96 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 1 \times 1.01$$

$$c = 926 \text{ veh/h}$$

2. Ramal Piura – Olmos

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{25}{38} \times 100(2 - 1)} = 0.603$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

De la **Tabla 14** se obtiene $f_{LU} = 1$.

- Ajuste por presión de tráfico.

Como el flujo de demanda es mayor a 30, entonces $v'_i = 30$

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486(30)} = 1.08$$

Se estima la capacidad.

$$c = s = s_0 N f_W f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 1 \times 1.04 \times 0.60 \times 0.96 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 1 \times 1.08$$

$$c = 914 \text{ veh/h}$$

3. Ramal Olmos – Piura

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{19}{32} \times 100(2 - 1)} = 0.63$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

De la **Tabla 14** se obtiene $f_{LU} = 1$.

- Ajuste por presión de tráfico.

Como el flujo de demanda es mayor a 30, entonces $v'_i = 30$

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486(30)} = 1.08$$

Se estima la capacidad.

$$c = s = s_0 N f_W f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 1 \times 1.04 \times 0.63 \times 0.96 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 1 \times 1.08$$

$$c = 960 \text{ veh/h}$$

4. Ramal Lima – Olmos

- Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

De la **Tabla 38** se obtiene el porcentaje de vehículos pesados.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + \frac{12}{26} \times 100(2 - 1)} = 0.68$$

- Factor de ajuste por la utilización del carril.

De la **Tabla 14** se obtiene $f_{LU} = 1$.

- Ajuste por presión de tráfico.

$$f_v = \frac{1}{1.07 - 0.00486\left(\frac{26}{1}\right)} = 1.06$$

Se estima la capacidad.

$$c = s = s_0 N f_W f_{HW} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT} f_{Lpb} f_{Rpb} f_{LU} f_v$$

$$c = 1750 \times 1 \times 1.04 \times 0.68 \times 0.96 \times 1 \times 0.85 \times 0.95 \times 1 \times 1.06$$

$$c = 1017 \text{ veh/h}$$

La **Tabla 50** resume los resultados de la estimación de la capacidad de cada ramal del intercambio.

Tabla 50. Capacidad de los ramales del intercambio propuesto.

Ramal	Capacidad (veh/h)
Olmos - Lima	926
Piura - Olmos	915
Olmos - Piura	960
Lima - Olmos	1017

Fuente: Elaboración propia.

4.5.4.2. Relación volumen – capacidad

Con la **Ecuación 14** se calcula la relación volumen – capacidad de cada ramal. Las tasas de flujo de demanda real de cada ramal son las mismas que en la **Tabla 38**. Para el ramal Olmos – Lima se tiene lo siguiente:

$$X = \frac{v}{c} = \frac{17}{926} = 0.011$$

El mismo procedimiento se sigue para los demás ramales. La **Tabla 51** presenta la relación volumen – capacidad de todos los ramales.

Tabla 51. Relación volumen – capacidad de los ramales del intercambio propuesto.

Ramal	Capacidad (veh/h)	Demanda real (veh/h)	Relación volumen – capacidad (X)
Olmos - Lima	926	17	0.018
Piura - Olmos	915	38	0.042
Olmos - Piura	960	32	0.033
Lima - Olmos	1017	26	0.026

Fuente: Elaboración propia.

4.5.4.3. Control de demora

La **Ecuación 15** se usa para estimar el control de demora para cada ramal del intercambio. Cabe destacar que para un período de análisis de 1 hora el valor de T será 1. Para el ramal Olmos – Lima se tiene lo siguiente:

$$d = \frac{3600}{c} + 900T \left[\frac{v}{c} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v}{c} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)\left(\frac{v}{c}\right)}{450T}} \right] + 5$$

$$d = \frac{3600}{926} + 900 \left[\frac{17}{926} - 1 + \sqrt{\left(\frac{17}{926} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{926}\right)\left(\frac{17}{926}\right)}{450}} \right] + 5$$

$$d = 9 \text{ s/veh}$$

El mismo procedimiento se sigue para los demás ramales. La **Tabla 52** presenta el control de demora de todos los ramales.

Tabla 52. Control de demora de los ramales del intercambio propuesto.

Ramal	Control de demora (s/veh)
Olmos - Lima	9
Piura - Olmos	9
Olmos - Piura	9
Lima - Olmos	9

Fuente: Elaboración propia.

4.5.4.4. Nivel de servicio

El nivel de servicio de cada ramal del intercambio está en función del control de demora y la relación volumen – capacidad. La **Tabla 15** establece los criterios para otorgar el NDS a cada ramal. La **Tabla 53** muestra el NDS así como los parámetros utilizados para determinarlo.

Tabla 53. Nivel de servicio de los ramales del intercambio propuesto.

Ramal	Control de demora (s/veh)	Relación volumen – capacidad (X)	Nivel de servicio NDS
Olmos - Lima	9	0.018	A
Piura - Olmos	9	0.019	A
Olmos - Piura	9	0.030	A
Lima - Olmos	9	0.026	A

Fuente: Elaboración propia.

4.5.4.5. Longitud de cola

Con la **Ecuación 16** se estima la longitud de cola del percentil 95 para cualquier ramal durante un período máximo de 15 minutos donde T es 0.25. Para el ramal Olmos – Lima se tiene lo siguiente:

$$Q_{95} = 900T \left[\frac{v}{c} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v}{c} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)\left(\frac{v}{c}\right)}{150T}} \right] \left(\frac{c}{3600}\right)$$

$$Q_{95} = 900 \times 0.25 \left[0.018 - 1 + \sqrt{(0.018 - 1)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{926}\right)(0.018)}{150 \times 0.25}} \right] \left(\frac{926}{3600}\right)$$

$$Q_{95} = 0.055$$

El mismo procedimiento se sigue para los demás ramales. La **Tabla 54** presenta la longitud de cola de todos los ramales.

Tabla 54. Control de demora de los ramales del intercambio.

Tipo	Ramal	Longitud de cola (veh)
Ramal 1	Olmos - Lima	0.055
Ramal 2	Piura - Olmos	0.058
Ramal 3	Olmos - Piura	0.093
Ramal 4	Lima - Olmos	0.080

Fuente: Elaboración propia.

4.6. Diseño geométrico horizontal y vertical según FHWA

El siguiente diseño fue realizado usando únicamente los principios que plantea AASHTO (2011). Cualquier complemento fue consultado en manuales de la propia Federal Highway Administration de Estados Unidos. Para efectos de comparación con el intercambio de estudio se utilizó la configuración tipo trébol de 2 hojas con ramales de dos carriles, tal cual se ha construido el intercambio.

4.6.1. Número de carriles y balance de carriles

La cantidad de carriles, tanto en rampas como en las carreteras que se cruzan, varía de acuerdo al flujo vehicular. Por ello, en la **Tabla 44** se definieron los volúmenes de diseño, y teniendo en cuenta que la capacidad de un carril en una vía de este tipo es de aproximadamente 1800 veh/h, se concluye que solo es necesario que las rampas y vías tengan un carril. Sin embargo, tal cual se comentó antes, se utilizará ramales de dos carriles.

La cantidad de carriles proporcionados debe ser constante a lo largo de cualquier vía importante, independientemente de los cambios en el volumen de tráfico y las necesidades de balance de carril. Por lo tanto, la Panamericana Norte debe mantener los dos carriles por sentido, antes y después de la infraestructura. Con la VESP, de un carril por sentido, no hay problema pues culmina en el intercambio.

Con los 3 principios de balance de carriles se ha determinado el número adecuado de carriles para cada sección del intercambio como muestra la **Figura 66**.

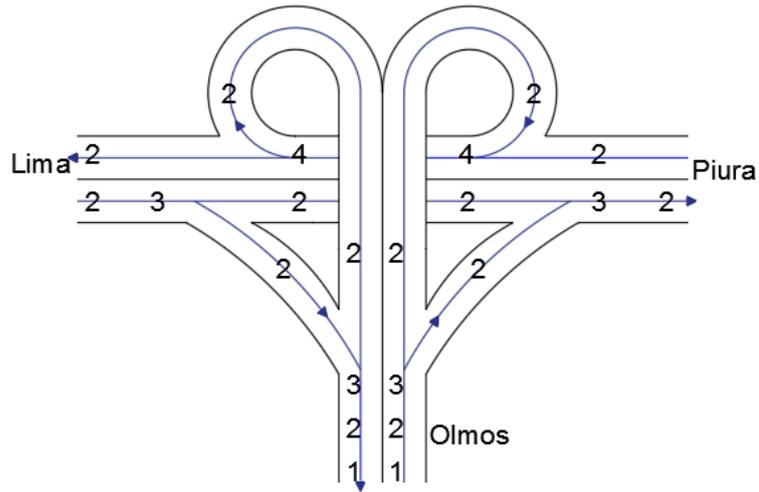


Figura 66. Número de carriles por sección en el intercambio.
Fuente: Elaboración propia.

4.6.2. Carriles auxiliares

Se determina la necesidad de carriles auxiliares en varias secciones del intercambio. Los carriles auxiliares mencionados cumplen distintas necesidades:

- Por existir sección de entrecruzamiento, formado por la entrada del ramal 1 y la salida del ramal 2, y una distancia menor a 450 metros entre entrada y salida (Véase **Figura 67**)

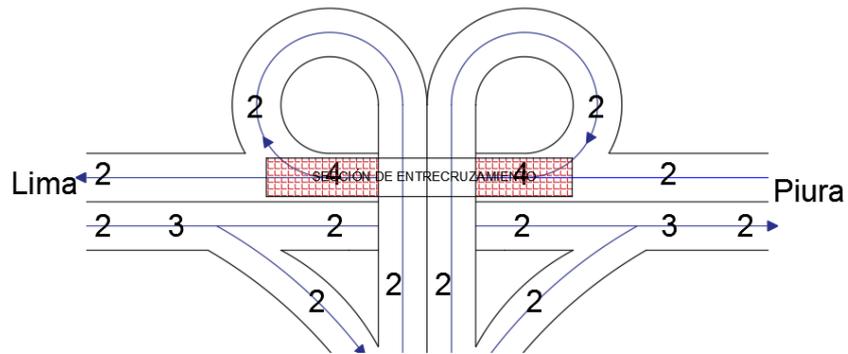


Figura 67. Zona de carriles auxiliares por sección de entrecruzamiento.
Fuente: Elaboración propia.

- Por cumplir con el balance de carriles (Véase **Figura 68**).

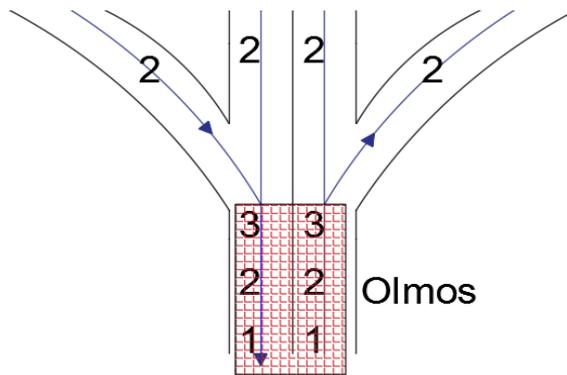


Figura 68. Zona de carriles auxiliares por principio de balance de carriles.
Fuente: Elaboración propia.

- Por necesidad de un carril de aceleración y desaceleración (Véase **Figura 69**).

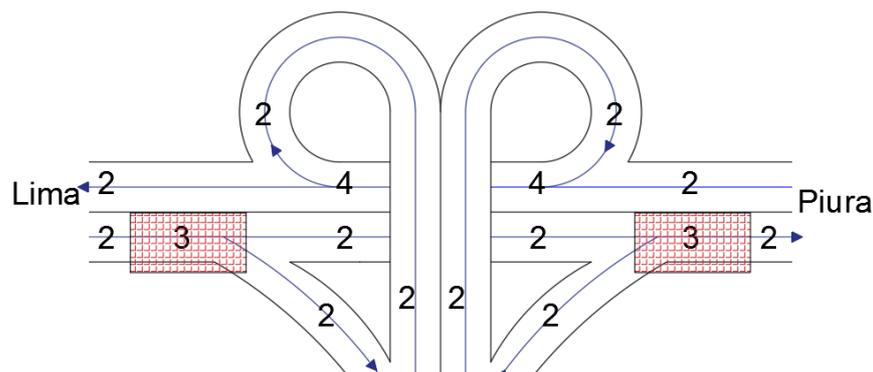


Figura 69. Zona de carriles auxiliares por necesidad de carriles de aceleración y desaceleración.
Fuente: Elaboración propia.

Los del último tipo son diseñados posteriormente. Para los del segundo tipo, se siguió algunas pautas. Estas se describen a continuación:

- Salida hacia el ramal 3

Se usa el detalle de la **Figura 44** que ilustra la salida típica paralela de dos carriles. Cabe destacar que aquí existe una triple transición para cumplir con el balance de carriles, primero para transformar la VESP de un carril a dos, posteriormente a tres y finalmente a los cuatro carriles. La longitud total mínima empleada desde la primera transición hasta el punto donde el ramal empieza a separarse de la vía será de 750 metros. Se usó la tasa de estrechamiento 25:1. La **Figura 70** muestra el diseño de los carriles auxiliares en el punto de salida hacia el ramal 3. Las medidas se encuentran en metros.

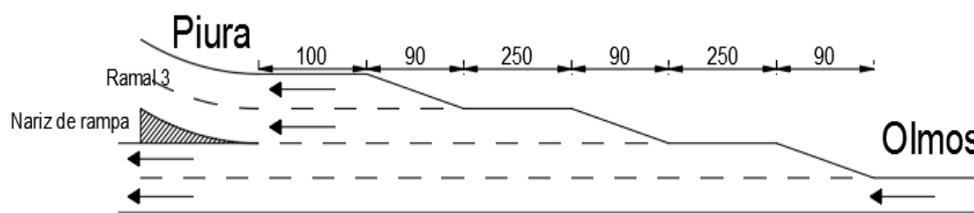


Figura 70. Diseño de carriles auxiliares en salida hacia el ramal 3 según AASHTO.
Fuente: Elaboración propia.

- Entrada a VESP desde el ramal 4

Se usa el detalle de la **Figura 41** que ilustra la entrada típica paralela de dos carriles. Aquí también existe una triple transición para cumplir con el balance de carriles, primero para reducir el ramal a un carril, posteriormente para eliminar el ramal y finalmente para reducir la VESP a un carril por sentido. La longitud total puede prolongarse hasta los 750 o 1000 metros. Se usó la tasa de estrechamiento 25:1. La **Figura 71** muestra el diseño de los carriles auxiliares en el punto de entrada del ramal 4 a la Vía de Evitamiento Sur Piura. Las medidas se encuentran en metros.

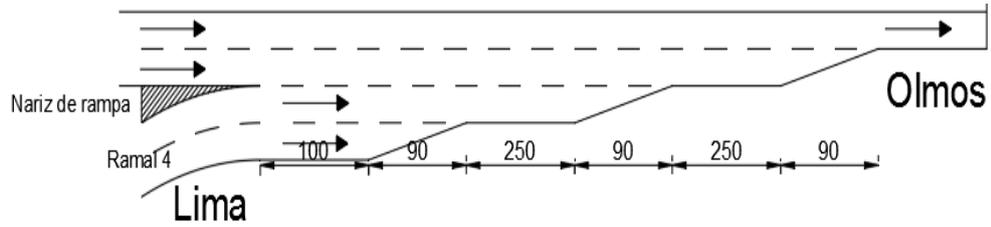


Figura 71. Diseño de carriles auxiliares en entrada del ramal 4 a VESP según AASHTO.
Fuente: Elaboración propia.

4.6.3. Diseño de rampas

4.6.3.1. Velocidad de diseño

Para la velocidad de diseño se emplea la **Tabla 17**. Para este caso donde se cuenta con diferentes velocidades de diseño en las carreteras que se cruzan, la carretera con mayor velocidad es el control al seleccionar la velocidad de diseño de la rampa. A efectos de lo anterior, para una velocidad de control de 90 km/h, la velocidad de diseño de rampa deseablemente debe ser entre 50 y 80 km/h. Sin embargo, esta puede variar según el tipo de rampa.

- Ramal 1 y 2. Considerando que ambos son un lazo, valores de velocidad mayores a 50 km/h implican un área muy grande que aumenta el costo. En este caso la velocidad mínima deseable es 40 km/h.
- Ramal 3 y 4. Considerando que ambos son ramales directos y de giro a la derecha, cualquier velocidad comprendida entre 50 y 80 km/h es práctica.

Para uniformizar, se ha optado por una velocidad de diseño de 40 km/h para todos los ramales, cuyo radio mínimo es 47 metros.

4.6.3.2. Ancho de calzada

Para el ancho de calzada se hace uso de la **Tabla 22**. En este caso, se trata de dos carriles operando en una dirección por lo que es el caso III-C. Para un radio de 47 metros se obtiene un ancho de calzada de 9.60 metros. No obstante, este ancho se reduce en 0.60 metros por tener una berma mayor a 1.20 metros. A fin de cuentas, el ancho de calzada será 9 metros, con una berma izquierda de 1.20 metros y una berma derecha de 1.80 metros.

4.6.3.3. Pendiente

Para aquellos ramales con una velocidad de diseño de 40 a 50 km/h las máximas pendientes deseables son entre 5 a 7 %. Por lo tanto para el diseño del intercambio se consideró una pendiente máxima de 7%. Además se definió una pendiente máxima excepcional del 9% solo para tramos puntuales que amerite por las condiciones topográficas.

4.6.3.4. Peralte

El máximo valor de pendiente transversal está determinado por los datos del **Anexo A**. Ya que la velocidad de diseño es de 40 km/h, se utilizó

un peralte máximo de 4% y solo en casos excepcionales, por las condiciones topográficas, se utilizó el 8% como el peralte máximo excepcional.

4.6.4. Diseño de terminales

Con el fin de satisfacer la ubicación de la rampa, todas las terminales se han colocado en sección de la carretera cuya pendiente es horizontal o cercana al 0%. Además las terminales de salida de los ramales 3 y 4 se han colocado antes de la estructura para favorecer su observación por parte del conductor. El ramal 2 de bucle es el único que se encuentra después de la estructura y se le ha proporcionado un carril auxiliar de desaceleración.

4.6.4.1. Carriles de aceleración

El diseño del intercambio contempla la presencia de dos carriles de aceleración y dos de desaceleración.

La **Tabla 26** presenta valores de longitud mínima de aceleración en función de la velocidad de diseño del ramal y de la carretera. Para los vehículos que emergen del ramal 1 a una velocidad de 40 km/h y deben alcanzar 90 km/h, es necesaria una longitud de aceleración de 205 metros y una longitud adicional de 90 metros por la transición de un carril a otro. En total 295 metros.

Por otro lado, la longitud mínima de aceleración del ramal 3 también es de 205 metros, pero se necesita 430 metros adicionales por la transición de carriles. En total 635 metros. La **Figura 76** muestra el resultado del carril de aceleración en el punto de entrada del ramal 3 a la Panamericana Norte. Las medidas se encuentran en metros.

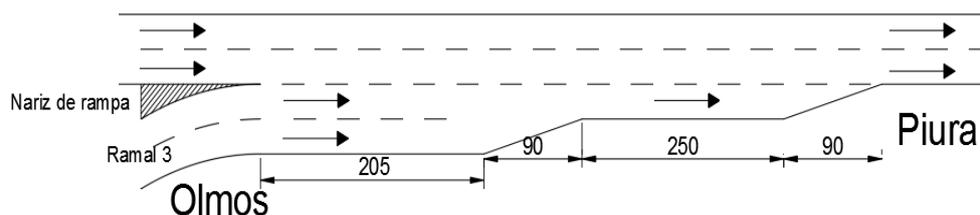


Figura 72. Diseño de carril de aceleración en entrada del ramal 3 según AASHTO.
Fuente: Elaboración propia.

4.6.4.2. Carriles de desaceleración

Para los carriles de desaceleración se debe tener en cuenta la **Tabla 31**. Para los vehículos que viajen por la Panamericana Norte, procedentes de Piura, a 90 km/h e ingresen al ramal 2 a 40 km/h, es necesaria una longitud de desaceleración de 120 metros y una longitud adicional de 90 metros por la transición de un carril a otro. En total 210 metros.

Por otro lado, la longitud mínima de desaceleración para ingresar al ramal 4 también es de 120 metros, pero se necesita 280 metros adicionales por la transición de carriles. En total 400 metros. La **Figura 73** muestra el resultado del carril de desaceleración en el punto de salida del ramal 4. Las medidas se encuentran en metros.

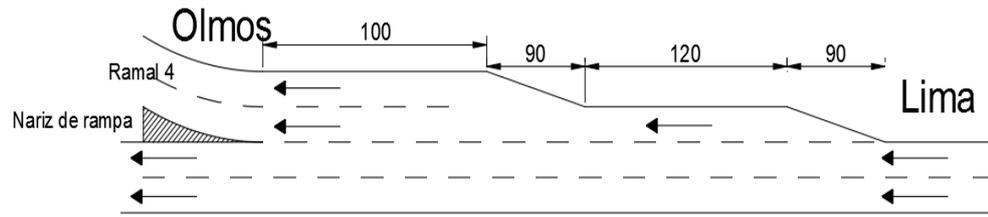


Figura 73. Diseño de carril de desaceleración en salida del ramal 4 según AASHTO.
Fuente: Elaboración propia.

4.6.4.3. Distancia entre terminales sucesivas

Para las terminales sucesivas del intercambio se determinó la longitud mínima entre ellas con ayuda de la **Tabla 24**.

- Terminal de entrada seguida de terminal de salida.

El ramal 1 y 2 forman este singular caso. Según AASHTO la longitud mínima no puede estimarse según esta tabla debido a que se trata de ramales de lazo. Por lo tanto, se comparó la longitud mínima de aceleración del ramal 1, 295 metros, con la longitud mínima de desaceleración del ramal 2, 210 metros. Se observó que la distancia necesaria entre la terminal 1 y 2 es 295 metros.

- Terminal de salida seguida de terminal de entrada.

El ramal 3 y 4 forman este caso. Según la tabla la longitud mínima debe ser 120 metros.

Estas distancias son medidas entre las narices de las terminales.

4.6.5. Distancia mínima entre intercambios

Según AASHTO (2011) en áreas rurales dos intercambios deben espaciarse a no menos de 5 kilómetros. Estas pautas de espaciado están destinadas a minimizar la interrupción del tráfico de entrada y salida a la vía principal y para evitar un espacio insuficiente para comprender la señalización utilizada. Un espaciamiento menor requiere el uso de carriles colectores-distribuidores para eliminar el impacto de la aceleración y desaceleración de los vehículos al entrar o salir de la carretera. En consecuencia se eligió un espaciamiento mínimo entre intercambios de 5 km con el fin de que en el futuro otro eventual intercambio no influya negativamente en la operación y seguridad del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

4.7. Diseño geométrico horizontal y vertical – Austroads Ltd.

El siguiente diseño fue realizado usando únicamente los principios que plantea Austroads (2015). Cualquier complemento fue consultado en manuales de la propia Austroads Ltd. de Australia. Para efectos de comparación con el intercambio de estudio se utilizó la configuración tipo trébol de 2 hojas con ramales de dos carriles, tal cual se ha construido el intercambio.

4.7.1. Número de carriles balance de carriles

Para la Austroads (2017) determinar el número básico de carriles es fundamental para la operación segura y eficiente del tráfico. Por ello indica que las rutas de importancia deben mantener el número de carriles proporcionados a lo largo

de su longitud, independientemente de los cambios en el volumen de tráfico producto que los vehículos ingresan y salen de la carretera.

La selección de ese número de carriles se lleva a cabo utilizando la **Tabla 55** y los volúmenes de tráfico pronosticado de la **Tabla 44**.

Tabla 55. Número de carriles en rampas.

Descripción de rampa	Criterio para proveer
Rampa de un carril	VHD < 1000 veh/h
Lazo de un carril	VHD < 900 veh /h
Un carril en nariz, dos en rampa	1000 < VHD < 1800 veh/h
Dos carriles en nariz, dos en rampa	VHD > 1800 veh/h

Fuente: Austroads, Guide to Traffic Management Part 6, 2017.

Resulta que al ser los volúmenes de diseño menores a 900 veh/h, solo es necesario que las rampas tengan un carril. Sin embargo, tal cual se comentó antes, se utilizará ramales de dos carriles.

En cuanto al balance de carriles, Austroads (2017) sigue los mismos 3 principios de balance de AASHTO (2011), por lo que el esquema de carriles coincide con el estimado con AASHTO (2011) y se muestra en la **Figura 66**.

4.7.2. Carriles auxiliares

Se determina la necesidad de carriles auxiliares en varias secciones del intercambio. Los carriles auxiliares mencionados cumplen distintas necesidades:

- Por existir sección de entrecruzamiento, formada por la entrada del ramal 1 y la salida del ramal 2, y una distancia menor a 450 metros entre entrada y salida (Véase **Figura 67**)
- Por cumplir con el balance de carriles (Véase **Figura 68**).
- Por necesidad de un carril de aceleración y desaceleración (Véase **Figura 69**).

Para el diseño de los del segundo tipo se utilizó las siguientes pautas:

- Salida hacia ramal 3

Se usó el detalle de la **Figura 45** que ilustra la salida típica paralela de dos carriles según Austroads (2015). Cabe destacar que aquí existe una triple transición para cumplir con el balance de carriles, primero para transformar la VESP de un carril a dos, posteriormente a tres y finalmente a los cuatro carriles. Se usó una tasa de estrechamiento 25:1. La **Figura 74** muestra el diseño de los carriles auxiliares en el punto de salida hacia el ramal 3. Las medidas se encuentran en metros.

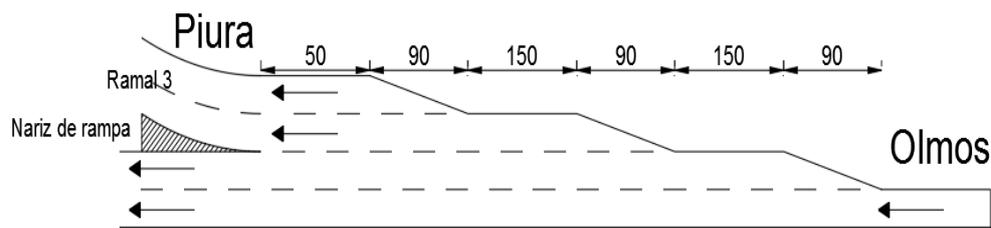


Figura 74. Diseño de carriles auxiliares en salida hacia el ramal 3 según Austroads.

Fuente: Elaboración propia.

- Entrada a VESP desde ramal 4

Se usó el detalle de la **Figura 35** que ilustra la entrada típica paralela de dos carriles según Austroads (2015). Aquí también existe una triple transición para cumplir con el balance de carriles, primero para reducir el ramal a un carril, posteriormente para eliminar el ramal y finalmente para reducir la VESP a un carril por sentido. Se usó una tasa de estrechamiento 25:1. La **Figura 75** muestra el diseño de los carriles auxiliares en el punto de entrada del ramal 4 a la Vía de Evitamiento Sur Piura. Las medidas se encuentran en metros.

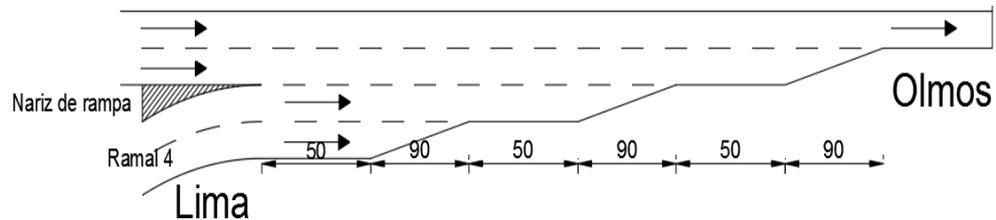


Figura 75. Diseño de carriles auxiliares en entrada del ramal 4 a VESP según Austroads.
Fuente: Elaboración propia.

4.7.3. Diseño de rampas

4.7.3.1. Velocidad de diseño

Para la velocidad de diseño se emplea la **Tabla 18**. Se debe tener en cuenta que se trata de un intercambio de servicios por conectar dos carreteras y que la velocidad de control es 90 km/h al seleccionar la velocidad de diseño de la rampa. A efectos de lo anterior, se tiene lo siguiente:

- Ramal 1 y 2. Considerando que ambos son un lazo, el rango de velocidad deseable está entre 50 y 55 km/h. Sin embargo, ya se ha analizado que valores mayores a 50 km/h en lazos implican un área muy grande debido al gran radio equivalente.
- Ramal 3 y 4. Considerando que ambos son ramales externos, la velocidad deseable está comprendida entre 60 y 80 km/h.

Para uniformizar las velocidades en el intercambio, se ha optado por una velocidad de diseño de 40 km/h para todos los ramales, cuyo radio mínimo es 45 metros.

4.7.3.2. Ancho de calzada

Para determinar el ancho de calzada se hace uso de la **Tabla 23**. En este caso, se trata de dos carriles que nacen en la nariz y se mantienen a lo largo de la rampa. Por lo tanto se obtiene un ancho de carril de 3.50 metros con una berma izquierda de 2 metros y una derecha de 1 metro. El ancho total de la calzada es 7 metros y la berma total de 3 metros.

4.7.3.3. Pendiente

Teniendo en cuenta la **Tabla 19**, para los ramales externos se utilizó una pendiente máxima de 6 % mientras que para los ramales tipo lazo se utilizó una pendiente máxima de 5 %. En tramos excepcionales, por las

condiciones topográficas, se utilizó pendientes máximas excepcionales de 8% para los ramales externos y para los ramales tipo lazo.

4.7.3.4. Peralte

El máximo valor de pendiente transversal está determinado por los datos del **Tabla 20**. Dado que la velocidad de diseño es 40 km/h, se utilizó un máximo peralte deseable de 6%. En tramos excepcionales, por las condiciones topográficas, se utilizó un peralte máximo excepcional de 7%.

4.7.4. Diseño de terminales

Con el fin de satisfacer la ubicación de la rampa, todas las terminales se han colocado en sección de la carretera cuya pendiente es horizontal o cercana al 0%. Además las terminales de salida de los ramales 3 y 4 se han colocado antes de la estructura para favorecer su observación por parte del conductor. El ramal 2 de bucle o lazo es el único que se encuentra después de la estructura y se le ha proporcionado un carril auxiliar que sirve de desaceleración.

4.7.4.1. Carriles de aceleración

El diseño del intercambio contempla la presencia de dos carriles de aceleración y dos de desaceleración.

La **Tabla 28** presenta valores de longitud mínima de aceleración en función de la velocidad de diseño del ramal y de la carretera. Para los vehículos que emergen del ramal 1 a una velocidad de 40 km/h y deben alcanzar 90 km/h, es necesaria una longitud de aceleración de 290 metros y una longitud adicional de 90 metros por la transición de un carril a otro. En total 380 metros.

Por otro lado, la longitud mínima de aceleración del ramal 3 también es de 290 metros, pero se necesita 280 metros adicionales por la transición de carriles. En total 570 metros. La **Figura 76** muestra el resultado del carril de aceleración en el punto de entrada del ramal 3 a la Panamericana Norte. Las medidas se encuentran en metros.

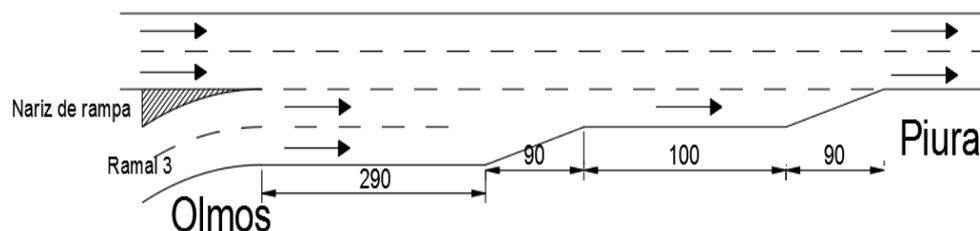


Figura 76. Diseño de carril de aceleración en entrada del ramal 3 según Austroads.
Fuente: Elaboración propia.

4.7.4.2. Carriles de desaceleración

Para los carriles de desaceleración se debe tener en cuenta la **Tabla 32**. Para los vehículos que viajen por la Panamericana Norte, procedentes de Piura, a 90 km/h e ingresen al ramal 2 a 40 km/h, es necesaria una longitud de desaceleración de 100 metros y una longitud adicional de 90 metros por la transición de un carril a otro. En total 190 metros.

Por otro lado, la longitud mínima de desaceleración para ingresar al ramal 4 también es de 100 metros, pero se necesita 330 metros adicionales por la transición de carriles. En total 430 metros. La **Figura 77** muestra el resultado del carril de desaceleración en el punto de salida del ramal 4. Las medidas se encuentran en metros.

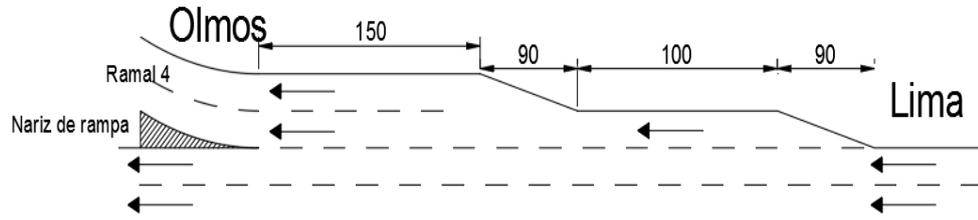


Figura 77. Diseño de carril de desaceleración en salida del ramal 4 según Austroads.

Fuente: Elaboración propia.

4.7.4.3. Distancia entre terminales sucesivas

Para las terminales sucesivas del intercambio se determinó la longitud mínima entre ellas.

- Terminal de entrada seguida de terminal de salida.

El ramal 1 y 2 forman este particular caso. Según la **Tabla 25** la longitud mínima deseable para ramales de dos carriles es 900 metros. Sin embargo, esta longitud está determinada para flujos de demanda mayores a 1800 veh/h por carril y no es aplicable al caso de estudio. Por lo tanto, se comparó la longitud mínima de aceleración del ramal 1, 380 metros, con la longitud mínima de desaceleración del ramal 2, 190 metros. Se observó que la distancia necesaria entre la terminal 1 y 2 es 380 metros.

- Terminal de salida seguida de terminal de entrada.

El ramal 3 y 4 forman este caso. La longitud que se utilizó es de 120 metros. Dicho valor se obtuvo de la **Tabla 24**.

Estas distancias son medidas entre las narices de las terminales.

4.7.5. Distancia mínima entre intercambios

Austroads (2015) recomienda un espaciamiento mínimo entre intercambios en zonas rurales de 5 a 8 kilómetros. En caso otros factores determinen la necesidad de tener los intercambios a un espaciamiento más estrecho, el requisito el espaciamiento se puede lograr efectivamente a través de la forma del intercambio. En este caso, se eligió un espaciamiento mínimo entre intercambios de 5 km con el fin de que ningún otro intercambio que se construya en la zona afecte negativamente la operación y seguridad del intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte.

Capítulo 5

Resultados

El intercambio vial de la intersección Vía de Evitamiento Sur Piura y Carretera Panamericana Norte ha sido diseñado utilizando las normativas de Perú, Estados Unidos y Australia; de tal manera que los conductores que hacen uso de cualquiera de las vías intersectadas a desnivel puedan conducir a alta velocidad sin la interferencia de algún flujo vehicular que se cruce, o puedan reducir de manera segura la velocidad en caso necesiten girar hacia la otra vía. De esta manera se reduce el riesgo de accidentes y se evita el congestionamiento vehicular en los ramales de entrada y salida. En este capítulo se mostrarán los resultados obtenidos en los 3 distintos diseños antes elaborados y se someterán a una comparación en conjunto con el diseño actual del intercambio.

5.1. Comparación de análisis operacional

En la sección 4.3 se realizó el análisis operacional del intercambio vial ya construido haciendo uso de la metodología del HCM 2010. Este análisis contempló los dos carriles en cada ramal del intercambio, así como un ancho de carril de 3.50 metros. Por otro lado, en la sección 4.5.4 se realizó el análisis operacional del diseño resultante basado en los criterios del MTC (2018) de la norma DG - 2018. Como se explicó antes, este último diseño contempla los parámetros mínimos, teniendo solo un carril en cada ramal de un ancho de 4.60 metros. Con el fin de contrastar el diseño construido y el diseño propuesto, se usan cuadros comparativos.

5.1.1. Capacidad de ramales

En la **Tabla 56** se compara la capacidad de los ramales del diseño actual con la capacidad del diseño propuesto.

Tabla 56. Cuadro comparativo de capacidad del intercambio entre el diseño actual y el diseño propuesto con la norma DG-2018.

Tipo	Ramal	Capacidad (veh/h)	
		Diseño actual	Diseño propuesto DG - 2018
Ramal 1	Olmos - Lima	1484	926
Ramal 2	Piura - Olmos	1646	915
Ramal 3	Olmos - Piura	1498	960
Ramal 4	Lima - Olmos	1650	1017

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar lo siguiente:

- a. La capacidad de los ramales del intercambio construido con dos carriles es notablemente mayor, en un orden 500 a 600 veh/h, que la capacidad del diseño propuesto con los requerimientos mínimos del MTC (2018) presentes en el DG-2018.
- b. En el diseño actual la capacidad de los ramales 1 y 3 es similar debido a que ambos son ramales que conectan la vía secundaria con la principal. Del mismo modo, la capacidad de los ramales 2 y 4 es idéntica porque ambos son ramales que conectan la vía principal con la secundaria.
- c. En el diseño propuesto existe una diferencia, relativamente baja, entre la capacidad de los ramales 1 y 3. Del mismo modo, entre la capacidad de los ramales 2 y 4 existe una diferencia, aunque en este caso es de mayor grado.
- d. En ambos diseños, el ramal 4 tiene la mayor capacidad de todos coincidiendo con el hecho de que es el ramal con menor presencia de vehículos pesados.

Los resultados permiten identificar que el diseño propuesto para el intercambio cuenta con una menor capacidad en todos sus ramales respecto al diseño actual debido fundamentalmente a la disposición de utilizar solo un carril en cada rampa lo cual afecta el ancho de calzada propuesto, el factor de utilización de carril y otros factores de ajuste de la capacidad. En el diseño propuesto dichos factores, en conjunto con el sesgo generado en el conteo vehicular, propician variaciones en la capacidad de los ramales que teóricamente deberían ser idénticas como el caso del ramal 1 y 3 que son ramales que conectan la vía secundaria con la principal. Estas variaciones también se observan en el diseño actual aunque son mínimas; sin embargo, crecen y son más notorias en el diseño propuesto por los factores descritos.

5.1.2. Relación volumen – capacidad y control de demora

En las **Tablas 57 y 58** se compara la relación volumen – capacidad y control de demora del diseño actual con las del diseño propuesto.

Tabla 57. Cuadro comparativo de relación volumen – capacidad del intercambio entre el diseño actual y el diseño propuesto con la norma DG-2018.

Tipo	Relación volumen – capacidad (X)	
	Diseño actual	Diseño propuesto DG -2018
Ramal 1	0.011	0.018
Ramal 2	0.023	0.042
Ramal 3	0.021	0.033
Ramal 4	0.016	0.026

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58. Cuadro comparativo de control de demora del intercambio entre el diseño actual y el diseño propuesto con la norma DG-2018.

Tipo	Control de demora (s/veh)	
	Diseño actual	Diseño propuesto DG -2018
Ramal 1	8	9
Ramal 2	7	9
Ramal 3	8	9
Ramal 4	7	9

Fuente: Elaboración propia.

En las tablas anteriores se puede observar lo siguiente:

- a. La relación volumen – capacidad de los ramales en el diseño propuesto aumenta a casi el doble debido a la reducción de dos a un único carril.
- b. A pesar de reducir a un solo carril en el diseño propuesto, los volúmenes no alcanzan el 5% de la capacidad.
- c. El control de demora es muy parecido en todos los ramales, tanto en el diseño actual como en el propuesto.
- d. El control de demora ha sido afectado mínimamente por la reducción del número de carriles en el diseño propuesto. Ha aumentado apenas en 1 segundo por vehículo.
- e. El nivel de servicio continúa siendo A en ambos casos.

De los resultados se deduce que el diseño propuesto, a pesar que cuenta con ramales de un solo carril, es suficiente para brindar un nivel de servicio A que garantiza la correcta operación en la intersección de la Vía de Evitamiento Sur Piura y la Panamericana Norte. De hecho los intercambios suelen trabajar en un nivel de servicio C según AASHTO (2011) así que el diseño propuesto es suficiente. La relación volumen – capacidad continúa siendo pequeña y la variación en el control de demora es minúscula respecto al diseño actual del intercambio lo que indica que no es necesario ni factible construir ramales de dos carriles si con un único carril es posible soportar el flujo vehicular existente.

5.1.3. Longitud de cola

En la **Tabla 59** se compara la longitud de cola del diseño actual con la del diseño propuesto.

Tabla 59. Cuadro comparativo de longitud de cola del intercambio entre el diseño actual y el diseño propuesto con la norma DG-2018.

Tipo	Longitud de cola (veh)	
	Diseño actual	Diseño propuesto DG -2018
Ramal 1	0.033	0.055
Ramal 2	0.071	0.058
Ramal 3	0.064	0.093
Ramal 4	0.049	0.080

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se puede ver lo siguiente:

- a. La longitud de cola en el diseño propuesto aumenta ligeramente, sin representar un gran efecto en la operación.
- b. Solo en el ramal 2 la longitud de cola se reduce.
- c. A pesar de reducir a un único carril en el diseño propuesto, la longitud de cola sigue sin ser sustancial. De hecho no llega ni al valor de un vehículo.

Tampoco aquí se aprecia una gran diferencia entre el diseño actual y el diseño propuesto. Al pasar de ramales de un carril a ramales de dos carriles la operación no ha mejorado sustancialmente. De hecho la longitud de cola no es significativa en el diseño propuesto a pesar que los ramales son de un carril. Por lo tanto no constituye un motivo para proponer dos carriles en los ramales. De nuevo, al igual que el ítem 5.1.2, no es necesario ni factible construir dos carriles cuando con un carril es suficiente para que no se formen colas.

5.2. Comparación de criterios de diseño geométrico

La **Tabla 60** compara los parámetros geométricos obtenidos del diseño del intercambio haciendo uso del manual de Perú, Estados Unidos y Australia, junto con los parámetros del intercambio construido en la actualidad.

Tabla 60. Cuadro comparativo de parámetros de diseño geométrico del intercambio actual y los propuestos según MTC, AASHTO y Austroads.

Parámetros geométricos de intercambio vial					
Elementos del proyecto		Diseño actual	MTC - Perú	AASHTO – Estados Unidos	Austroads Ltd. - Australia
N° de carriles		2	1	2	2
Capacidad teórica por carril		1800 veh/h	1500 veh/h	1800 veh/h	1000 veh/h
Velocidad diseño de carretera		40 km/h	90 km/h	90 km/h	90 km/h
Velocidad diseño de ramales		40 km/h	40 km/h	40 km/h	40 km/h
Ancho de calzada		7.00 m	4.60 m	9.00 m	7.00 m
Berma	Izquierda	2.50 m	1.20 m	1.20 m	2.00 m
	Derecha	2.50 m	1.20 m	1.80 m	1.00 m
Radio mínimo		40 m	40 m	47 m	45 m
Pendiente	Máx. deseable	5 %	5 %	7 %	- R. externo 6 % - Lazo 5 %
	Máx. excepcional	8 %	8 %	9 %	- R. externo 8 % - Lazo 8 %
Peralte	Máx. deseable	No indica	No indica	4 %	6 %
	Máx. excepcional	8 %	8 %	8 %	7 %
Carril de aceleración en terminal de entrada de ramal 3	Longitud de aceleración	140 m	175 m	205 m	290 m
	Longitud de cuña	50 m	75 m	90 m	90 m
	Longitud total	190 m	250 m	635 m	570 m
Carril de desaceleración en terminal de entrada de ramal 4	Longitud de desaceleración	40 m	30 m	120 m	100 m
	Longitud de cuña	30 m	80 m	90 m	90 m
	Longitud total	70 m	110 m	400 m	430 m
Carril auxiliar en terminal de salida de ramal 3	Longitud de cuña	70 m	90 m	90 m	90 m
	Longitud total	290 m	330 m	870 m	620 m
Carril auxiliar en terminal de entrada de ramal 4	Longitud de cuña	90 m	90 m	90 m	90 m
	Longitud total	320 m	450 m	870 m	420 m
Distancia mínima entre terminal 1 y 2		180 m	250 m	295 m	380 m
Distancia mínima entre terminal 3 y 4		120 m	No indica	120 m	120 m
Distancia entre intercambios sucesivos		3.4 km	No indica	5 km	5 – 8 km

Fuente: Elaboración propia.

Se observa lo siguiente:

- La capacidad teórica por carril del diseño actual coincide con la propuesta por AASHTO. El MTC considera una capacidad teórica relativamente menor, mientras que Austroads es mucho más conservador con un valor mucho menor.
- Los tres métodos permiten diseñar un intercambio en donde la velocidad de circulación de la carretera Panamericana Norte, 90 km/h, se mantiene a lo largo del paso del vehículo por la infraestructura. En el diseño actual el conductor debe reducir la velocidad a 40 km/h al aproximarse al intercambio.

- c. La velocidad de diseño de los ramales es 40 km/h en todos los casos. Los tres métodos concuerdan en que dicha velocidad debe ser cercana a la mitad de la velocidad de la carretera, pudiendo disminuir según conveniencia.
- d. En el ancho de calzada el método de Austroads coincide con el diseño actual con carriles de 3.50 metros. Por otro lado, MTC indica un carril de 4.60 metros muy similar a lo que AASHTO recomienda con dos carriles de 4.50 metros.
- e. AASHTO y Austroads coinciden en una berma total de 3 metros. El MTC propone la berma total menor; sin embargo, la berma del diseño actual es mucho mayor que la indicada en cualquier método, revelándose sobredimensionamientos innecesarios.
- f. Los radios mínimos empleados por AASHTO y Austroads son más conservadores que el de MTC, siendo AASHTO el más conservador.
- g. Las pendientes máximas deseables y excepcionales de los diferentes métodos muestran cierta semejanza en sus valores.
- h. Del mismo modo, los peraltes máximos deseables y excepcionales muestran similitud entre ellos, aunque el MTC no define un peralte máximo deseable.
- i. La longitud total, indicada en los métodos de AASHTO y Austroads, de los carriles de aceleración y desaceleración es notablemente mayor que aquella señalada por el MTC y que aquella con la que cuenta el diseño actual. Es evidente que las longitudes de cuña de todos los métodos son muy cercanas, pero lo que es considerable es la diferencia de la longitud de aceleración y desaceleración entre lo que recomiendan AASHTO y Austroads y lo que recomienda el MTC. Esto constituye un riesgo para el usuario ya que otorgar menores distancias disminuye el margen de error del conductor y aumenta el riesgo de ocurrencia de accidentes.
- j. La longitud total de los carriles auxiliares especificada por AASHTO y Austroads es mucho mayor que la establecida por el MTC y, por ende, que la longitud en el diseño actual. Las longitudes de AASHTO son las superiores, demostrando un gran interés en estas secciones de carretera en donde el número de carriles de circulación se reduce y provoca efectos importantes en el tráfico. No proveer la longitud recomendada aumenta el riesgo de colisiones en estas zonas donde los conductores intentan acomodarse debido a la reducción de carriles.
- k. La distancia mínima en la zona de entrecruzado del diseño actual, entre las terminales de los ramales 1 y 2, es notoriamente menor que las recomendadas por el MTC, AASHTO y Austroads representando un peligro para los vehículos que hagan uso de estas rampas debido a que no contarán con el espacio adecuado para una maniobra segura. Cabe destacar que esta distancia está sujeta a la longitud necesaria para la aceleración y desaceleración adecuada al entrar y salir por estos ramales.
- l. La distancia mínima entre las terminales de los ramales 3 y 4 del diseño actual es coherente con la referida por AASHTO y Austroads. El MTC no precisa este parámetro.
- m. La distancia mínima entre intercambios sucesivos no es precisada por el MTC. Mientras tanto AASHTO y Austroads coinciden en que debe existir al menos 5 kilómetros entre dos intercambios en una misma ruta. Sin embargo, actualmente el intercambio de estudio se encuentra a menos de 4 km del intercambio de Catacaos.

Con el uso de los tres métodos se ha obtenido tres diseños que, a pesar de utilizar el mismo tipo y configuración de intercambio, son muy diferentes entre sí. Los diseños hechos con los criterios de AASHTO y Austroads tienen parámetros con cierto grado de semejanza entre sí como el ancho de berma, el radio mínimo, longitud de aceleración y desaceleración, distancia mínima entre terminales y distancia mínima entre intercambios. Existen diferencias mínimas en estos parámetros en AASHTO y Austroads debido a que todos ellos han sido producto de la investigación propia de cada país.

Los parámetros del diseño propuesto con los criterios del MTC en su mayoría se alejan de lo propuesto con AASHTO y Austroads. Se encuentran subdimensionados parámetros como la capacidad por carril, el ancho de calzada y berma, longitudes de aceleración y desaceleración y distancias mínimas entre terminales y entre intercambios sucesivos.

Por otro lado, en el diseño actual se nota un sobredimensionamiento en el ancho de berma y un subdimensionamiento en las longitudes de aceleración y desaceleración, en la longitud de los carriles auxiliares y en la distancia entre terminales y entre intercambios sucesivos respecto a lo indicado por el MTC, AASHTO y Austroads. Asimismo, resalta que en el diseño actual la velocidad de diseño de la carretera Panamericana Norte y Vía de Evitamiento Sur Piura es baja. Esta medida es inadecuada pues vulnera uno de los objetivos propios de un intercambio que es permitir a los conductores viajar a altas velocidades y sin interrupciones a través del intercambio.

5.3. Discusión final de resultados

Tras la comparación de los distintos diseños se ha encontrado que el intercambio vial construido no está adecuadamente dimensionado porque algunos parámetros están sobredimensionados mientras que otros están subdimensionados. Por este motivo y por el conjunto de problemas de señalización descritos en el capítulo 4 es que tampoco se describe como una intersección a desnivel segura. Sí tiene una correcta operación con un nivel de servicio más que adecuado pero se debe principalmente a la ubicación del intercambio en una zona periférica fuera de la ciudad en donde los intercambios, como ya se explicó antes, son técnicamente viables y porque el volumen de vehículos es bajo. Si a esto se le agrega el sobredimensionamiento que está presente en la cantidad de carriles y ancho de calzada entonces el resultado es una intersección con un nivel de operación muy bueno.

De esta manera se interpreta que un nivel de servicio adecuado no significa que un intercambio está bien dimensionado o que la seguridad está garantizada. De hecho se aprecia que la operación, la seguridad y el dimensionamiento son tres características que son independientes entre sí, es decir, una no condiciona a otra. Dicho esto se deduce que un sobredimensionamiento no necesariamente implica que la intersección a desnivel sea segura u opere en un adecuado nivel de servicio.

La anterior afirmación no está en contraposición a lo observado en los intercambios construidos en el Perú descrito en el capítulo 1. En tales ejemplos como la operación y seguridad es mala y el dimensionamiento no es el adecuado se podría deducir erróneamente que las tres características están ligadas y que un inadecuado dimensionamiento implica necesariamente mala operación y poca seguridad. Sin embargo, aquí la mala operación y seguridad se explica por la ubicación del intercambio en una zona urbana en donde, además de tener elementos geométricos subdimensionados por el límite de espacio, es técnicamente inviable.

Por otro lado, la comparación de los diseños permite que sea posible reconocer que la DG 2018 establece diseños de intersecciones a desnivel subdimensionadas y, por ende, inseguras. Parámetros geométricos como las longitudes de carriles de aceleración y desaceleración son muy importantes en la convergencia y divergencia de diferentes flujos de vehículos y no proporcionar las distancias adecuadas constituye una situación insegura. Se debe reconocer que Austroads y AASHTO marcan la pauta correcta por haber desarrollado estudios de estos parámetros.

Gracias a la misma comparación no se puede afirmar que la DG 2018 establece sobredimensionamientos. Sí se reconoce que no acopla el análisis operacional como pauta de diseño de un intercambio y eso genera que el diseñador no pueda comprobar que la cantidad de carriles y el ancho establecido es el adecuado para una correcta operación. Carecer de una herramienta como el análisis operacional podría suponer posibles sobredimensionamientos en todo aquel diseño elaborado con la DG 2018 como ocurre en el intercambio estudiado. Una forma de comprobarlo consistiría en realizar un análisis operacional a los intercambios construidos en zonas periféricas y verificar si con menos carriles el nivel de servicio seguiría siendo A.

Finalmente se aprecia que el diseño propuesto con los criterios del MTC se aleja totalmente de AASHTO y Austroads por el hecho que la sección 503 del DG – 2018 que trata los intercambios es poco profunda y no ahonda en el estudio de algunos parámetros como la longitud de carriles de aceleración y desaceleración, los tratamientos para carriles auxiliares y la posterior reducción de carriles. Debido a esto, el diseñador debe apoyarse en otras secciones del DG - 2018, como la sección 502 Intersecciones a nivel, que no son propias del diseño de un intercambio y debe adaptarlas a la necesidad del proyecto. Esto conduce a que estas infraestructuras no sean desarrolladas correctamente y, por ende, no operen de manera adecuada en el año de construcción y su periodo de diseño se vea enormemente reducido ya que en una menor cantidad de años se verá superada su capacidad. También puede darse el caso que no brinden condiciones de seguridad suficiente. Esto se evidencia en el intercambio de estudio. Dado que la normativa peruana no tiene criterios rígidos, este intercambio no brinda algunas de las ventajas principales que hacen útil y justifican su construcción. No permite una velocidad de circulación alta a través del intercambio pues hace que los conductores reduzcan su velocidad a menos de la mitad. Tampoco otorga la seguridad suficiente ya que no cuenta con una adecuada reducción de carriles en la aproximación de la Vía de Evitamiento Sur Piura sino que esta reducción se hace bruscamente y afecta los flujos de convergencia y divergencia en esta sección. Además, a pocos metros del intercambio existe una transición de una doble calzada a una sola que no está señalizada y que genera un nivel de inseguridad alto y contradice la expectativa del conductor.

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

6.1. Conclusiones

- a. El intercambio Vía de Evitamiento Sur Piura – Panamericana Norte no está adecuadamente dimensionado pues posee algunos elementos geométricos subdimensionados mientras que otros están sobredimensionados. La presencia de elementos subdimensionados no permite que el grado de seguridad sea el óptimo en la intersección mientras que la implementación de dos carriles en cada ramal brinda un adecuado nivel de servicio aunque la operación sería buena aún con ramales de carril único.
- b. El análisis operacional es vital para estimar la capacidad y el nivel de servicio de los ramales de un intercambio vial y así evitar sobredimensionamientos en el número de carriles y ancho de calzada. El MTC no subraya la importancia de este análisis en el proceso de diseño de una infraestructura vial tan trascendental como lo es un intercambio ni tampoco indica expresamente que para ello se debe consultar el HCM. Sin embargo, se ha determinado que es muy importante para conocer cómo operarán los ramales de una intersección a desnivel con el fin de proveer los carriles necesarios y no sobredimensionar la estructura, ya que esto último incrementará el costo de construcción. De hecho, tanto AASHTO como Austroads subrayan la importancia de consultar el HCM al diseñar un intercambio vial.
- c. Además del análisis operacional, se evidencia la falta de información y consideración de criterios de planeamiento y seguridad por parte del MTC. Tres temas fundamentales que deben considerarse antes del diseño de cualquier intercambio vial y que sí están considerados en los manuales de AASHTO y Austroads. La ubicación es el más importante de ellos para evitar que en el Perú se proponga un intercambio vial como solución a cualquier problema de tráfico en el contexto urbano.
- d. Con el uso de los tres métodos se ha obtenido diseños que, a pesar de utilizar el mismo tipo de intercambio, son muy diferentes. En comparación con el MTC, AASHTO y Austroads tienen criterios de diseño geométrico más estrictos que garantizan una buena operación y alto grado de seguridad en los intercambios. Los criterios poco rígidos del MTC en conjunto con la poca profundidad de la sección del DG 2018 que trata los

intercambios genera que en el Perú sean implementados en cualquier lugar sin evaluar previamente si realmente son técnicamente viables y con elementos geométricos subdimensionados. El resultado final son intercambios ineficaces.

- e. Aquellos criterios del MTC presentes en el DG 2018 que son menos conservadores en comparación con AASHTO y Austroads ocasionan que en el Perú se diseñen intercambios con elementos geométricos subdimensionados que no permiten tener un grado de seguridad óptimo y buena operación. Asimismo no tener una herramienta para comprobar la operación genera que aumente la probabilidad de estar en un escenario en donde el intercambio está sobredimensionado por la presencia de un número de carriles mayor al necesario.
- f. Para el correcto diseño de un intercambio no basta con el adecuado dimensionamiento de sus elementos geométricos. Se necesita un planeamiento en donde se tenga en cuenta no solo los parámetros geométricos sino también la operación y la seguridad. Estas tres características tienen la misma importancia dentro del procedimiento de diseño y, como son independientes entre sí y ninguna condiciona a la otra, es necesario que siempre se analicen por separado.
- g. No existe una adecuada planificación en la construcción de la red vial nacional y departamental y, por consiguiente, tampoco de los intercambios viales en el Perú. Al carecer de ella es imposible uniformizar las terminales de entrada y salida así como la configuración de los intercambios. Este es un aspecto muy relevante para AASHTO y Austroads puesto que si no se uniformiza entonces el conductor tendrá un auténtico desafío al transitar a través de estas infraestructuras, cada una distinta de la otra, yendo en contra de su expectativa y generando confusión. En la región Piura, a octubre de 2018, se tiene 3 intercambios construidos, y 1 en construcción, en la carretera Panamericana Norte. Todos ellos de diferente configuración y cercanamente espaciados lo cual va en contra de lo propuesto por AASHTO y Austroads que indican que mínimo debe existir 5 kilómetros entre ellos.

6.2. Recomendaciones

- a. Los intercambios viales bien diseñados e implementados brindan un adecuado nivel de servicio y son una solución garantizada a los conflictos propios del cruce de dos carreteras en un entorno rural. El amplio espacio disponible para construir cada elemento adecuadamente y una velocidad de circulación rápida son claves en su éxito. Sin embargo, en entornos urbanos muchas veces no se cuenta con el espacio necesario para implementarlo adecuadamente y los volúmenes altos de giro en una intersección provocan que no opere al nivel de servicio necesario. Siendo su construcción una inversión costosa y poco beneficiosa se recomienda el análisis de otros escenarios en donde, por ejemplo, se implemente una red de semáforos inteligentes en la zona urbana o se modifique la geometría de las vías colocando carriles exclusivos de giro a la izquierda y derecha.
- b. Se recomienda utilizar la metodología del HCM para realizar el análisis operacional durante el proceso de diseño de un intercambio. El MTC en su normativa debe expresarlo textualmente con el fin que el diseñador esté en la obligación de desarrollarlo. Su impacto provocaría que los diseños sean más coherentes con las necesidades reales de flujo vehicular y evitaría diseños sobredimensionados y, en consecuencia, disminuirá el costo innecesario.

- c. En cuanto a los criterios de diseño que carece la normativa peruana, tales como el peralte máximo deseable, la distancia mínima entre terminales sucesivas y entre intercambios adyacentes, se recomienda hacer uso de los criterios que AASHTO y Austroads proponen en sus respectivos manuales. En el caso de los parámetros de diseño para ancho de calzada, ancho de berma y longitud de carriles de aceleración y desaceleración; criterios extraídos de la sección de intersecciones a nivel del MTC, aunque sea posible adaptarlos al diseño de un intercambio se ha demostrado en el cuadro comparativo (**Tabla 59**) que están subdimensionados en comparación a los parámetros propuestos por AASHTO y Austroads. Su uso representa condiciones inseguras y por ello es recomendable utilizar los criterios de ancho de calzada, ancho de berma y longitud de aceleración y desaceleración de AASHTO y Austroads que son garantía de un buen funcionamiento.
- d. La construcción de intercambios en zonas urbanas puede realizarse corriendo el riesgo de que al final no se solucione el problema de congestión vehicular en las ciudades como es el caso de Lima, lugar en el que se han construido decenas de intercambios a lo largo de estos últimos años sin resolver el problema del congestiónamiento y las excesivas colas de vehículos. La gran inversión y su poca garantía en estos entornos los convierten en una medida poco conveniente a largo plazo. Ante ello se recomienda la implementación de mayor infraestructura de transporte público como por ejemplo la construcción de una red de trenes eléctricos subterráneos o la implementación de corredores viales exclusivos para buses como el metropolitano de Lima tal cual se viene implementando en los países más desarrollados. Es la medida más conveniente y menos costosa a largo plazo. No se trata de eliminar por completo los vehículos de uso personal, sino de brindar a los ciudadanos otras formas de movilización que recorran los ejes principales de la ciudad y conecten los diferentes sectores de ella. Estos transportes públicos masivos permiten al usuario prescindir de vehículos personales paulatinamente y disminuir los flujos vehiculares en la ciudad.

Bibliografía

- AASHTO. (2011). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington DC.
- Austroroads Ltd. (2015). *Guide to Road Design Part 4C: Interchanges*. Sydney.
- Austroroads Ltd. (2016). *Guide to Road Design Part 3: Geometric Design*. Sydney.
- Austroroads Ltd. (2017). *Guide to Traffic Management Part 6: Intersections, Interchanges and Crossings*. Sydney.
- Ferreira da Silva, C. (2004). *Interchange in Urban Public Transport: A necessary or misjudged problem?* Porto: University of Porto.
- Gestión*. (20 de Diciembre de 2014). Obtenido de <https://gestion.pe/economia/parque-vehicular-peru-incremento-63-ultimos-10-anos-152332>
- Guzmán, J. (2015). *Rediseño del Óvalo de Naranjal*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hénard, E. (1982). *Etudes sur les transformations de Paris et autres écrits sur l'urbanisme*. París.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2018). *Parque automotor en circulación a nivel nacional según departamento, 2000-2017*. Lima.
- International Organisation for Public Transport - UITP. (2001). *Better mobility in Urban Areas*. UITP.
- Leisch, J., & Morrall, J. (2014). *Evolution of Interchange Design in North America*. Quebec, Canada.
- Massachusetts Highway Department. (2006). *Project Development and Design Guide*. Massachusetts.
- Mezghani, M. (2003). *From public transport to integrated mobility*. Madrid.
- Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo - MOPU. (1986). *Recomendaciones para el proyecto de enlaces*. Madrid.

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú - MTC. (2015). *Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú - MTC. (2018). *Manual de Carreteras Diseño Geométrico DG-2018*. Perú.
- Navarro, B. (2018). *Análisis del intercambio vial: avenida Metropolitana, vías: Grande, Rímac y Villa Hermosa, en la provincia de Arequipa*. Arequipa.
- Pereyra, G. (11 de Noviembre de 2016). *El Comercio*. Obtenido de <https://elcomercio.pe/lima/by-pass-habich-8-anos-congestion-mal-diseno-dron-147762>
- Portal. (2003). *Integrated Transport Chains*. European Commission and Research for Sustainable Mobility.
- Ramírez, A. (2003). *Evaluación de obras viales urbanas. Aplicación al caso de la vía rápida Vía Expresa - Av. Javier Prado*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Stucchi, L. (25 de Noviembre de 2015). *Blog de la Universidad del Pacífico. Facultad de Ingeniería*. Obtenido de <http://blogs.up.edu.pe/ingenieriaynegocios/los-bypasses-de-la-mml/>
- Transportation Research Board. (2010). *Highway Capacity Manual*. Washington DC.
- U.S Department of Transportation - Federal Highway Administration. (2011). *Roundabouts: An information guide (2da edicion)*.
- U.S. Department of Transportation - DOT. (15 de Abril de 2018). *Federal Transit Administration - FTA*. Obtenido de <https://www.transit.dot.gov/about-fta>
- Wayback Machine. (13 de Octubre de 2004). Obtenido de <https://web.archive.org/web/20050305150510/http://members.a1.net/wabweb/frames/kreuzf.htm>

Anexos

Anexo A

Cuadro de radios y tasas de peralte mínimos según AASHTO.

Design Speed (km/h)	Metric					U.S. Customary					
	Maximum e (%)	Maximum f	Total ($e/100 + f$)	Calculated Radius (m)	Rounded Radius (m)	Design Speed (mph)	Maximum e (%)	Maximum f	Total ($e/100 + f$)	Calculated Radius (ft)	Rounded Radius (ft)
15	4.0	0.40	0.44	4.0	4	10	4.0	0.38	0.42	15.9	16
20	4.0	0.35	0.39	8.1	8	15	4.0	0.32	0.36	41.7	42
30	4.0	0.28	0.32	22.1	22	20	4.0	0.27	0.31	86.0	86
40	4.0	0.23	0.27	46.7	47	25	4.0	0.23	0.27	154.3	154
50	4.0	0.19	0.23	85.6	86	30	4.0	0.20	0.24	250.0	250
60	4.0	0.17	0.21	135.0	135	35	4.0	0.18	0.22	371.2	371
70	4.0	0.15	0.19	203.1	203	40	4.0	0.16	0.20	533.3	533
80	4.0	0.14	0.18	280.0	280	45	4.0	0.15	0.19	710.5	711
90	4.0	0.13	0.17	375.2	375	50	4.0	0.14	0.18	925.9	926
100	4.0	0.12	0.16	492.1	492	55	4.0	0.13	0.17	1186.3	1190
						60	4.0	0.12	0.16	1500.0	1500
15	6.0	0.40	0.46	3.9	4	10	6.0	0.38	0.44	15.2	15
20	6.0	0.35	0.41	7.7	8	15	6.0	0.32	0.38	39.5	39
30	6.0	0.28	0.34	20.8	21	20	6.0	0.27	0.33	80.8	81
40	6.0	0.23	0.29	43.4	43	25	6.0	0.23	0.29	143.7	144
50	6.0	0.19	0.25	78.7	79	30	6.0	0.20	0.26	230.8	231
60	6.0	0.17	0.23	123.2	123	35	6.0	0.18	0.24	340.3	340
70	6.0	0.15	0.21	183.7	184	40	6.0	0.16	0.22	484.8	485
80	6.0	0.14	0.20	252.0	252	45	6.0	0.15	0.21	642.9	643
90	6.0	0.13	0.19	335.7	336	50	6.0	0.14	0.20	833.3	833
100	6.0	0.12	0.18	437.4	437	55	6.0	0.13	0.19	1061.4	1060
110	6.0	0.11	0.17	560.4	560	60	6.0	0.12	0.18	1333.3	1330
120	6.0	0.09	0.15	755.9	756	65	6.0	0.11	0.17	1656.9	1660
130	6.0	0.08	0.14	950.5	951	70	6.0	0.10	0.16	2041.7	2040
						75	6.0	0.09	0.15	2500.0	2500
						80	6.0	0.08	0.14	3047.6	3050
15	8.0	0.40	0.48	3.7	4	10	8.0	0.38	0.46	14.5	14
20	8.0	0.35	0.43	7.3	7	15	8.0	0.32	0.40	37.5	38
30	8.0	0.28	0.36	19.7	20	20	8.0	0.27	0.35	76.2	76
40	8.0	0.23	0.31	40.6	41	25	8.0	0.23	0.31	134.4	134
50	8.0	0.19	0.27	72.9	73	30	8.0	0.20	0.28	214.3	214
60	8.0	0.17	0.25	113.4	113	35	8.0	0.18	0.26	314.1	314
70	8.0	0.15	0.23	167.8	168	40	8.0	0.16	0.24	444.4	444
80	8.0	0.14	0.22	229.1	229	45	8.0	0.15	0.23	587.0	587
90	8.0	0.13	0.21	303.7	304	50	8.0	0.14	0.22	757.6	758
100	8.0	0.12	0.20	393.7	394	55	8.0	0.13	0.21	960.3	960
110	8.0	0.11	0.19	501.5	501	60	8.0	0.12	0.20	1200.0	1200
120	8.0	0.09	0.17	667.0	667	65	8.0	0.11	0.19	1482.5	1480
130	8.0	0.08	0.16	831.7	832	70	8.0	0.10	0.18	1814.8	1810
						75	8.0	0.09	0.17	2205.9	2210
						80	8.0	0.08	0.16	2666.7	2670
15	10.0	0.40	0.50	3.5	4	10	10.0	0.38	0.48	13.9	14
20	10.0	0.35	0.45	7.0	7	15	10.0	0.32	0.42	35.7	36
30	10.0	0.28	0.38	18.6	19	20	10.0	0.27	0.37	72.1	72
40	10.0	0.23	0.33	38.2	38	25	10.0	0.23	0.33	126.3	126
50	10.0	0.19	0.29	67.9	68	30	10.0	0.20	0.30	200.0	200
60	10.0	0.17	0.27	105.0	105	35	10.0	0.18	0.28	291.7	292
70	10.0	0.15	0.25	154.3	154	40	10.0	0.16	0.26	410.3	410
80	10.0	0.14	0.24	210.0	210	45	10.0	0.15	0.25	540.0	540
90	10.0	0.13	0.23	277.3	277	50	10.0	0.14	0.24	694.4	694
100	10.0	0.12	0.22	357.9	358	55	10.0	0.13	0.23	876.8	877
110	10.0	0.11	0.21	453.7	454	60	10.0	0.12	0.22	1090.9	1090
120	10.0	0.09	0.19	596.8	597	65	10.0	0.11	0.21	1341.3	1340
130	10.0	0.08	0.18	739.3	739	70	10.0	0.10	0.20	1633.3	1630
						75	10.0	0.09	0.19	1973.7	1970
						80	10.0	0.08	0.18	2370.4	2370
15	12.0	0.40	0.52	3.4	3	10	12.0	0.38	0.50	13.3	13
20	12.0	0.35	0.47	6.7	7	15	12.0	0.32	0.44	34.1	34
30	12.0	0.28	0.40	17.7	18	20	12.0	0.27	0.39	68.4	68
40	12.0	0.23	0.35	36.0	36	25	12.0	0.23	0.35	119.0	119
50	12.0	0.19	0.31	63.5	64	30	12.0	0.20	0.32	187.5	188
60	12.0	0.17	0.29	97.7	98	35	12.0	0.18	0.30	272.2	272
70	12.0	0.15	0.27	142.9	143	40	12.0	0.16	0.28	381.0	381
80	12.0	0.14	0.26	193.8	194	45	12.0	0.15	0.27	500.0	500
90	12.0	0.13	0.25	255.1	255	50	12.0	0.14	0.26	641.0	641
100	12.0	0.12	0.24	328.1	328	55	12.0	0.13	0.25	806.7	807
110	12.0	0.11	0.23	414.2	414	60	12.0	0.12	0.24	1000.0	1000
120	12.0	0.09	0.21	539.9	540	65	12.0	0.11	0.23	1224.6	1220
130	12.0	0.08	0.20	665.4	665	70	12.0	0.10	0.22	1484.8	1480
						75	12.0	0.09	0.21	1785.7	1790
						80	12.0	0.08	0.20	2133.3	2130

Note: In recognition of safety considerations, use of $e_{\max} = 4.0\%$ should be limited to urban conditions.

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2011.

Anexo B
Proyección del tráfico normal, Tramo Vía de Evitamiento Sur Piura –
Ruta IIRSA Norte.

Año	IMDA	Tipo de Vehículos																	
		Auto	SW	Pick up	Combi	Micro	Bus			Camión			Semi Tráiler				Tráiler		
						2E	3E	4E	2E	3E	4E	2S1 y 2S2	2S3	3S1 y 3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	3T2
2013	879	185	77	182	39	8	19	16	153	62		2	2	9	120	1		1	3
2014	916	191	79	187	40	8	20	16	161	65		2	2	11	129	1		1	3
2015	954	196	82	193	41	8	20	17	169	69		2	2	13	137	1		1	3
2016	995	202	84	199	43	9	21	17	178	72		2	2	14	147	1		1	3
2017	1,038	208	87	205	44	9	21	18	187	76		2	2	17	156	1		1	4
2018	1,096	214	89	211	45	9	22	19	197	80		3	3	24	174	1		1	4
2019	1,151	221	92	217	47	10	23	19	207	84		3	3	30	189	1		1	4
2020	1,212	228	95	224	48	10	23	20	218	88		3	3	38	208	1		1	4
2021	1,276	234	98	231	49	10	24	20	230	93		3	3	45	227	2		2	5
2022	1,332	241	100	237	51	10	25	21	241	98		3	3	50	243	2		2	5
2023	1,391	249	103	245	52	11	26	22	254	103		3	3	54	257	2		2	5
2024	1,444	256	107	252	54	11	26	22	267	108		3	3	56	270	2		2	5
2025	1,512	264	110	259	56	11	27	23	281	114		4	4	62	287	2		2	6
2026	1,573	272	113	267	57	12	28	23	296	120		4	4	64	303	2		2	6
2027	1,630	280	116	275	59	12	29	24	311	126		4	4	65	315	2		2	6
2028	1,692	288	120	284	61	12	30	25	327	133		4	4	66	328	2		2	6
2029	1,758	297	124	292	63	13	30	26	344	140		5	5	67	341	2		2	7
2030	1,821	306	127	301	64	13	31	26	362	147		5	5	68	355	2		2	7
2031	1,890	315	131	310	66	14	32	27	381	154		5	5	69	370	2		2	7
2032	1,964	324	135	319	68	14	33	28	401	162		5	5	71	385	3		3	8

Fuente: Naylamp, PID Intercambio vial 2014.

Anexo C
IMDA – Punto de control en aproximación al peaje Cruce Bayóvar.

Día	Auto		Camionetas			Micro			Buses			Camión			Semi Tráiler					Tráiler				TOTAL
	Station	Wagon	Pick-Up	Combi	Micro	2E	3E	4E	2E	3E	4E	2S1/ 2S2	2S3	3S1/ 3S2	>3S3	2T2	2T3	3T2	3T3					
Martes 18/06/13	161		47	276	107	26	22	236	65	153	122	41	3	1	69	355	1	2	24	19	1,730			
Miércoles 19/06/13	133		47	216	103	13	28	220	68	162	115	67	8	7	61	463	1	1	32	27	1,772			
Jueves 20/06/13	124		56	296	98	19	31	239	56	137	132	43	6	7	70	499	1	0	37	27	1,878			
Viernes 21/06/13	170		53	337	112	15	46	242	70	191	138	70	6	9	62	474	0	1	38	26	2,060			
Sábado 22/06/13	205		48	278	117	22	22	246	68	172	135	54	4	3	56	413	0	1	35	34	1,913			
Domingo 23/06/13	189		53	206	129	15	28	230	53	110	97	47	3	2	42	282	4	4	25	28	1,547			
Lunes 24/06/13	156		65	258	114	28	24	246	57	144	96	40	2	2	32	375	1	1	25	14	1,680			
Total	1,138		369	1,867	780	138	201	1,659	437	1,069	835	362	32	31	392	2,861	8	10	216	175	12,580			
Promedio	162.6		52.7	266.7	111.4	19.7	28.7	237	62.4	152.7	119.3	51.7	4.6	4.4	56	408.7	1.1	1.4	30.9	25	1,797.10			
FCE			1,2256										1.0279											
IMDa	199.3		64.6	326.9	136.6	24.2	29.5	243.6	64.2	157	122.6	53.2	4.7	4.6	57.6	420.1	1.2	1.5	31.7	25.7	1,968.50			
IMDa (valor entero)	199		65	327	137	24	30	244	64	157	123	53	5	5	58	420	1	1	32	26	1,971			

Fuente: Naylamp, PID Intercambio vial 2014.