

4. DISTRIBUCIÓN DE SUPERFICIES POR USOS

Dado que el objeto principal del presente estudio es analizar la accesibilidad al mismo y evaluar el impacto que provocará la puesta en carga de dicha actuación en el tráfico de la autovía A-7, así como la no afección a los elementos como convergencias, divergencias y los ramales de enlace susceptibles de ser utilizados por los tráficos generados y atraídos por el desarrollo previsto que puedan verse comprometidos como consecuencia del desarrollo urbanístico del sector SUP CH-2 del PGOU de Vélez Málaga, resulta necesario la estimación del tráfico generado en función de la distribución de usos previstos.

En consecuencia, se ha procedido a una agrupación de los usos y reparto de las mismas, partiendo de la base de superficies edificables por parcelas y usos.

El objeto no es otro que partir de una base que permita estimar los **viajes generados** con motivo del desarrollo del sector.

1. SUPERFICIE DEL PLAN PARCIAL	62.046'00 m ² s.
2. USOS GLOBALES. CALIFICACIÓN	
Sistema Viario	11.244,70 m ² s.
Sistema de Zonas Libres Públicas	17.986,47 m ² s.
Equipamientos	2.399,57 m ² s.
Servicios Técnicos	392,99 m ² s.
Usos Lucrativos	30.022,27 m ² s.
<u>Total</u>	<u>62.046'00 m²s.</u>

3. USOS LUCRATIVOS

MANZANA Nº	SUPERFICIE SOLAR m ²	SUPERFICIE A CONSTRUIR m ² t	EDIFICABIL. MAXIMA m ² t / m ² s	ORDENANZA	Nº MAXIMO VIVIENDAS	Nº DE PLANTAS
N1	6.278,69	3.892,79	0'620	UAD-2	26	PB + 1
N2	6.278,99	3.892,97	0'620	UAD-2	26	PB + 1
S1	3.588,29	2.224,74	0'620	UAD-2	15	PB + 1
S2	9.175,44	5.688,77	0'620	UAD-2	38	PB + 1
S3	4.700,86	2.914,53	0'620	UAD-2	19	PB + 1
TOTAL	30.022,27	18.613,80	-	-	124	-

5. COMUNICACIÓN EXTERIOR DEL SECTOR

El acceso al sector, tanto a la zona norte como a la zona sur se produce a través de los viarios locales de los núcleos de población existentes tanto en Chilches Pueblo como en la zona de Chilches Costa.

El acceso a la zona norte se produce a través de la c/ Málaga y la c/ Vélez Málaga de Chilches pueblo y a la zona sur a través del Sistema Local Viario SL CH-3 previsto en el PGOU que conecta de forma sensiblemente perpendicular con la c/ Vertedera de la zona costera.

La conexión entre la zona Norte y La zona Sur se produce a través del paso inferior existente ejecutado en su día para cumplir la función de enlace entre ambas zonas. Por tanto, el S.G. CH-3, se conforma como el acceso estructural para los crecimientos urbanos previstos en las Zonas Noroccidental y Suroriental del núcleo urbano y el plan parcial se limita a garantizar la conexión del futuro Sistema General y la continuidad del viario bajo la autovía.

A pesar de ser un sector colindante con el dominio público de la Autovía A-7S, no existe, ni se contempla, acceso directo desde la autovía A-7S al sector. No resulta razonablemente viable. El acceso más próximo a la autovía se sitúa en el enlace 258 de la Autovía A-7S, en consecuencia, se contempla el enlace 258 como el más afectado por el desarrollo del sector.



6. ESTIMACIÓN DEL TRÁFICO EN EL SECTOR

Con los datos facilitados, recogidos en la información urbanística, se desprende la existencia de diversos usos, que responden a pautas de movilidad, como pueden ser zonas residenciales y/o de equipamiento.

Dadas estas características y el objeto del presente informe, la estimación de los viajes generados es difícil de cuantificar de forma precisa, sin embargo, se pueden establecer unas ratios que nos permitan, a partir de la superficie de techo y uso, estimar los viajes en vehículo privado que se producirán conforme se vaya desarrollando el sector, así como la compleción del mismo.

A continuación, se realiza la estimación utilizando unas ratios mínimas de viajes generados / día de regulación de los estudios de evaluación de la movilidad generada

6.1. ESTIMACIÓN DE LA MOVILIDAD GENERADA POR LA ACTUACIÓN

En el ámbito metropolitano, la movilidad entendida como el conjunto de desplazamientos de personas y mercancías que se producen en su entorno, garantiza los desplazamientos cotidianos de los ciudadanos –tanto los obligados para acudir diariamente a sus puestos de trabajo o centros de estudio, como los desplazamientos por otros motivos– y permite satisfacer las necesidades de abastecimiento de la ciudad y también, parcialmente, el transporte de los bienes producidos dentro de la ciudad hacia el exterior.

Ambos tipos de movilidad, de los ciudadanos y de las mercancías, se producen en las ciudades y deben convivir con el resto de las funciones urbanas.

La estimación de la movilidad generada por la actuación se lleva a cabo en función de las superficies, usos y edificabilidad previstos. En la tabla que se anexa al presente documento figuran valores mínimos de la movilidad generada por distintos usos a considerar.

Los valores indicados en la tabla se refieren desplazamientos totales; es decir a la suma de los desplazamientos de ida y los de vuelta.

En base a lo anteriormente expuesto tendremos el siguiente tráfico generado, correspondiente al desarrollo completo del sector:

Parcela	Uso	Superficie m2s	Edificable m2t	Nº de Viviendas	Ratio Viajes/viv.	Veh/día
ZONA NORTE						
N1	Viviendas	6.278,69	3.892,79	26	7	182
N2	Viviendas	6.278,99	3.892,97	26	7	182
Total zona Norte				52	7	364
ZONA SUR						
S1	Viviendas	3.588,29	2.224,74	15	7	105
S2	Viviendas	9.175,44	5.688,77	38	7	266
S3	Viviendas	4.700,86	2.914,53	19	7	133
EQ	Equipamiento	2.399,57	1.199,79	--	20	240
Total zona Sur				72	7	504
TOTAL SUP CH-2				91	7	868

6.2. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA MOVILIDAD

A continuación, se representan gráficamente los principales focos de generación/atracción de movilidad, tanto los internos a la actuación como los situados en el exterior y se estimará la distribución espacial de los flujos de movilidad entre los mismos.

En los que se refiere al reparto entre movilidad interna al desarrollo e interna/externa:

- Si los usos son distintos de los residenciales, por lo general se considerará que la totalidad de los desplazamientos tienen su origen o se dirigen al exterior de la zona, salvo justificación en contrario.
- Si entre los usos figuran los residenciales, la adopción de cierto porcentaje de movilidad interna deberá justificarse en función del resto de usos previstos en la actuación.

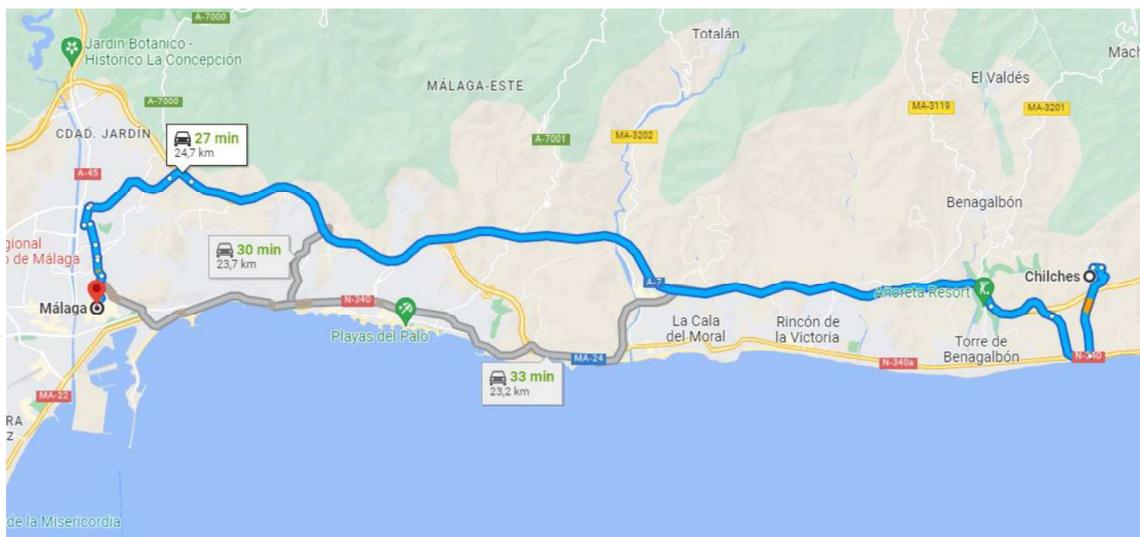
Por tratarse de un sector residencial se adopta un porcentaje de movilidad interna

La distribución espacial de la movilidad se realiza considerando individualmente los focos más cercanos y/o con mayor potencial de generación o atracción de movilidad (principalmente núcleos urbanos o turísticos), y agrupando por corredores viarios de acceso el resto de los orígenes o destinos posibles.

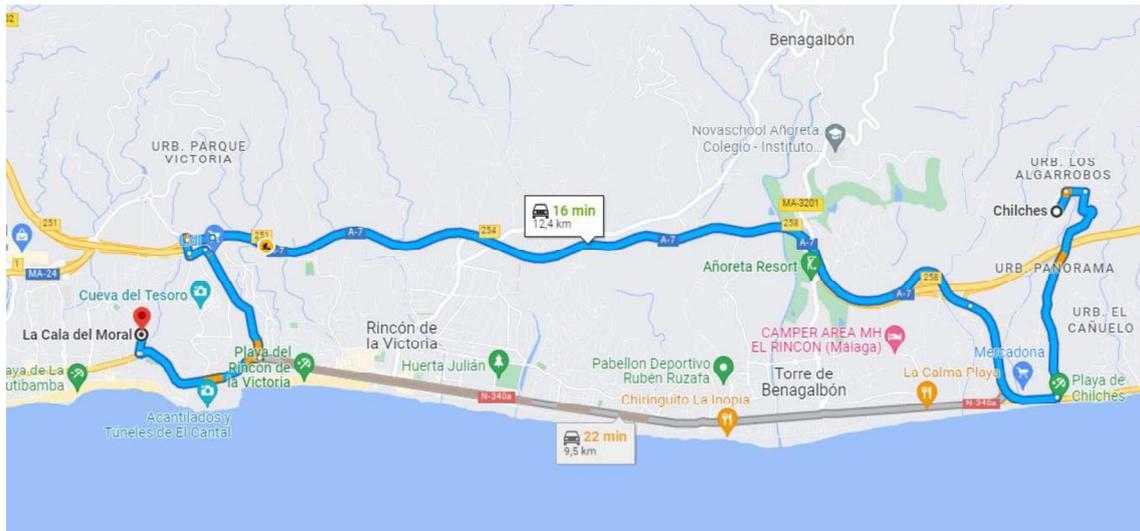
Se estima que los desplazamientos de personas hacia núcleos urbanos del entorno próximo se repartirán de la siguiente forma:

Hacia la zona Oeste: 60%

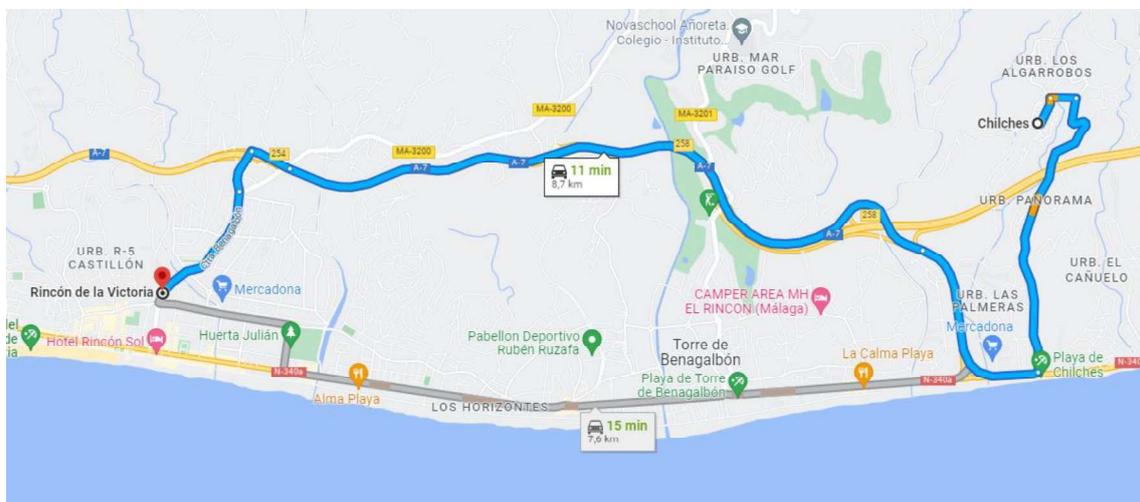
- Málaga: 40% (desplazamiento por autovía)
- La Cala del Moral: 15% (desplazamiento por autovía)
- Rincón de la Victoria: 15% (desplazamiento por autovía)
- Torre de Benagalbón: 15% (sin utilización de autovía)
- Otros destinos: 15% (desplazamiento por autovía)



DESPLAZAMIENTO A MÁLAGA



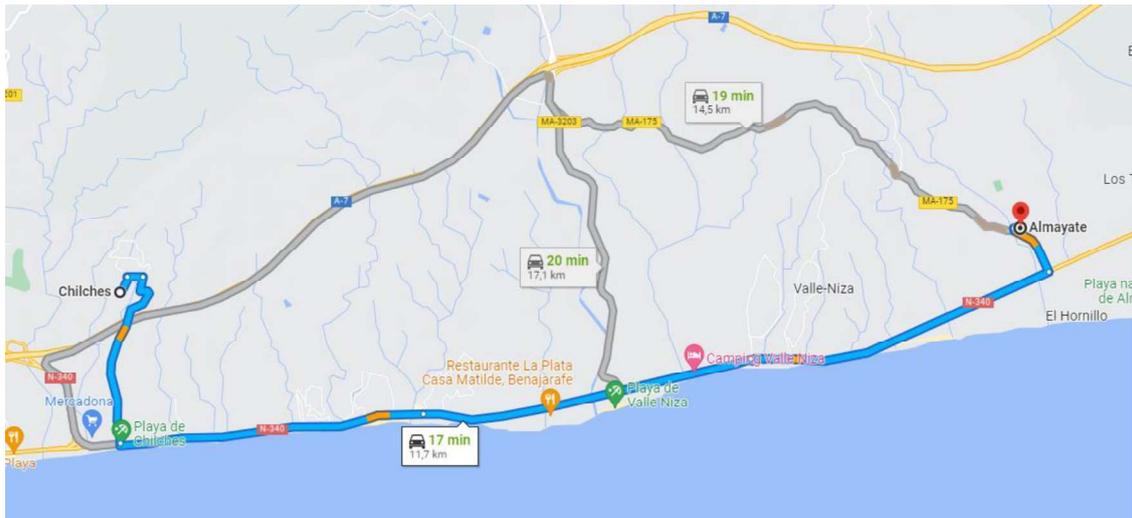
DESPLAZAMIENTO A LA CALA DEL MORAL



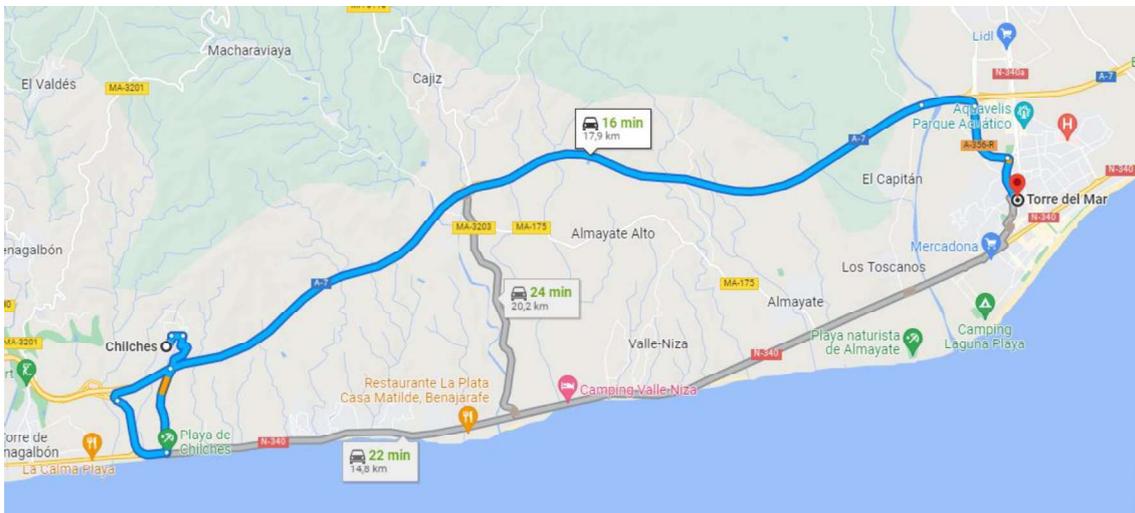
DESPLAZAMIENTO A RINCÓN DE LA VICTORIA

Hacia la zona Este: 30%

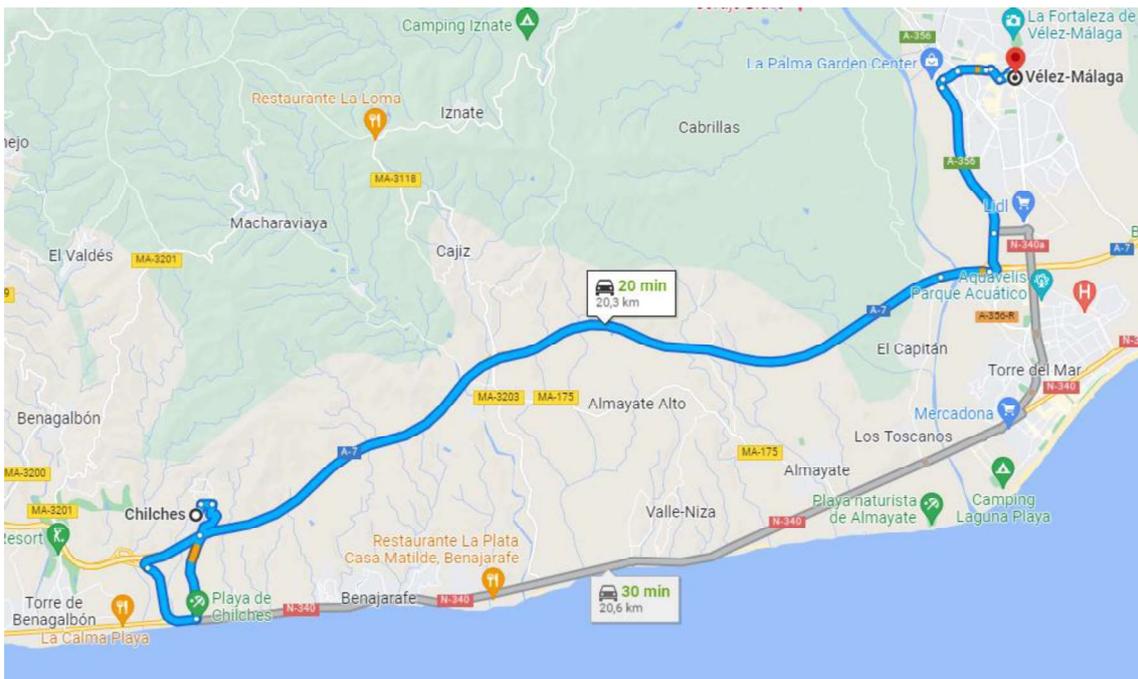
- Almayate: 15% (sin utilización de autovía)
- Torre del Mar: 30% (desplazamiento por autovía)
- Vélez Málaga: 40% (desplazamiento por autovía)
- Otros destinos 15% (desplazamiento por autovía)



DESPLAZAMIENTO A ALMAYATE



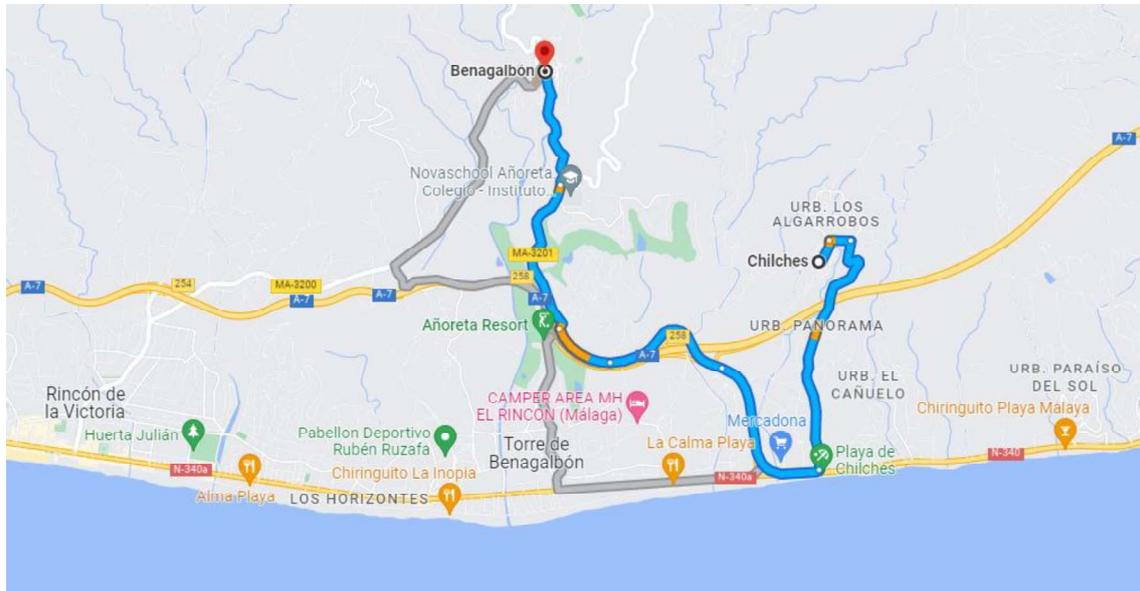
DESPLAZAMIENTO A TORRE DEL MAR



DESPLAZAMIENTO A VÉLEZ MÁLAGA

Hacia la zona Norte: 10%

- Benagalbón: 30% (desplazamiento por autovía)
- Otros destinos: 70% (desplazamiento por autovía)



DESPLAZAMIENTO A BENAGALBÓN

6.3. REPARTO MODAL DE LA MOVILIDAD

Una vez distribuidos espacialmente los flujos de movilidad, se estima el reparto modal de los mismos; es decir, el porcentaje de desplazamientos de acceso y salida de la actuación que se realizarán en vehículo privado; y a pie, en bicicleta y en transporte público si se prevé la participación de dichos modos en dichos flujos de entrada y salida.

Se considerará irrelevante el número de desplazamientos a pie en relaciones entre puntos que disten más de 1.500 m, o bien, aún situándose más cercanos, no exista ni se prevea disponer de un itinerario accesible para dichos desplazamientos, entendiéndose por tal aquel dotado de aceras o pavimento adecuado de anchura suficiente. Algo similar puede decirse para desplazamientos en bicicleta entre puntos separados más de 6 km, o si no existe o no está prevista una infraestructura apta para bicicletas.

Por tratarse de una actuación residencial en un núcleo urbano de pequeño tamaño en el que la totalidad del núcleo urbano se encuentra a una distancia inferior a 1,5 Km, se debe considerar la posibilidad real de desplazamientos a pie o en bicicleta de entrada y salida del sector hacia el núcleo urbano para realizar actividades (compras, paseos, restauración, ocio...). En este sentido se estima que el **15%** de los desplazamientos se realizará a pie o en bicicleta hacia las zonas próximas del núcleo urbano para la realización de actividades básicas. En este sentido el núcleo urbano de Chirches ofrece la posibilidad de itinerarios urbanos adecuados para dichos desplazamientos.

El porcentaje estimado de desplazamientos en transporte colectivo, en su caso, será coherente con la oferta de servicios disponible, o con la propuesta de nuevos servicios o incremento de los existentes.

Chilches pueblo carece de servicio de autobús, los autobuses solo paran en su costa. Los autobuses interurbanos conectan Chilches con las localidades de Málaga, Vélez-Málaga, Nerja, Periana y Riogordo. Las siguientes líneas del Consorcio de Transporte Metropolitano del Área de Málaga tienen paradas en su territorio:

Línea	Trayecto
M-260	Málaga-Vélez-Málaga (por Torre de Benagalbón)
M-362	Málaga-Nerja (por Torre de Benagalbón)
M-363	Málaga-Torrox (por Torre de Benagalbón)
M-364	Málaga-Periana (por Torre de Benagalbón)
M-365	Málaga-Riogordo (por Torre de Benagalbón)

Se estima que un 5% de los desplazamientos en transporte colectivo, coherente con la oferta de servicios disponible.

Se estima que el resto de los desplazamientos (80%) se realizará en vehículo privado.

En conclusión, se estiman los siguientes porcentajes de desplazamientos de acceso y salida de la actuación que se realizarán en vehículo privado; y a pie, en bicicleta y en transporte público:

% desplazamientos a pie o en bicicleta	15%
% desplazamientos en transporte público	5%
% desplazamientos en vehículo privado	80%.

ESCENARIOS TEMPORALES

Se consideran los escenarios temporales “sin actuación” y “con actuación”:

- Con actuación. Se contempla el desarrollo completo el sector SUP CH-2. Se estima que esto puede tener lugar en un plazo de 6 años. Estaríamos por tanto en el año 2028.
- Sin actuación. Se estudia la situación de las infraestructuras actuales en un horizonte temporal de 6 años, al objeto de poder comprobar

ASIGNACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN HORAS PUNTA

Una vez determinado el reparto modal, se llevará a cabo la propuesta de asignación de los flujos de movilidad en las horas punta de los escenarios de mayor demanda considerados.

Un sector como el que es objeto de estudio mantendrá unas puntas acusadas en dos o tres horas de días laborables mientras que para el resto las intensidades disminuyen considerablemente. La distribución del tráfico a lo largo de la semana es distinta en días laborables, sábados y domingos. La variación semanal es más o menos acusada según el tipo y función de cada vía. Un sector como el que es objeto de estudio, en el que existirá variedad de usos, mantendrá unas puntas acusadas en dos o tres horas de días laborables mientras que para el resto las intensidades disminuyen considerablemente, a excepción de las que se produzcan motivadas por las superficies comerciales, que son más acusadas en viernes y sábados.

Tomando en consideración los datos anteriores y las distintas fases de desarrollo en el presente apartado, se desarrollan las hipótesis de periodos punta, que son los que podrían generar conflictos al viario existente y/o previsto.

Se desarrollan las hipótesis de periodos punta, que son los que podrían generar conflictos al viario existente y/o previsto. Del total de viajes generados por el sector y aplicando los porcentajes de hora punta correspondientes y las ratios *entradas/salidas* señaladas anteriormente, mostrados en la tabla, se calculan los viajes generados en los periodos punta considerado de mañana (de 8:00 a 9:00) y tarde (de 14:00 a 15:00).

Parcela	Uso	Veh/día	Hora Punta						
			Reparto	%		%	Entradas	%	Salidas
ZONA NORTE									
N1	Viviendas	182	Mañana:	8%	15	0,2	3	0,8	12
			Tarde	10%	18	0,7	13	0,3	5
N2	Viviendas	182	Mañana:	8%	15	0,2	3	0,8	12
			Tarde	10%	18	0,7	13	0,3	5
Total zona Norte		364	Mañana:		30		6		24
			Tarde:		36		26		10
ZONA SUR									
S1	Viviendas	105	Mañana:	8%	8	0,2	2	0,8	6
			Tarde	10%	11	0,7	8	0,3	3
S2	Viviendas	266	Mañana:	8%	21	0,2	4	0,8	17
			Tarde	10%	27	0,7	19	0,3	8
S3	Viviendas	133	Mañana:	8%	11	0,2	2	0,8	9
			Tarde	10%	13	0,7	9	0,3	4
EQ	Equipamiento	240	Mañana:	4%	10	0,6	6	0,4	8
			Tarde	13%	31	0,7	22	0,3	9
Total zona Sur		504	Mañana:		50		14		40
			Tarde:		82		58		24
TOTAL SUP CH-2		868	Mañana:		80		20		64
			Tarde:		118		84		34

Del total de viajes generados por el sector y aplicando los porcentajes de hora punta correspondientes y las ratios entradas/salidas señaladas anteriormente, se calculan los viajes generados en los periodos punta considerado de mañana y tarde.

Hora punta de la mañana:

	VEH/DÍA	HORA PUNTA MAÑANA		
		TOTAL	ENTRADA	SALIDA
TOTAL	868	80	20	64

Hora punta de la tarde:

	VEH/DÍA	HORA PUNTA TARDE		
		TOTAL	ENTRADA	SALIDA
TOTAL	868	118	84	34

Este tráfico se corresponde con los viajes generados por la totalidad del sector. Pero debemos considerar que no todos los viajes generados utilizarán la autovía A-7 para sus desplazamientos.

Por un lado, se estima que el 40% de los viajes se realizará en el propio entorno de Chilches, por lo que no generará tráfico en la autovía.

El 60 % restante se supone que se corresponde con desplazamientos de personas hacia núcleos urbanos del entorno próximo.

	%	VEH/DÍA	HORA PUNTA MAÑANA			HORA PUNTA TARDE		
			TOTAL	ENTRADA	SALIDA	TOTAL	ENTRADA	SALIDA
Desplazamientos internos por Chilches:	40%	347	32	8	26	47	34	14
Desplazamientos otros núcleos urbanos:	60%	521	48	12	38	71	50	20
	100%	868	80	20	64	118	84	34

A continuación, se muestran los desplazamientos hacia los núcleos urbanos del entorno próximo en hora punta de mañana y tarde y su división sobre si los desplazamientos utilizan la autovía A-7 u otras vías:

	%	VEH/DÍA	HORA PUNTA MAÑANA			HORA PUNTA TARDE			Utilización A-7
			TOTAL	ENTRADA	SALIDA	TOTAL	ENTRADA	SALIDA	
Zona Oeste									
55%									
Málaga	40%	115	11	3	8	16	11	4	SI
La Cala del Moral	15%	43	4	1	3	6	4	2	SI
Rincón de la Victoria	15%	43	4	1	3	6	4	2	SI
Torre de Benagalbón	15%	43	4	1	3	6	4	2	NO
Otros destinos	15%	43	4	1	3	6	4	2	SI
Desplazamientos por A-7	85%	244	23	6	17	34	23	10	
Otras vías	15%	43	4	1	3	6	4	2	
	100%	287	27	7	20	40	27	12	
Zona Este									
30%									
Almayate	15%	23	2	1	2	3	2	1	NO
Torre del Mar	30%	47	4	1	3	6	5	2	SI
Vélez Málaga	40%	63	6	1	5	8	6	2	SI
Otros destinos	15%	23	2	1	2	3	2	1	SI
Desplazamientos por A-7	85%	133	12	3	10	17	13	5	
Otras vías	15%	23	2	1	2	3	2	1	
	100%	156	14	4	12	20	15	6	
Zona Norte									
15%									
Benagalbón	30%	23	2	1	2	3	2	1	SI
Otros destinos	70%	55	5	1	4	7	5	2	SI
Desplazamientos por A-7	100%	78	7	2	6	10	7	3	
Otras vías	0%	0	0	0	0	0	0	0	
	100%	78	7	2	6	10	7	3	

Se adjuntan los datos resumen de los desplazamientos totales previstos para ambos sentidos por la autovía A-7S y los desplazamientos a través de otras vías en las horas punta:

	%	VEH/DÍA	HORA PUNTA MAÑANA			HORA PUNTA TARDE		
			TOTAL	ENTRADA	SALIDA	TOTAL	ENTRADA	SALIDA
Desplazamientos por A-7	87%	455	42	11	33	61	43	18
Otras vías	13%	66	6	2	5	9	6	3
	100%	521	48	13	38	70	49	21

En el caso más desfavorable, se estima que el sector provocará en la hora punta de tarde **43 desplazamientos** por la autovía A-7S y por el enlace 258 que sería, por resultar el más cercano, el más afectado por los desplazamientos, aunque cabe señalar que estos desplazamientos totales serían repartidos en distintos flujos y direcciones.

A continuación, se muestra gráficamente cómo afectan los desplazamientos provocados por el desarrollo completo del sector SUP CH-2 en los accesos a la autovía A-7S



Dirección Málaga:

Salida. Zona de Confluencia 1	Hora punta de la mañana:	17(O) + 6(N) vehículos
	Hora punta de la tarde:	10(O) + 3(N) vehículos
Entrada. Zona de Divergencia 1	Hora punta de la mañana:	6(O) + 2(N) vehículos
	Hora punta de la tarde:	23(O) + 7(N) vehículos

Dirección Vélez-Málaga:

Salida. Zona de Confluencia 2	Hora punta de la mañana:	10 vehículos
	Hora punta de la tarde:	5 vehículos
Entrada. Zona de Divergencia 2	Hora punta de la mañana:	3 vehículos
	Hora punta de la tarde:	13 vehículos

7. ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO DEL TRÁFICO MOTORIZADO

CARACTERIZACIÓN DEL TRÁFICO

A continuación, se lleva a cabo un análisis de capacidad y niveles de servicio en el tramo de autovía A-75 que podría verse afectado por el desarrollo del sector, que está situado entre las estaciones de aforo MA-49-2 y la MA-303-2 y el enlace 258, que es el punto más cercano de conexión al sector de la A-75 con la N-340a.

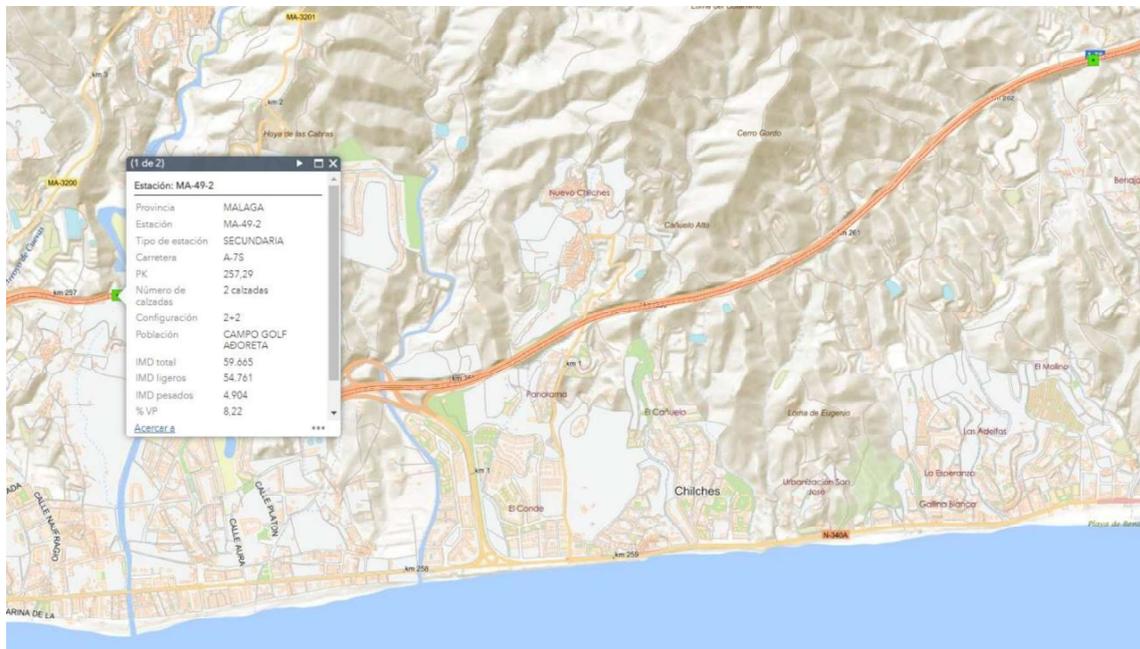
El análisis comparará los niveles de servicio en la carretera en los escenarios punta anteriormente mencionados, considerando los escenarios “sin actuación” y “con actuación”. En el escenario “con actuación” se determinará, además los niveles de servicio en los distintos elementos de los accesos, identificando posibles estrangulamientos o puntos críticos.

Para la actualización de los valores de IMD disponibles en la carretera a los distintos escenarios temporales considerados, debidos a los incrementos de tráfico no vinculados necesariamente a

la propia actuación, se adoptará la tasa promedio de crecimiento anual acumulativo de la carretera en cuestión durante los últimos 6 años.

El análisis de capacidad se llevará a cabo de acuerdo con la metodología del Manual de Capacidad 2010. Para la caracterización del tráfico que circula por la red viaria del entorno y cómo pudiera afectar a los ramales del acceso a la autovía A-7, especialmente el enlace 258, se han utilizado los datos de aforos de la Red de Carreteras pertenecientes al Ministerio de Fomento recogidos en el Mapa de Tráfico y de las actualizaciones existentes en la página web de este que se corresponden con datos de 2.019 y anteriores. En las proximidades de la zona de estudio, destacan las siguientes estaciones de aforo:

1.- Estación MA-49.2 sita en la A-7, a la altura del PK 257,29; se toma como estación de referencia Los últimos datos disponibles corresponden al año 2019, siendo la intensidad media diaria registrada de 59.665 vehículos.



SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE UNA ESTACIÓN

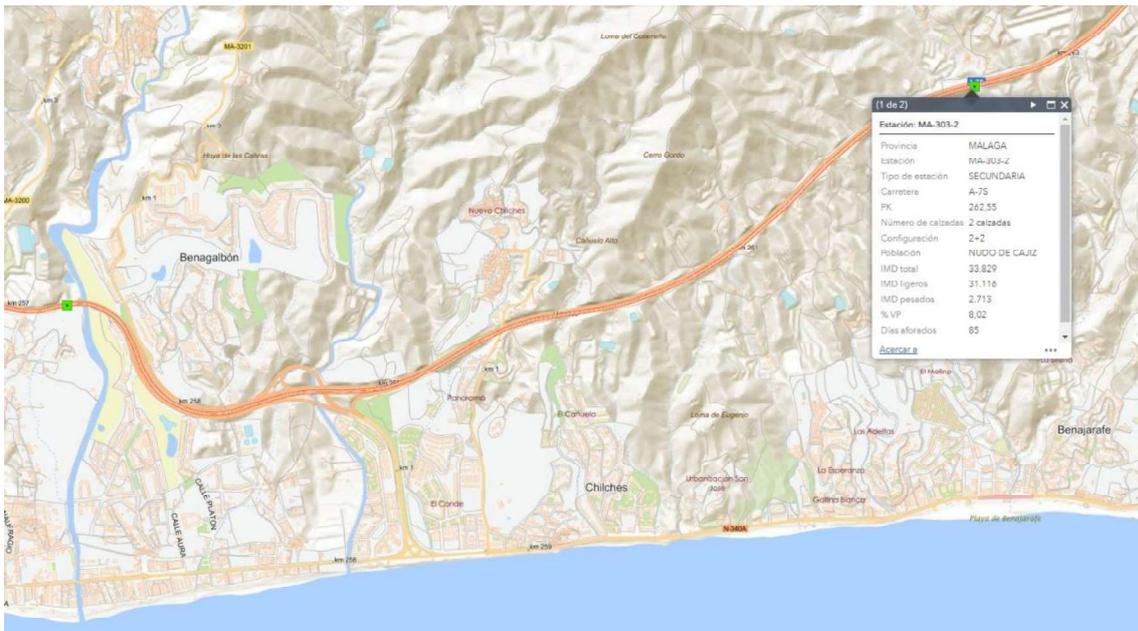
Estación: MA-49-2 Calzada: Total Carriles: 2+2 Prov: MA
Población: CAMPO GOLF ADORETA Carretera: A-7S PK: 257,29
Denominación antigua: A-7S

Año	IMD				% CRECIMIENTO			FUNCIONAMIENTO		
	Total	Lige	Pesa	% Pesa	Total	Lige	Pesa	Nº Días	Ref. Año Ant	Grado Comarac
2018	56139	51683	4456	7.9	-4.49	-7.43	51.36	252	100	
2017	58776	55832	2944	5	5.34	5.67	-0.51	133	100	
2016	55797	52838	2959	5.3	6.69	7.01	10.37	087	100	
2015	52300	49378	2681	5.1	4.87	5.43	1.78	089	100	
2014	49870	46837	2634	5.3	4.02	3.86	0.92	058	100	
2013	47941	45098	2610	5.4	-3.15	-2.06	-16.95	000	0	
2012	49502	46045	3143	6.3	-2.23	-0.42	-21.68	089	100	
2011	50630	46237	4013	7.9	-3.29	-4.18	6	085	100	
2010	52351	48253	3786	7.2	10.85	13.05	-3.3	076	100	
2009	47227	42682	3915	8.3	-5.72	-6.21	-9.71	16	100	
2008	50093	45508	4336	8.66	-0.01	-3.12	86.41	19	100	
2007	50096	46972	2326	4,64	2.11	2.38	-7.4	000	33	
2006	49063	45878	2512	5,11	11,12	14,18	-27,6	001	66	

En consecuencia, la tasa promedio de crecimiento anual acumulativo de la Autovía A-7S considerando los datos de la Estación MA-49-2 (Campo de Adoretta) en el p.k. 257,29, considerando el periodo desde 2019 a 2010, ambos incluidos, es del 1,32%.

Si consideramos una tasa de crecimiento medio acumulado de 1,5% y un horizonte temporal de 10 años, como espacio temporal en el que se prevé el desarrollo completo del sector CH-2, se obtiene una IMD a 6 años en la estación MA-49-2 de **65.240**.

2.- Estación MA-303-2 sita en la A-7, a la altura del PK 262,55; se toma como estación de referencia Los últimos datos disponibles corresponden al año 2019, siendo la intensidad media diaria registrada de 33.829 vehículos.



EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE UNA ESTACIÓN

Estación: MA-303-2 Calzada: Total Carriles: 2+2 Prov: MA
 Población: NUDO DE CAJIZ Carretera: A-7S PK: 262,55
 Denominación antigua: A-7S

Año	IMD				% CRECIMIENTO			FUNCIONAMIENTO			
	Total	Lige	Pesa	% Pesa	Total	Lige	Pesa	Nº Días	%	Ref. Año Ant	Grado Comarac
2018	34568	32434	2134	6.2	-12.89	-13.8	3.95	033	100		
2017	39681	37628	2053	5.2	-3.44	-2.07	-23.11	087	100		
2016	41095	38425	2670	6.5	10.04	11.01	14.2	080	100		
2015	37344	34613	2338	6.3	13.68	13.32	17.61	089	100		
2014	32850	30545	1988	6	1.31	1.67	-9.76	081	100		
2013	32426	30043	2203	6.8	-4.58	-2.81	-18.85	000	0		
2012	33983	30913	2715	8	-6.91	-5.07	-26.06	096	100		
2011	36507	32564	3672	10.1	-0.75	-1.7	6.65	066	100		
2010	36783	33127	3443	9.4	13.4	14.32	13.63	056	100		
2009	32436	28977	3030	9.3	-15.39	-14.87	-26.26	20	100		
2008	38335	34039	4109	10.72	-0.65	-2.75	23.99	20	100		
2007	38584	35002	3314	8,59	6.16	7.75	-9.99	000	33		
2006	36345	32484	3682	10,13	5,01	5,17	2,87	001	66		

La tasa promedio de crecimiento anual acumulativo de la Autovía A-7S considerando los datos de la Estación MA-303-2 (Nudo de Cajiz) en el p.k. 262,55, considerando el periodo desde 2019 a 2010, ambos incluidos, es negativa del -0.83%.

Si consideramos una tasa de crecimiento medio acumulado de 1,5% y un horizonte temporal de 6 años, como espacio temporal en el que se prevé el desarrollo completo del sector CH-2, se obtiene una IMD a 6 años en la estación MA-303-2 de **36.990**.

INTENSIDAD MEDIA EN HORAS PUNTA EN LA A-7S

Para pasar de IMD a IHP, tendremos en cuenta los datos de distribución horaria. Consideraremos dos horas punta, al igual que para el caso del tráfico en el sector. La hora punta de la mañana, con un 11,7 % de la IMD (de 8 a 9 de la mañana) y la hora punta de la tarde, con un 7,9% de la IMD (de 14 a 15 horas de la tarde). Suponiendo un reparto por sentido de 50/50.

Estación MA-49-2 (Dirección Málaga):

- Hora punta de la mañana: $7.634 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 3.817 \text{ vehículos}$
- Hora punta de la tarde: $5.154 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 2.577 \text{ vehículos}$

Estación MA-303-2 (Dirección Vélez-Málaga):

- Hora punta de la mañana: $4.354 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 2.177 \text{ vehículos}$
- Hora punta de la tarde: $2.960 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 1.480 \text{ vehículos}$

CAPACIDAD DE LA AUTOVÍA

Se aplicará lo establecido en el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2010).

Las condiciones de referencia bajo las cuales puede alcanzarse el máximo valor de la capacidad para un tramo básico de una autopista incluyen, buenas condiciones climáticas, buena visibilidad y la no existencia de incidentes o accidentes. Para los procedimientos de análisis que se desarrollarán se da por supuesto la existencia de esas condiciones de referencia. Si cualquiera de esas condiciones no existiera, la velocidad, el Nivel de Servicio y la Capacidad del tramo básico de la autopista tienden a reducirse.

Las relaciones específicas velocidad-volumen-densidad de una sección de autopista depende de las condiciones prevalecientes del tránsito y de calzada y en base a ello se ha establecido una serie de condiciones de referencia para los segmentos básicos de una autopista. Esas condiciones de referencia que sirven como punto de partida para la metodología de cálculo que se aplicará, son las siguientes:

- Ancho mínimo de carril: 3,6m.
- Ancho mínimo de la margen derecha libre de obstáculos: 1.8 m entre el borde del carril adyacente y el obstáculo más cercano u objeto que influencia el comportamiento del tráfico.
- Ancho mínimo de la margen izquierda (mediana), libre de obstáculos: 0,60 m.
- La corriente de tráfico está compuesta únicamente por vehículos ligeros.
- Hay cinco o más carriles por cada dirección del tráfico (únicamente en áreas urbanas).
- Distancia entre distribuidores o cambios de dirección: 3 km o más.
- Terreno llano, con rampas de no más del 2% de pendiente.

- La población de conductores compuesta principalmente por conductores habituales de la carretera.

Estas condiciones de referencia representan un alto nivel de circulación, con velocidades en flujo libre de 110 km/h o mayores.

LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA.

La metodología no tiene en cuenta y no se aplica a los siguientes elementos:

- Carriles especiales reservados para un determinado tipo de vehículo, tal como
- vehículos de alta ocupación, camiones y carriles de subida.
- Puentes largos y tramos de túneles.
- Tramos de aproximación a zonas de peaje.
- Autopistas con velocidades en flujo libre por debajo de los 90 km/h o que excedan los 120 km/h.
- Condiciones de demanda que excedan la capacidad.
- La influencia de la interrupción del tráfico y la formación de colas corriente abajo del tramo analizado.
- La velocidad límite establecida, la intensidad y tipo del control policial o la presencia de un sistema inteligente de transporte relacionado con el vehículo o con la orientación de los conductores.
- El incremento de la capacidad por los controles del tráfico en los ramales de entrada.

La metodología que se describe a continuación ha sido desarrollada para el análisis de los tramos básicos de autopista.

NIVELES DE SERVICIO.

El comportamiento de un tramo básico de autopista puede ser descrito por medio de tres parámetros que se emplean para tal fin y que son: la densidad, medida en términos de vehículos ligeros por kilómetro y por carril, la velocidad dada en términos de la velocidad media de los vehículos ligeros que circulan por la sección en estudio y la relación volumen-capacidad. Cada uno de esos parámetros constituye una indicación de la aptitud en que el volumen de tráfico está siendo acomodado en la autopista.

El parámetro empleado para determinar el Nivel de servicio es la densidad. Por otra parte, cabe mencionar que la velocidad, la densidad y el volumen están interrelacionados. Por lo tanto, si los valores de dos cualesquiera de esos parámetros son conocidos, el tercero queda determinado.

Los umbrales o valores límites para cada Nivel de Servicio se resumen en la siguiente tabla.

Nivel de Servicio	Rango de Densidades (vl/km/carril)
A	0 – 7
B	> 7 – 11
C	> 11 – 16
D	> 16 – 22
E	> 22 – 28
F	> 28

Para un nivel de servicio dado, la máxima densidad admisible es algo menor que aquella correspondiente al mismo nivel de servicio de una carretera multicarril. Esto refleja la mayor calidad de servicio que los conductores esperan hallar cuando utilizan una autopista comparada con la esperada en una carretera multicarril. Ese mayor valor de la densidad máxima para las carreteras multicarril no implica que éstas se comporten mejor que una autopista con el mismo número de carriles y bajo condiciones similares. Para una dada densidad, una autopista llevará un mayor volumen de vehículos a mayores velocidades, comparados con los de una carretera multicarril.

Cabe destacar que los valores asignados a las máximas densidades correspondientes a los niveles de servicio desde el A hasta el D están basados en el criterio del Manual de Capacidad, mientras que el valor dado para el nivel de servicio E (28 vi/km/ carril) corresponde a la densidad con la cual se alcanza la capacidad para distintas velocidades en flujo libre. Este valor representa la densidad máxima a la cual se espera se produzcan flujos sostenidos, en la capacidad.

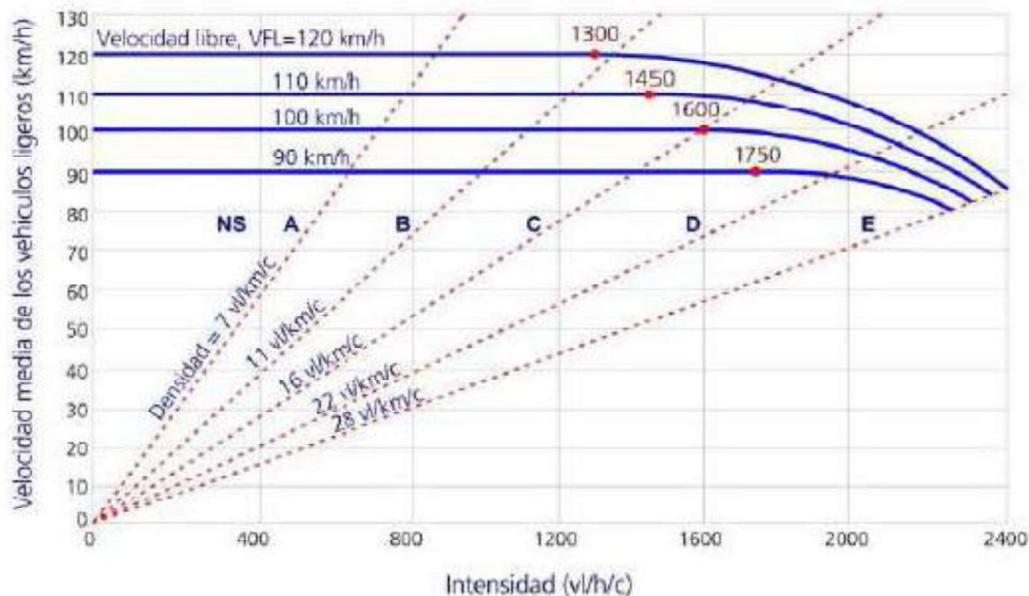
En la tabla siguiente se proporcionan los criterios para la determinación de los niveles de servicio de los tramos básicos de autopistas para las velocidades en flujo libre de 120, o mayores, 110, 100, y 90 km/h, debiendo destacarse que en todos los casos debe cumplirse con el criterio de densidad para estar dentro de un nivel de servicio dado.

Criterios para la determinación de los niveles de servicio en tramos básicos de carretera

Criterio	Nivel de Servicio				
	A	B	C	D	E
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 120 km/h					
Densidad máxima (vl/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	120	120	114,6	99,6	85,7
Máxima relación v/c	0,35	0,55	0,77	0,92	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (vl/h/carril)	840	1.320	1.840	2.220	2.400
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 110 km/h					
Densidad máxima (vl/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	110	110	108,5	97,2	83,9
Máxima relación v/c	0,33	0,51	0,74	0,91	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (vl/h/carril)	770	1.210	1.740	2.135	2.350
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 100 km/h					
Densidad máxima (vl/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	100	100	100	93,8	82,1
Máxima relación v/c	0,30	0,48	0,70	0,90	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (vl/h/carril)	700	1.100	1.600	2.065	2.300
VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE = 90 km/h					
Densidad máxima (vl/km/carril)	7	11	16	22	28
Velocidad mínima (km/h)	90	90	90	89,1	80,4
Máxima relación v/c	0,28	0,44	0,64	0,87	1,00
Máximo volumen equivalente de servicio (vl/h/carril)	630	990	1.440	1.955	2.250
<p>Nota:</p> <p>La relación matemática exacta entre la densidad y la relación v/c no siempre es mantenida en los límites de los N.S. debido al empleo de valores redondeados. La densidad es el primer determinante del N.S. El criterio adoptado para la máxima velocidad consiste en adoptar la velocidad que se obtiene para la máxima densidad del nivel de servicio dado</p>					

En efecto, bajo condiciones de referencia, esas son las velocidades y los volúmenes horarios equivalentes que se espera puedan ser obtenidos para las densidades establecidas. No obstante, ello, cabe mencionar que ciertas variaciones locales en el comportamiento de los conductores pueden provocar algunas modificaciones de esas expectativas.

El nivel de servicio F, así como las roturas de la corriente de tráfico y la congestión, ocurren cuando las colas comienzan a formarse en la carretera. La densidad tiende a crecer rápidamente dentro de la cola v puede ser considerablemente mayor que el valor de 28 vl/km/carril indicado para el nivel de servicio E. La figura siguiente muestra las relaciones entre la velocidad, el volumen y la densidad para los tramos básicos de carretera. También muestra la definición de varios niveles de servicio sobre la base de los valores límites de la densidad.



Nota:

La capacidad varía con la velocidad en flujo libre. La capacidad es de 2.400, 2.350, 2.300 y 2.250 aut/h/carril para las velocidades de flujo libre de 120 o más, 110, 100 y 90 km/h respectivamente.

Para: $90 \text{ km/h} < VFL \leq 120 \text{ km/h}$ y para volumen de tráfico equivalente Q_p

$$(3.100 - 15 \times VFL) < Q_p \leq 1.800 + 5 \times VFL$$

$$v = VFL - \left[\frac{1}{28} \cdot (23 \times VFL - 1.800) \left(\frac{Q_p + 15 \times VFL - 3.100}{20 \times VFL - 1.300} \right)^{2,6} \right]$$

Para: $90 \text{ km/h} \leq VFL \leq 120 \text{ km/h}$ y

$$Q_p \leq (3.100 - 15 \times VFL)$$

$$v = VFL$$

DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD EN FLUJO LIBRE.

La velocidad en flujo libre es el promedio de las velocidades de los vehículos ligeros, determinadas para las condiciones de operación correspondientes a volúmenes de tráfico que

van de valores bajos a moderados (hasta 1.300 vl/h/carril). En una sección determinada de una autopista, cuando los volúmenes están comprendidos dentro del rango mencionado, las velocidades de los vehículos ligeros son prácticamente constantes.

A los efectos de determinar la velocidad en flujo libre de un tramo básico de autopista puede emplearse cualquiera de los dos métodos siguientes:

- La medición directa en la autopista.
- La estimación mediante el uso de los procedimientos dados en el Manual de capacidad.

En este caso se utilizará el segundo de ellos.

Si no fuera posible medir en el terreno la velocidad en flujo libre, ésta puede ser determinada de forma indirecta, basándose para ello en las características físicas de la sección de autopista en estudio. Esas características físicas comprenden: ancho de carril, despeje lateral derecho, número de carriles y la densidad de los distribuidores de tráfico o ramales de accesos. La Ecuación nº 1 dada a continuación es utilizada para estimar la velocidad en flujo libre de un tramo básico de autopista:

$$VFL = VFLR - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID}$$

Ecuación en la cual:

- VFL = Velocidad en flujo libre calculada (km/h).
- VFLR = Velocidad en flujo libre de referencia, estimada 110 (urbana) o 120 km/h (rural).
- f_{LW} = Factor de ajuste por ancho de carril.
- f_{LC} = Factor de ajuste por distancia a las obstrucciones laterales sobre la margen derecha.
- f_N = Factor de ajuste por número de carriles de la sección.
- f_{ID} = Factor de ajuste que toma en cuenta la densidad de distribuidores de tráfico.

El valor estimado de la velocidad en flujo libre para un tramo básico de autopista, existente o futura, se obtiene disminuyendo el correspondiente a la velocidad en flujo libre de referencia, de manera tal que en el resultado final quede reflejada, la influencia de los cuatro factores ya mencionados: ancho de carril, distancia a las obstrucciones laterales en la margen derecha, número de carriles y densidad de los distribuidores. De esta forma el proyectista está obligado a seleccionar, como punto inicial de sus cálculos, un valor adecuado de la velocidad en flujo libre de referencia (VFLR).

Ajuste por ancho de carril.

La condición de referencia para el ancho de un carril establece que éste debe ser de 3.60 m o mayor.

Cuando el promedio del ancho de los carriles existentes en una calzada es menor de 3.60 m, se produce una reducción en el valor de la velocidad en flujo libre. Para tener en cuenta este efecto, a la velocidad en flujo libre de referencia se le aplican los factores de ajuste que están dados en la tabla siguiente:

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Ajuste por la distancia a las obstrucciones laterales.

La distancia lateral de referencia, desde el borde del pavimento a un obstáculo, es igual o mayor de 1,80 m cuando éste está ubicado sobre la margen derecha, o, igual o mayor de 0,60 m, cuando el obstáculo está sobre la margen izquierda. En aquellos casos en que la distancia del obstáculo emplazado en la margen derecha es menor que la indicada precedentemente, el valor de referencia de la velocidad en flujo libre debe ser reducido a los efectos de reflejar la influencia negativa de ese obstáculo. Los factores de ajuste que deben ser empleados en este caso son los establecidos en la tabla siguiente:

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{Lc} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

En el Manual de Capacidad se establece que no se han determinado los factores de ajuste que reflejen la influencia de obstáculos ubicados en la margen izquierda, a menos de 0,60 m del borde del pavimento. Pero debe tenerse presente que la existencia de obstrucciones laterales con distancias menores de 0,60 m, cualquiera sea la berma sobre la cual estén emplazadas, son consideradas como muy raras.

Es necesario llevar a cabo un riguroso análisis para determinar cuando los objetos o las barreras situadas a lo largo de la margen derecha de una sección de carretera, representan una verdadera obstrucción. Algunos de los elementos mencionados pueden ser continuos, tal es el caso de los muros de contención, las barreras de hormigón y las barreras metálicas de seguridad, o bien estar emplazados de forma cadencial o aislada como las columnas de alumbrado o los estribos de los puentes. En algunos casos los conductores, en especial los familiarizados con la carretera, se acostumbran a la presencia de cierto tipo de obstáculos, haciendo que su efecto sobre la corriente de vehículos pueda ser ignorado.

Ajuste por número de carriles.

Los tramos de autopista con cinco (5) o más carriles por calzada son considerados como que tienen las condiciones de referencia con respecto al número de carriles. Cuando se presenten secciones con un número menor de carriles que el considerado como de referencia, el valor de la velocidad en flujo libre de referencia debe ser reducido. La tabla siguiente proporciona los valores de los factores de ajuste, sobre la velocidad en flujo libre de referencia, que toman en cuenta la reducción del número de carriles. Cuando se determina el número de carriles de la sección, únicamente deben ser considerados aquellos que son los básicos y los auxiliares de la calzada principal. No deben ser incluidos los carriles destinados en forma exclusiva al uso de vehículos de alta ocupación (transporte público de pasajeros).

	"f _N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

Los factores de ajuste dados en la tabla están basados exclusivamente en datos recogidos en secciones de autopistas urbanas y suburbanas y no reflejan las condiciones de las autopistas rurales, las cuales por lo general tienen dos carriles por sentido de circulación. Por lo tanto, cuando se emplee la Ecuación nº 1 para estimar la velocidad en flujo libre de una sección de autopista rural el valor del factor de ajuste por el número de carriles "f_N" debe ser nulo, es decir (0,0).

Ajuste por la densidad de distribuidores.

La densidad de referencia de los distribuidores de tráfico es de 0,3 distribuidor por kilómetro, o sea, una distancia entre distribuidores de 3,3 km. La velocidad en flujo libre de referencia se ve reducida cuando la densidad de distribuidores es mayor que la indicada. Los factores de ajuste que reflejan el efecto de la densidad de los distribuidores sobre la velocidad en flujo libre de referencia están dados en la siguiente tabla.

La densidad de los distribuidores debe ser determinada sobre una longitud de 10 km de la carretera, (5 km corriente arriba y 5 km corriente abajo) en la cual se encuentre el tramo en estudio. A los efectos de los procedimientos para el cálculo de la capacidad establecidos en el Manual, un distribuidor es considerado como tal cuando tiene por lo menos una rama de entrada. Por lo tanto, aquellos distribuidores que sólo tienen ramas de salida no deben ser tomados en cuenta para la determinación de la densidad de los distribuidores. Todo tipo de distribuidor existente en la autopista, inclusive aquellos que la vinculan con caminos o calles arteriales o con otra carretera, debe ser incluido en el cálculo de la densidad.

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f ₁₀ " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN EQUIVALENTE.

El volumen horario equivalente debe reflejar los efectos de los vehículos pesados, la variación temporal del volumen de tráfico durante una hora determinada y las características de los conductores que utilizan la autopista.

Esos efectos están reflejados mediante un ajuste efectuado sobre el valor del volumen horario real, normalmente dado en veh/h de manera tal de llegar a un volumen horario equivalente, expresado en vehículos ligeros por hora (vl/h). Ese volumen horario real, es determinado por medio de aforos de tráfico realizados en la carretera o bien estimado para el proyecto.

El volumen horario equivalente es calculado empleando los factores de ajuste correspondientes para los vehículos pesados, para la hora punta y para el tipo de conductores. Se le expresa en términos de vehículos ligeros equivalentes por hora y por carril (vl/h/carril). La Ecuación nº 2 es la utilizada para el cálculo del volumen equivalente dado en vehículos ligeros por hora y por carril ecuación:

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

en la cual:

Q_p = Volumen horario equivalente de 15 min, en vehículos ligeros por hora y por carril.

Q =Volumen horario, medido o estimado, expresado en vehículos por hora

FHP = Factor de la hora punta

N= Número de Carriles

f_{HV} = Factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados

f_p = Factor que tiene en cuenta el tipo de conductores

Factor de hora punta.

El factor de hora punta representa la variación temporal que se produce en el flujo de vehículos durante el transcurso de una hora. Las observaciones realizadas acerca de los volúmenes de tráfico han demostrado, de forma consistente, que las variaciones de este último, que se

producen dentro del período pico de 15 minutos correspondientes a una hora, no son similares a las que ocurren durante el resto de ella. La aplicación del factor de hora punta efectuada en la Ecuación nº 2 toma en cuenta este comportamiento del flujo de vehículos.

En las autopistas, los valores correspondientes al factor de hora punta, por lo general varían desde 0,80 a 0,95. Los valores menores de este rango de variación del factor de hora punta resultan ser característicos de las carreteras rurales y de las condiciones imperantes en el resto de las horas distintas a la de punta, mientras que los factores más altos son los más comunes en las carreteras urbanas y suburbanas para las condiciones de operación correspondientes a la hora punta.

Ajustes por la presencia de vehículos pesados.

Los volúmenes de tráfico de las carreteras presentan una composición de vehículos heterogénea, que incluye distintas proporciones de automóviles y de vehículos pesados. Esos volúmenes deben ser transformados en volúmenes horarios equivalentes expresados en términos de vehículos ligeros por hora y por carril. Este ajuste es realizado mediante la utilización del factor “ f_{HV} ”. Una vez que los valores de E_T y E_R han sido encontrados, el factor de ajuste, f_{HV} , es determinado empleando la Ecuación nº 3 dada a continuación:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

donde:

E_T =equivalente en vehículos ligeros para camiones y autobuses.

E_R =equivalente en vehículos ligeros para vehículos recreacionales.

P_T = proporción de camiones y autobuses en la corriente de tráfico.

P_R = proporción de vehículos recreacionales en la corriente de tráfico.

f_{HV} = factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados.

El ajuste por la presencia de vehículos pesados en la corriente de tráfico se aplica para los tres tipos de esos vehículos: camiones, autobuses y vehículos recreacionales. No existen evidencias que indiquen alguna diferencia en las características de comportamiento entre los camiones y los autobuses mientras circulan por una carretera y por lo tanto ambos tipos de vehículos pesados son considerados en forma idéntica a los efectos de determinar su equivalencia en vehículos ligeros.

En muchas oportunidades, los camiones constituirán el único tipo de vehículo pesado de los presentes en la corriente de tráfico que tiene un peso importante sobre el resto. Donde el porcentaje de vehículos recreacionales es pequeño comparado con el porcentaje de camiones, resulta conveniente considerar que todos los vehículos pesados que circulan por esa carretera sean camiones. Generalmente se acepta efectuar esta última consideración en aquellos casos en los cuales el porcentaje de camiones y autobuses es de por lo menos cinco veces mayor que el correspondiente a los vehículos recreacionales.

El factor de ajuste " f_{HV} " es calculado mediante un proceso de dos pasos sucesivos. En el primero de ellos se determina, el factor de equivalencia en vehículos ligeros de camiones más autobuses y de los vehículos recreacionales para las condiciones de tráfico y calzada del tramo en estudio. Esos valores de equivalencia, " E_r " y " E_R " para camiones y autobuses, el primero de ellos y para los vehículos recreacionales el segundo, representan el número de automóviles que puede utilizar la misma capacidad de la carretera que un camión, un autobús o un vehículo recreacional, bajo las condiciones prevalecientes de calzada y tráfico. El segundo de los pasos consiste en determinar el valor de " f_{HV} ", mediante el empleo de ambos factores de equivalencia, " E_T " y " E_R ", y la proporción de cada tipo de vehículo en la corriente de tráfico: " P_T " y " P_R " (proporción de camiones y autobuses y proporción de vehículos recreacionales respectivamente).

El efecto de los vehículos pesados sobre la corriente de vehículos depende de las características de las rampas que tenga la rasante en el tramo analizado, como así también de la composición del tráfico. Los valores correspondientes a los equivalentes en vehículos ligeros de los vehículos pesados pueden ser seleccionados para una de las tres condiciones siguientes: tramos largos de carreteras, rampas ascendentes y rampas descendentes.

Tramos largos de autopistas.

Es muy frecuente considerar a un tramo de autopista de gran longitud que contenga un cierto número de rampas ascendentes y descendentes junto con tramos en horizontal, como si fuera un tramo único y uniforme de la autopista.

Esa simplificación sólo es posible cuando ninguna de las rampas de ese tramo tenga una longitud y una pendiente suficientemente grandes como para ejercer un efecto negativo importante sobre las condiciones de circulación de todo el tramo de autopista. Como regla general, puede decirse que el análisis de un tramo largo de autopista puede ser llevado a cabo cuando en él existan rampas con una longitud máxima de 800 m y con pendientes de hasta el 3%, o bien, en bien en el caso de rampas de pendientes mayores al 3%, pero cuya longitud no supere los 400 m.

Rampas específicas.

Toda rampa que tenga una longitud de más de 800 m, aunque su pendiente sea menor del 3%, o bien que posea una pendiente mayor al 3% y cuya longitud sea superior a los 400 m, debe ser analizada, a los fines de determinar su capacidad y nivel de servicio, como un tramo individual debido al importante efecto que esa rampa ejerce sobre el flujo vehicular.

Equivalente en automóviles para tramos largos de carretera.

Siempre que se realice el análisis de un segmento largo de carretera el terreno sobre el cual se desarrolla debe ser clasificado en una de las tres categorías siguientes:

- Terreno llano
- Terreno ondulado
- Terreno montañoso

La definición de cada uno de esos tipos de terrenos es la siguiente:

Terreno llano: Es toda combinación del trazado horizontal y vertical que permite a los vehículos pesados mantener en forma aproximada la misma velocidad que la desarrollada por los vehículos ligeros; este tipo de terreno generalmente incluye pequeñas pendientes de no más del 1 o 2%.

Terreno ondulado: Es toda combinación del trazado horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a reducir sustancialmente su velocidad por debajo de las desarrolladas por los vehículos ligeros~ sin llegar a valores tan bajos como los correspondientes a la "velocidad de subida" o "velocidad crítica".

Terreno montañoso: Es toda combinación del trazado horizontal y vertical que obliga a los conductores de vehículos pesados a circular a la "velocidad de subida" o "Velocidad crítica" durante trechos bastantes largos o bien a intervalos frecuentes.

La siguiente proporciona los valores de los equivalentes en vehículos ligeros para tramos largos de autopista. Debe tenerse presente que resulta extremadamente dificultoso tener aquí un terreno montañoso, tal como se ha descrito precedentemente sin violar la regla general dada para el empleo de los tramos largos de autopista (p.e.: no tener rampas con pendientes mayores del 3% y longitudes de hasta 400 m). Con menor énfasis el mismo razonamiento podría haberse hecho con relación a los tramos ondulados. Los valores de equivalencia dados en la tabla para los terrenos ondulados y montañosos resultan ser muy útiles en las etapas del planeamiento, cuando el trazado vertical específico no se conoce, pero es necesario determinar un valor aproximado de la capacidad del tramo.

Factor	Tipo de terreno		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones y ómnibus)	1,5	2,5	4,5
E_R (recreacionales)	1,2	2,0	4,0

Ajuste por el Tipo de Población de Conductores.

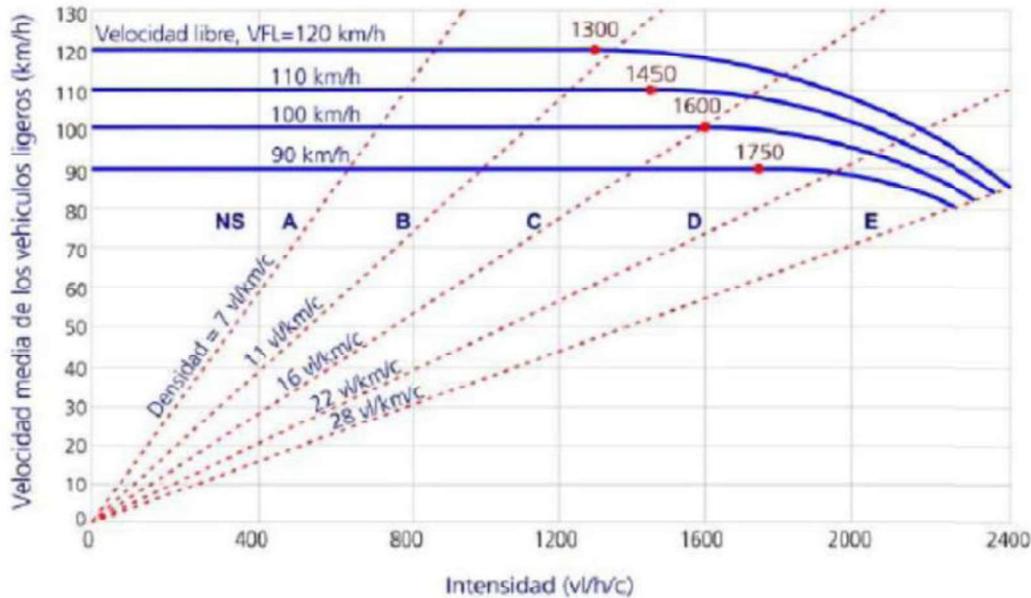
Las características del flujo de tráfico sobre las que se basan los criterios para el cálculo de la capacidad y niveles de servicio hasta aquí expuestos son representativas de la forma de conducción de aquellas personas que normalmente circulan por la carretera, es decir de los conductores habituales, de días laborables, quienes están familiarizados con las condiciones de aquella.

En general se acepta que las corrientes de tráfico utilizan la carretera de una manera menos eficiente cuando en ellas los conductores tienen características distintas a las mencionadas precedentemente, como son los conductores de fin de semana, recreacionales o incluso los del mediodía.

Mientras que los datos disponibles son dispersos y los resultados de los estudios realizados varían sustancialmente en algunas carreteras se han registrado valores de la capacidad bastante bajos, en los fines de semana, particularmente en las zonas de ocio. En general se presume que esta reducción de la capacidad (nivel de servicio E) se extiende también a Jos volúmenes equivalentes de servicio correspondientes a otros niveles de servicio.

DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO EN LA AUTOVÍA A-7S.

El nivel de servicio de un tramo básico de autopista puede ser determinado directamente mediante el empleo de la siguiente figura, basándose para ello en el valor de la velocidad en flujo libre, calculada o medida en el terreno, y en el volumen equivalente, previamente determinado.



El procedimiento para el cálculo tiene los siguientes pasos:

Paso nº 1.- Determinación de la sección de carretera a analizar.

Paso nº 2.- Empleando del valor de la velocidad en flujo libre, calculada o medida en el terreno, construir la correspondiente curva velocidad - volumen equivalente, de la misma forma que las indicadas en la figura. La curva dibujada debe interceptar el eje de coordenadas en el valor correspondiente a la velocidad en flujo libre.

Paso nº 3.- Partiendo del valor del volumen horario equivalente calculado en vehículos ligeros por hora y por carril, levantar una recta hasta cortar la curva dibujada según el Paso nº 2 y determinar, la velocidad promedio de los automóviles, dada sobre las ordenadas, y el nivel de servicio correspondiente a ese punto.

Paso nº 4. - Determinar la densidad del flujo de vehículos mediante el empleo de la siguiente Ecuación nº 4:

$$D = \frac{Q_p}{v}$$

donde:

D = Densidad en vl/km/carril

Q_p = Volumen horario equivalente en vl/h/c

v = Velocidad promedio de los vehículos ligeros

El nivel de servicio se determina empleando los rangos de variación de los valores de la densidad dados en la tabla correspondiente.

CÁLCULOS.

En nuestro caso, analizaremos el tramo de autovía A-7S que podría verse afectado por el desarrollo del sector, que está situado entre las estaciones de aforo MA-49-2 (Campo de Adoreta) en el p.k. 257,29 y la MA-303-2 (Nudo de Cajiz) en el p.k. 262,55 y el enlace 258, que es el punto de conexión de la A-7S con I N-340a.

ESCENARIO 0. "SIN ACTUACIÓN".

Se resumen a continuación los datos anteriormente expuestos de la IMD en las estaciones MA-49-2 y MA-303-2 entre el periodo de diez años anteriores de los cuales hay registros. Se muestran también la diferencia entre ambas estaciones que nos da una indicación del tráfico que puede discurrir por el enlace 258:

	MA-49-2	MA-303-2
2.019	59.665	33.829
2.018	56.139	34.568
2.017	58.776	39.681
2.016	55.797	41.095
2.015	52.300	37.344
2.014	49.870	32.850
2.013	47.941	32.426
2.012	49.502	33.983
2.011	50.630	36.507
2.010	52.351	36.783

La tasa promedio de crecimiento anual acumulativo de la Autovía A-7S considerando los datos de las 2 estaciones y considerando el periodo desde 2019 a 2010, ambos incluidos, es:

Incremento medio durante el periodo 2.010-2.019

MA-49-2	MA-303-2
1,316%	-0,834%

Si consideramos una tasa de crecimiento medio acumulado de 1,5% y un horizonte temporal de 6 años, como espacio temporal en el que se prevé el desarrollo completo del sector CH-2, se obtiene la siguiente IMD a 6 años en las dos estaciones consideradas:

Horizonte Temporal de 6 años y tasa de crecimiento anual acumulado del 1,5%

	MA-49-2	MA-303-2
IMD	65.240	36.990

Para pasar de IMD a IHP, tendremos en cuenta los datos de distribución horaria. Consideraremos dos horas punta, al igual que para el caso del tráfico en el sector. La hora punta de la mañana, con un 11,7 % de la IMD (de 8 a 9 de la mañana) y la hora punta de la tarde, con un 7,9% de la IMD (de 14 a 15 horas de la tarde). Suponiendo un reparto por sentido de 50/50.

Estación MA-49-2 (Dirección Málaga):

- Hora punta de la mañana: $7.634 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 3.817 \text{ vehículos}$

- Hora punta de la tarde: $5.154 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 2.577 \text{ vehículos}$

Estación MA-303-2 (Dirección Vélez-Málaga):

- Hora punta de la mañana: $4.328 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 2.164 \text{ vehículos}$

- Hora punta de la tarde: $2.924 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 1.462 \text{ vehículos}$

ESCENARIO 1. "CON ACTUACIÓN". SE ESTIMA EL DESARROLLO COMPLETO DEL SECTOR.

El tráfico que genera el sector en los flujos de entrada y salida son los siguientes:

Dirección Málaga:

Salida. Zona de Confluencia 1	Hora punta de la mañana:	$17(O) + 6(N) \text{ vehículos}^{(1)}$
	Hora punta de la tarde:	$10(O) + 3(N) \text{ vehículos}^{(1)}$
Entrada. Zona de Divergencia 1	Hora punta de la mañana:	$6(O) + 2(N) \text{ vehículos}^{(1)}$
	Hora punta de la tarde:	$23(O) + 7(N) \text{ vehículos}^{(1)}$

(1) Hay que considerar que los vehículos con/desde dirección Norte no necesitan de la utilización de la autovía A-7S, aunque sí del enlace 258.

Dirección Vélez-Málaga:

Salida. Zona de Confluencia 2	Hora punta de la mañana:	10 vehículos
	Hora punta de la tarde:	5 vehículos
Entrada. Zona de Divergencia 2	Hora punta de la mañana:	3 vehículos
	Hora punta de la tarde:	13 vehículos

En consecuencia, el cálculo de la Intensidad en horas punta considerando el desarrollo completo del sector será:

Estación MA-49-2 (Dirección Málaga):

- Hora punta de la mañana: $7.680 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 3.840 \text{ vehículos}$

- Hora punta de la tarde: $5.220 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 2.610 \text{ vehículos}$

Estación MA-303-2 (Dirección Vélez-Málaga):

- Hora punta de la mañana: $4.354 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 2.177 \text{ vehículos}$

- Hora punta de la tarde: $2.960 \text{ vehículos/hora} \times 0,5 = 1.480 \text{ vehículos}$

DIRECCIÓN MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. DE MAÑANA

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	3.817
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P _T	8,02%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P _R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f _p	1				
E _T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E _R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f _{HV}	0,89	E _T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E _R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,6
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	6
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre, VFLR (Km/h)	120
f _{LW}	1
f _{LC}	0
f _{ID}	3,9
f _N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	107,8

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	"f _N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q _p (vehículos/hora/carril)	2.251
v (Km/h)	108
D = Q _p /v (vl/km/carril)	20,88
NIVEL DE SERVICIO	D

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

DIRECCIÓN MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. DE MAÑANA CON SECTOR DESARROLLADO

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	3.840
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P _T	8,02%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P _R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f _p	1				
E _T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E _R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f _{HV}	0,89	E _T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E _R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,5
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	6
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre, VFLR (Km/h)	120
f _{LW}	1
f _{LC}	0
f _{ID}	3,9
f _N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	107,8

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	"f _N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q _p (vehículos/hora/carril)	2.264
v (Km/h)	108
D = Q _p /v (vl/km/carril)	21,00
NIVEL DE SERVICIO	D

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

DIRECCIÓN MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. DE TARDE

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	2.577
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	8,02%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P_R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_p	1				
E_T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E_R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f_{HV}	0,89	E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,5
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	6
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre Base, VFLR (Km/h)	120
f_{LW}	1
f_{LC}	0
f_{ID}	3,9
f_N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	107,8

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	" f_N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q_p (vehículos/hora/carril)	1.519
v (Km/h)	108
D = Q_p/v (vl/km/carril)	14,10
NIVEL DE SERVICIO	C

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

DIRECCIÓN MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. DE TARDE CON SECTOR DESARROLLADO

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	2.610
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P _T	8,02%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P _R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f _p	1				
E _T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E _R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f _{HV}	0,89	E _T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E _R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,5
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	6
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre, VFLR (Km/h)	120
f _{LW}	1
f _{LC}	0
f _{ID}	3,9
f _N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	107,8

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	"f _N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q _p (vehículos/hora/carril)	1.539
v (Km/h)	108
D = Q _p /v (vl/km/carril)	14,28
NIVEL DE SERVICIO	C

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. DE MAÑANA

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	2.164
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P_R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_p	1				
E_T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E_R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f_{HV}	0,90	E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,5
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	0,3
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre, VFLR (Km/h)	120
f_{LW}	1,0
f_{LC}	0
f_{ID}	0
f_N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	111,7

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre " f_{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	" f_N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q_p (vehículos/hora/carril)	1.262
v (Km/h)	112
D = Q_p/v (vl/km/carril)	11,30
NIVEL DE SERVICIO	C

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. MAÑANA CON SECTOR DESARROLLADO

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	2.177
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P _T	7,22%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P _R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f _p	1				
E _T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E _R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f _{HV}	0,90	E _T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E _R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,5
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	0,3
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre, VFLR (Km/h)	120
f _{LW}	1,0
f _{LC}	0
f _{ID}	0
f _N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	111,7

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	"f _N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q _p (vehículos/hora/carril)	1.270
v (Km/h)	112
D = Q _p /v (vl/km/carril)	11,37
NIVEL DE SERVICIO	C

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. DE TARDE

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	1.462
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P _T	7,22%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P _R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f _p	1				
E _T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E _R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f _{HV}	0,90	E _T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E _R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,5
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	0,3
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre, VFLR (Km/h)	120
f _{LW}	1,0
f _{LC}	0
f _{ID}	0
f _N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	111,7

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	"f _N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q _p (vehículos/hora/carril)	853
v (Km/h)	112
D = Q _p /v (vl/km/carril)	7,63
NIVEL DE SERVICIO	B

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA HORIZONTE A 6 AÑOS EN H.P. TARDE CON SECTOR DESARROLLADO

DATOS

Tráfico horario Q (vehículos/hora)	1.480
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P _T	7,22%
Porcentaje de vehículos recreacionales, %VR, P _R	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual
N	2

FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f _p	1				
E _T	2,5	TIPO DE TERRENO			
E _R	2,0	TIPO DE VEHÍCULO	Llano	Ondulado	Montañoso
f _{HV}	0,90	E _T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
		E _R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

VELOCIDAD

Ancho de carril (m)	3,5
Margen derecha libre de obstáculos (m)	> 1,80
Densidad de distribuidores (i/Km)	0,3
Número de carriles	2
Velocidad en flujo libre, VFLR (Km/h)	120
f _{LW}	1,0
f _{LC}	0
f _{ID}	0
f _N	7,3
Velocidad en flujo libre calculada, VFL (Km/h)	111,7

Ancho de carril (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LW} " (km/h)
3,60	0,0
3,50	1,0
3,40	2,1
3,30	3,1
3,20	5,6
3,10	8,1
3,00	10,6

Distribuidores (por kilómetro)	Factor de reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{ID} " (km/h)
≤0,3	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

Distancia del obstáculo sobre la margen derecha al borde del pavimento. (metros)	Factor de Reducción de la Velocidad en Flujo Libre "f _{LC} " (km/h)			
	Numero de carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,80	0,0	0,0	0,0	0,0
1,50	1,0	0,7	0,3	0,2
1,20	1,9	1,3	0,7	0,4
0,90	2,9	1,9	1,0	0,6
0,60	3,9	2,6	1,3	0,8
0,30	4,8	3,2	1,6	1,1
0,00	5,8	3,9	1,9	1,3

	"f _N " (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Q _p (vehículos/hora/carril)	863
v (Km/h)	112
D = Q _p /v (vl/km/carril)	7,73
NIVEL DE SERVICIO	B

$$Q_p = \frac{Q}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p}$$

CAPACIDAD EN RAMALES DE ENTRADA Y SALIDA A LA AUTOVÍA

1.1. INTRODUCCIÓN.

Un ramal puede definirse como un tramo de calzada con la exclusiva función de proporcionar una conexión entre dos carreteras.

Un ramal se compone de tres elementos geométricos básicos:

1. la intersección del ramal con la autopista o autovía.
2. El tronco del ramal.
3. La intersección del ramal con el vial.

1.2. ÁMBITO DE APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA

Se analiza según el Manual de capacidad de carreteras (HCM-2010), en el funcionamiento de las uniones de los ramales de la autopista y las características de los ramales en sí mismos.

El procedimiento que se propone permite la identificación de la congestión probable en el ramal (nivel de servicio F) y el análisis de la capacidad de las terminales ramal-autopista y del tronco de los ramales, fijando su Nivel de Servicio entre el A y el E.

1.3. LIMITACIONES DE LA METODOLOGÍA

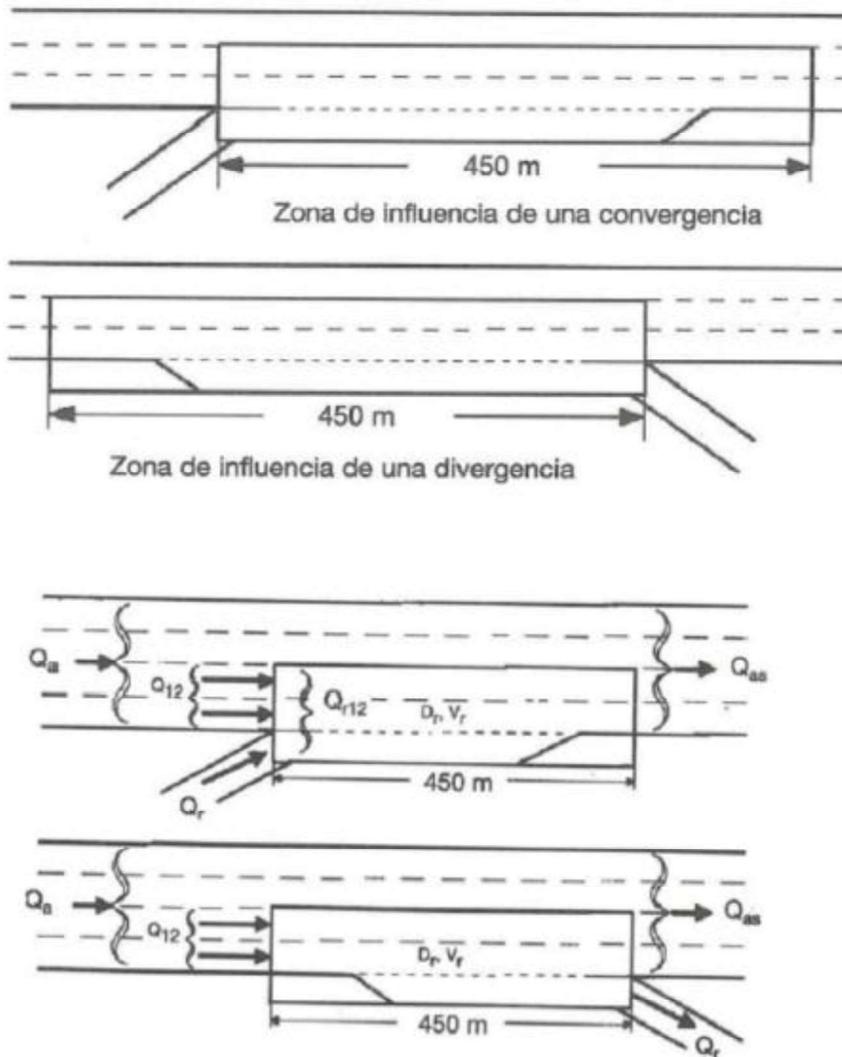
La metodología no tiene en cuenta ni es aplicable para:

- Carriles especiales, tales como los de vehículos de alta ocupación, como ramal de entrada.
- Ramales de aforo.
- Condiciones de sobresaturación.
- limitación de velocidad, y control policial.
- Presencia de sistemas con características de transporte inteligente.

1.4. METODOLOGÍA

El gráfico siguiente ilustra la entrada y el orden de cálculo básico para la aplicación del método de ramales y cruces del ramal. los resultados principales del método son el Nivel de Servicio y la capacidad.

Como se muestra en la figura, el enfoque básico de modelo de las áreas de convergencia y divergencia se centra en un área de influencia de 450 m incluyendo la aceleración o carril de desaceleración y los carriles 12 y 22 de la autopista. Aunque otros carriles la autopista puede verse afectados por los movimientos de convergencia o divergencia y el impacto de la congestión en las inmediaciones de un ramal se puede extender más allá del área de influencia de 450 m, en esta zona se definen la mayoría de las experiencias operativas con incidencia en todos los niveles de servicio. Por lo tanto, el movimiento de vehículos dentro del área de influencia del ramal es el centro de los procedimientos de cálculo.



El modelo tiene tres pasos principales:

1. Se determina el flujo que entra por los carriles 1 y 2 inmediatamente flujo arriba del área de influencia de la convergencia o del comienzo del carril de deceleración en un ramal de salida. Se designa a este flujo por Q_{12} . Este debe ser conocido, porque es un determinante fundamental de las características de explotación dentro del área de influencia del ramal.
2. Se determinan los valores críticos de la capacidad, y se comparan los flujos de la demanda con estos valores. la comparación determina la posibilidad de que el área de convergencia o divergencia se colapse.

La capacidad se evalúa en dos puntos:

- a) el flujo total máximo de salida del área de convergencia o divergencia (Q_{AS} para los ramales de entrada; $Q_{AS} + Q_R$ en ramales de salida).
- b) el flujo total máximo que razonablemente puede entrar la zona de influencia del área de convergencia/divergencia (Q_{R12} en los ramales de entrada; Q_{12} en los ramales de salida).

El colapso es probable si la demanda excede cualquiera de estos dos valores de capacidad.

3. Basándose en este valor se determinan la densidad del área de influencia de convergencia/divergencia (D_R) y el nivel de servicio. En algunos casos también se puede predecir la velocidad media de los vehículos dentro del área de convergencia/divergencia (V_R).

La figura anterior muestra estas variables básicas y las relaciones entre ellas. Todos los aspectos de este modelo y de los criterios de nivel de servicio se expresan en intensidades máximas en vehículos ligeros equivalentes por hora en los 15 minutos punta de la hora de interés. Por lo tanto, antes de aplicar cualquiera de estos procedimientos, se deben convertir todos los flujos relevantes de la autopista y de los ramales a los equivalentes en vehículos ligeros por hora en condiciones ideales para el periodo de 15 min punta de la hora de interés. Para convertir cualquier intensidad horaria en vehículos a la hora en el formato deseado se utilizará la ecuación 1:

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_p \cdot f_C}$$

siendo

$Q_{VL/h}$ = la máxima intensidad de los 15-min en vl/h en condiciones ideales.

$Q_{V/h}$ = al volumen horario en vehículos por hora en las condiciones prevalecientes,

FHP =factor de hora punta,

f_{VP} =factor de ajuste de vehículos pesados,

f_A = factor de ajuste por anchura de carril y despeje lateral, y

f_R = factor de ajuste por el tipo de conductores.

Los siguientes epígrafes detallan los pasos del modelo operativo para las intersecciones ramal-autopista.

Una unión ramal-autopista se proyecta generalmente para que los movimientos de confluencia o bifurcación a alta velocidad interfieran mínimamente la circulación del carril adyacente a la autopista. Las características geométricas de las intersecciones ramal-autopista son variables.

Ciertos elementos tales como la posible existencia de carriles de aceleración/deceleración, su longitud, el ángulo de convergencia o divergencia, la pendiente relativa entre la autopista y el ramal, y otros varios, pueden afectar el funcionamiento del ramal. Los procedimientos propuestos son aplicables a vías de alta calidad.

Las características geométricas de los troncos de los ramales también varían de un lugar a otro.

Los ramales se diferencian por el número de carriles (habitualmente uno o dos), la velocidad de proyecto, la inclinación, y la curvatura en planta.

Con los procedimientos propuestos se identifican los probables colapsos de las terminales ramal-autopista (Nivel de Servicio F) y se analiza la capacidad de las terminales ramal-autopista y del tronco de los ramales, fijando su Nivel de Servicio entre el A y el E.

los carriles de trenzado presentes en el tronco de la autovía poseen unas longitudes superiores a 450 m.; por tanto, las zonas de confluencia y divergencia pueden ser analizadas por la metodología descrita como ramales independientes, debido a que las turbulencias de trenzado

pueden subsistir a lo largo de un tramo largo, pero las operaciones son aproximadamente iguales que las de un tramo básico de autopista.

1.5. CARACTERÍSTICAS DE LA OPERACIÓN

Una intersección ramal-autopista es una zona donde se produce una competencia por el espacio entre dos circulaciones. la demanda de la autopista corriente arriba a la zona de confluencia entra en competencia con la demanda del tráfico del ramal de acceso.

En la zona de confluencia, los vehículos del ramal de acceso tratan de encontrar huecos en la corriente circulatoria del carril adyacente de la autopista. Al estar la mayoría de los ramales en el lado derecho de la autopista, los vehículos del ramal de convergencia buscan huecos en el carril de la autopista cercano al arcén, designado aquí como carril I. En este manual los carriles se numeran del 1 al N, comenzando por el próximo al arcén y creciendo hacia la mediana.

La acción de entrada de cada vehículo convergente sobre el flujo del carril 1 crea una turbulencia en el flujo de tráfico en las proximidades del ramal. los vehículos de la autopista que se aproximan se desplazan hacia la izquierda para evitar esta turbulencia. los estudios recientes muestran que los efectos más pronunciados de estos vehículos convergentes se producen en los carriles 1 y 2 de la autopista y en el carril de aceleración en una distancia que llega hasta 450 m flujo abajo del punto físico de confluencia.

Las interacciones son de tipo dinámico. Los vehículos de la autopista que se aproximen se desplazarán a la izquierda siempre que exista capacidad para permitirse. Mientras que la intensidad del flujo del ramal generalmente influencia el comportamiento de los vehículos de la autopista, la congestión general de la autopista puede también limitar el flujo del ramal, provocando un redireccionamiento del tráfico hacia otros enlaces o rutas.

En los ramales de salida la maniobra básica es una bifurcación, esto es, un flujo único que se separa en dos distintos. Los vehículos que van a salir deben ocupar el carril adyacente al ramal de salida, éste es el carril para un ramal de salida por la derecha. Así pues, al acercarse al ramal de salida, los vehículos con destino en ese ramal se desplazarán a la derecha. Esto ocasionará una redistribución del resto de los vehículos de la autopista, los cuales se desplazarán a la izquierda para evitar la turbulencia del área de divergencia inmediata. El área de mayor turbulencia es el carril de deceleración y los carriles 1 y 2 en una longitud de 450 m corriente arriba del punto físico de divergencia.

Se parte de la hipótesis de que, para el análisis de la capacidad de las zonas influenciadas por los ramales, los volúmenes de la autopista y de los ramales son conocidos. las aplicaciones de proyecto y planeamiento se convierten en cálculos de ensayo y error utilizando las técnicas de análisis de la circulación. Esto es lógico, puesto que el ramal es un punto muy concreto dentro de una carretera cuyos flujos o bien se conocen, o bien se especifican.

Se supone que el comportamiento de los vehículos que convergen o divergen queda inalterado por las constricciones o alteraciones de los flujos, corriente arriba o corriente abajo. En una zona de convergencia o divergencia, por ejemplo, los problemas corriente abajo pueden propagarse fácilmente corriente arriba. En estos casos la circulación refleja las características del colapso corriente abajo y no es de esperar que se ajuste a los modelos aquí presentados.

1.6. MEDIDA DE LA LONGITUD DE LOS CARRILES DE ACELERACIÓN Y DECELERACIÓN

La longitud de los carriles de aceleración (L_a) y de deceleración (L_d) constituyen un parámetro geométrico crítico que influencia la explotación de las áreas de confluencia o divergencia. Esta longitud se mide desde el punto en el que el borde izquierdo de los carriles del ramal y el borde derecho de los carriles de la autopista convergen hasta el final del segmento en cuña que conecta el ramal a la autopista. El punto de convergencia puede definirse mediante marcas viales o mediante barreras físicas, o con ambos dispositivos.

1.7. PREDICCIÓN DEL FLUJO ENTRANTE EN LOS CARRILES 1 Y 2 (Q12)

Las influencias fundamentales en la distribución de los vehículos de autopista entre los dos carriles, inmediatamente flujo arriba de las áreas de convergencia y divergencia, provienen de:

Q_A = flujo total de la autopista que accede al área de convergencia/divergencia (vl/h);

Q_R = flujo total del ramal (vl/h);

L_A o L_D = longitud total del carril de aceleración o deceleración (m);

V_{Lr} = velocidad libre del ramal en el punto de convergencia o divergencia (km/h).

El flujo total de la autopista es, con mucho, el factor dominante de entre todos estos. Los modelos están estructurados para tener en cuenta este fenómeno sin distorsionar las otras relaciones. El flujo total del ramal tiene un papel fundamental en la distribución del flujo entre carriles inmediatamente flujo arriba de los ramales de salida, porque para acceder al mismo todo el tráfico del ramal debe estar en el carril 1. Sorprendentemente, en los ramales de entrada este parámetro tiene muy poca influencia en el flujo que entra en los carriles 1 y 2.

Las longitudes del carril de aceleración o deceleración influyen también en la distribución entre carriles.

En las áreas de convergencia, la existencia de carriles de aceleración más largos contribuye a disminuir los niveles de turbulencia y a reducir las densidades en el área de influencia de la convergencia. Por lo tanto, los vehículos de la autopista que se aproximan tienen menor probabilidad de desplazarse a la izquierda para evitar la turbulencia, y Q_{12} tiende a aumentar. Es menos pronunciada la influencia de la longitud del carril de deceleración en las áreas de divergencia. Las velocidades libres de ramal altas tienden a empujar a los conductores más hacia la izquierda para evitar las convergencias o divergencias a altas velocidades.

Los flujos de los ramales adyacentes flujo arriba y flujo abajo pueden influenciar también la distribución entre carriles en un ramal dado. Cuando un ramal cercano inyecta o retira vehículos del carril 1, la distribución del número total de vehículos entre los dos carriles puede verse seriamente alterada. Las siguientes variables son de utilidad:

Q_{ar} = flujo total del ramal adyacente flujo arriba (vl/h),

Q_{ab} = flujo total en el ramal adyacente flujo abajo (vl/h),

D_{ar} = distancia al ramal adyacente flujo arriba (m), y

D_{ab} = distancia al ramal adyacente corriente abajo (m).

El nivel de influencia de los ramales contiguos flujo arriba o flujo abajo sobre la distribución del flujo entre los carriles depende del tamaño de la autopista, de la combinación específica de ramales flujo arriba o flujo abajo (o de ambos), y de las distancias y flujos involucrados.

Estructura General del Modelo

La forma del modelo de predicción de Q_{12} inmediatamente corriente arriba de un ramal de entrada por la derecha de un solo carril es:

$$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$$

Siendo:

P_{AC} = la proporción de vehículos de la autopista que permanecen en los carriles 1 y 2 inmediatamente corriente arriba de un ramal de salida y

Q_{12} y Q_A =son las variables previamente definidas.

Esta estructura del modelo asigna al flujo total de la autopista una notable importancia en la determinación de los flujos de los carriles 1 y 2, expresando mediante P_{AC} las alternativas de comportamiento de los conductores que seleccionan los carriles. Básicamente, el modelo se centra en la predicción de la proporción de vehículos de los carriles 1 y 2, aplicándola al flujo de la autopista, que o bien es conocido o se asigna.

El modelo para ramales de salida por la derecha de un solo carril toma una estructura diferente. En el caso de ramales de salida Q_{12} es el flujo inmediatamente corriente arriba del comienzo del carril de deceleración.

Por lo tanto, Q_{12} debe incluir a Q_R , el flujo del ramal de salida. lo importante es la proporción de vehículos de paso que permanecen en los carriles 1 y 2 en este punto. El siguiente modelo expresa esta lógica:

$$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AD}$$

Este modelo se centra en la predicción de la selección a realizar por los conductores de la autopista que se acercan a la zona de divergencia y que no salen por el ramal (es decir, aquellos conductores que tienen elección).

1.8. VALORES DE LA CAPACIDAD.

La capacidad de las áreas de confluencia se expresa de dos maneras. La primera se refiere a la intensidad máxima de la autopista que puede abandonar el área de confluencia. Esta capacidad es 2.400 vl/h/c para autopistas de cuatro carriles.

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. area influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

Capacidad en zonas de confluencia

La segunda manera de evaluar la capacidad de las áreas de confluencia es en términos del flujo total máximo que puede entrar en el área de influencia de la confluencia. Este valor es la suma del flujo del ramal más el flujo de los carriles 1 y 2 ($Q_R + Q_{12}$), al que se le ha designado como Q_{12} . Esta capacidad ha quedado establecida en 4.600 vl/h para autopistas de cuatro carriles. En una autopista de cuatro carriles, todos los vehículos que entran en la zona de influencia de la confluencia están obligados a permanecer dentro de ella. En una autopista de seis o más carriles, los vehículos que entran dentro de la zona de influencia de la convergencia tienen la oportunidad de abandonarla a lo largo de su longitud. Esta característica permite unos flujos de entrada ligeramente mayores. La primera es en términos de flujo máximo total que puede salir de la zona de divergencia por la autopista y por el ramal ($Q_{AS} + Q_R$). Este es el mismo valor que la capacidad de la autopista corriente arriba, lo que esencialmente limita el número de vehículos que pueden entrar en la zona de divergencia. También puede estar limitado por la capacidad de la sección transversal corriente abajo de la autopista y por el tronco del ramal en sí. En ramales de divergencia de un único carril, la sección de la autopista corriente abajo tiene en general la misma o prácticamente la misma capacidad que la sección de aproximación corriente arriba y raramente constituye un factor de consideración. Si el ramal en sí mismo tiene una capacidad inferior a su demanda, la capacidad total de descarga puede quedar todavía más restringida. Más adelante se presentan las capacidades de ramal. Como el regulador principal del flujo total de salida es la capacidad de la sección de autopista corriente arriba, sus capacidades son de 2.400 vl/h/c para autopistas de cuatro carriles.

La segunda cifra de capacidad interesante es el máximo flujo que puede entrar en la zona de influencia de la divergencia por los carriles 1 y 2, es decir en Q_{12} . A diferencia de las áreas de convergencia, esta capacidad no aumenta con el tamaño de la autopista. Ha quedado establecido en 4.400 vl/h para autopistas de cualquier dimensión. En zonas de divergencia, es más probable que otros vehículos se metan cerca de la zona de influencia a lo largo de su longitud. Esto es básicamente diferente a lo ocurrido en zonas de confluencia, donde la tendencia es a que algunos vehículos se desplacen hacia fuera de la zona de influencia, es decir a los carriles exteriores, y por ello se utiliza un valor constante. Es más, en zonas de confluencia, los vehículos entran en la zona de influencia por tres carriles, mientras que, en zonas de divergencia, los vehículos sólo pueden entrar en la zona de influencia por dos carriles.

Si la demanda supera cualquiera de los dos valores de capacidad, es probable que la sección se colapse (es decir que se formen colas a lo largo del tramo). Si se previera este colapso, se asignaría automáticamente el nivel de servicio F.

Autopistas de 2 carriles por sentido

Zona de confluencia

$$Q_{as} \text{ (vl/h)} = 4.800$$

$$Q_{r12} \text{ (vl/h)} = 4.600$$

Zona de divergencia

$$Q_{as} + Q_r \text{ (vl/h)} = 4.800$$

$$Q_{r12} \text{ (vl/h)} = 4.400$$

Autopistas de 3 carriles por sentido

Zona de confluencia:

$$Q_{as} \text{ (vl/h)} = 7.200 \qquad Q_{r12} \text{ (vl/h)} = 4.600$$

Zona de divergencia:

$$Q_{as} + Q_r \text{ (vl/h)} = 7.200 \qquad Q_{r12} \text{ (vl/h)} = 4.400$$

Autopistas de 4 carriles por sentido

Zona de confluencia:

$$Q_{as} \text{ (vl/h)} = 9.600 \qquad Q_{r12} \text{ (vl/h)} = 4.600$$

Zona de divergencia:

$$Q_{as} + Q_r \text{ (vl/h)} = 9.600 \qquad Q_{r12} \text{ (vl/h)} = 4.400$$

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. area influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

Capacidad en zonas de divergencia

1.9. CRITERIOS DEL NIVEL DE SERVICIO

Los Niveles de Servicio que abarcan desde el nivel A al E en terminales de ramal de autopista están basados en la densidad en la zona de influencia del ramal y suponiendo que no se produzca un colapso. El Nivel de Servicio F significa que existe una condición de colapso, o que se espera que exista. El Nivel de Servicio F se produce cuando las intensidades de demanda exceden los límites indicados. Cuando no se exceden ninguno de estos límites, no se espera ningún colapso, y el nivel de servicio se basa únicamente en la densidad.

La velocidad media de los vehículos en la zona de influencia del ramal es un parámetro secundario del nivel de servicio. Esto es especialmente útil al comparar estos criterios con datos de campo, puesto que la densidad rara vez se mide directamente.

Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

Los valores de densidad dados para los Niveles de Servicio A-E asumen un régimen de funcionamiento estable, y sin colapsos. Ciertos estudios han mostrado que existe un solape en los campos de densidad de forma que en algunas operaciones en colapso puede existir una densidad inferior a la alcanzable en condiciones de explotación estable. Esto se debe a los movimientos de tipo onda de los vehículos dentro de una cola y a la longitud relativamente más corta de las zonas de influencia del ramal de salida. El modelo obliga a la determinación de la existencia del Nivel de Servicio F utilizando los valores de intensidad máxima de la tabla. Solamente después de haber hecho esto, y si el flujo es estable, se estima una densidad y se asigna otro nivel de servicio.

Cada uno de los límites de densidad es mayor que el correspondiente a un tramo básico de autopista excepto para el Nivel de Servicio A. Esto se debe a que: (a) los conductores esperan un incremento de turbulencia y mayor proximidad entre vehículos en una zona de convergencia o divergencia y (b) los conductores dentro de una zona de convergencia o divergencia viajan a velocidades inferiores para cualquier intensidad por carril de lo que lo harían en una autopista normal.

El Nivel de Servicio A representa una explotación sin restricciones. la densidad es suficientemente baja para permitir maniobras de convergencia y divergencia sin alteración del flujo de los vehículos de paso.

Virtualmente no existe ninguna turbulencia detectable en la zona de influencia del ramal, y las velocidades permanecen cercanas a las esperadas en el tramo básico de autopista.

En el Nivel de Servicio B, las maniobras de convergencia y de divergencia son apreciables para los conductores de paso, y la turbulencia es mínima. los conductores que convergen pueden ajustar sus velocidades para llenar de forma suave los huecos existentes, lo mismo que lo hacen los conductores que divergen al cambiar de carril dentro de la zona de influencia del ramal. las velocidades de los vehículos dentro de la zona de influencia comienzan a decrecer ligeramente.

En el Nivel de Servicio C, la velocidad media dentro de la zona de influencia del ramal comienza a declinar, al tiempo que la turbulencia de convergencia y divergencia se hace más patente. Tanto los vehículos de la autopista como los del ramal de incorporación comienzan a ajustar sus velocidades para acomodar suavemente sus maniobras de convergencia. En las zonas de divergencia, los vehículos comienzan a reducir su velocidad para permitir el cambio de carril al ir aproximándose a la divergencia los vehículos con destino en el ramal de divergencia. las condiciones de conducción en este nivel son todavía relativamente confortables.

En el Nivel de Servicio D, la turbulencia es obligada, y virtualmente todos los vehículos deceleran para acomodar las maniobras de convergencia y divergencia. Se pueden formar algunas colas en los ramales de incorporación con un alto nivel de utilización, pero el funcionamiento de la autopista permanece estable.

El Nivel de Servicio E, representa unas condiciones que se acercan y alcanzan la capacidad. las velocidades se reducen a cifras entre 64 y 70 km/h, y la turbulencia de las maniobras de convergencia y divergencia llega a constituir una intromisión en la actividad de todos los conductores que están en la zona de influencia. los niveles de intensidad pueden acercarse a los límites de la capacidad y los pequeños cambios de la demanda o las alteraciones del flujo

circulatorio pueden ocasionar el comienzo de la formación de colas tanto en el ramal como en la autopista.

El Nivel de Servicio F, representa un funcionamiento en régimen de colapso, o inestable. En este nivel, las demandas que se aproximan exceden la capacidad de descarga de la autopista corriente abajo (y del ramal, en el caso de áreas de divergencia). Es notoria la formación de colas en la autopista y en los ramales de incorporación, que continuarán creciendo mientras las intensidades de aproximación excedan la capacidad de descarga del tramo.

las colas de la autopista no son de la misma naturaleza que las colas en una intersección o en otros tipos de parada.

Predicción de la Densidad

La tabla anterior proporciona modelos predictivos de la densidad en las zonas de influencia de confluencias y divergencias. Como datos de entrada se tienen las intensidades de entrada a la zona de influencia y la longitud de los carriles de aceleración y deceleración. Estos carriles tienen un efecto importante sobre la densidad, porque proporcionan una longitud de carril adicional a lo largo de la cual se puede dispersar la intensidad total de la zona de influencia. los modelos de densidad de la tabla se aplican solamente a aquellos casos en los que no se produce o se espera, para las intensidades de demanda existentes, que no se produzca el colapso. Por lo tanto, todas las densidades predichas por estos modelos están, por definición, en el rango del Nivel de Servicio A al E. Hasta el momento no existen modelos para la predicción directa de la densidad en una zona de influencia de un ramal que opere en el Nivel de Servicio F.

los valores de Q_{12} , L_{AR} y L_{AB} son datos. Como ya se comentó anteriormente, los valores de Q_{12} se predicen utilizando los modelos de las tablas anteriores.

Predicción de la Velocidad

También se dispone de modelos para la predicción de la velocidad media de recorrido dentro de la zona de influencia del ramal (velocidad media espacial}. Esta puede ser una información útil, pero no se utiliza como medida primaria del nivel de servicio a menos que no se disponga de la densidad.

Esta metodología no requiere estimar la velocidad de los vehículos que atraviesan la zona de influencia del ramal.

Al igual que con los modelos de densidad, no se dispone de modelos fiables para predecir la velocidad con flujo inestable.

los modelos de velocidad son obviamente aproximados. los valores de R^2 no indican grandes correlaciones, pero los errores estándar son suficientemente razonables para unas estimaciones groseras de la velocidad. Los valores de velocidad predichos por estas ecuaciones no deberían ser utilizados para determinar los niveles de servicio, porque los errores standard son mayores que algunos de los dominios de variación de las velocidades de determinados niveles de servicio.

Todas las ecuaciones están basadas en el concepto de velocidad máxima y mínima en condiciones estables o inestables. Para flujo estable, la velocidad máxima es la velocidad libre de la autopista (VLA). Al haberse encontrado la cifra de 67,6 km/h como línea divisoria entre flujos estables e inestables, se ha adoptado ésta como la velocidad mínima para los modelos de

flujo estable. Los factores C y D son los factores de intensidad de convergencia y divergencia utilizados para escalonar la caída desde la velocidad máxima a la mínima. No se propone ningún modelo de flujo inestable, pero el campo práctico de variación de las velocidades en el Nivel de Servicio F oscila entre un mínimo de 16 a 19 km/h a un máximo de 67,6 km/h.

1.10. PROCEDIMIENTOS DE APLICACIÓN EN RAMALES DE UN ÚNICO CARRIL

Los cálculos de ramal se realizan en el modo de análisis de la circulación, es decir, son conocidos los valores de la geometría y de los volúmenes de demanda. El análisis de la circulación determina la densidad probable en la zona de influencia del ramal y, por lo tanto, el nivel de servicio esperado para el tipo de explotación especificado. Las alternativas de proyecto se analizarán mediante la aplicación de este proceso en forma de ensayo y error. Se pueden proponer varios modelos de proyecto y realizar el análisis de la circulación sobre ellos para calcular el nivel de servicio resultante.

Paso 1: Especificación de la geometría y de los volúmenes de demanda. Para realizar un análisis de circulación es preciso especificar tanto la geometría como los volúmenes de demanda.

Paso 2: Conversión de los volúmenes de demanda a Intensidades (en vehículos ligeros a la hora) en condiciones ideales. Todos los volúmenes de demanda especificados en vehículos mixtos a la hora para la hora completa en estudio deben convertirse en Intensidades (para el período punta de 15 min de la hora) en vehículos ligeros equivalentes por hora en condiciones ideales, mediante la ecuación:

$$Q_{v/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_p}$$

Así se convierten los siguientes volúmenes de tráfico: Q_A , Q_R , Q_{AR} , Q_{AB} . El factor de hora punta, FHP, debe especificarse sobre la base de la demanda local.

Paso 3: Estimación de Q_{12} . La intensidad de los vehículos de la autopista que permanecen en los carriles 1 y 2 inmediatamente corriente arriba del punto de confluencia o del comienzo del carril de deceleración es una variable crítica. El modelo apropiado se selecciona en función de si la zona es de confluencia o bien de divergencia. Todas las Intensidades utilizadas en estas ecuaciones deben pasarse a vehículos ligeros por hora en condiciones ideales (es decir, se toman de la parte de "conversión" de la hoja de cálculo).

Paso 4: Cálculo de las intensidades de comprobación. Una vez estimado el valor de Q_{12} , puede combinarse éste con los valores conocidos Q_A y Q_R para calcular las intensidades de comprobación, necesarias para realizar las comparaciones con los valores de capacidad de las tablas.

Para zonas de confluencia,

$$Q_{AS} = Q_A + Q_R$$

$$Q_{R12} = Q_R + Q_{12}$$

Para las zonas de divergencia,

$$Q_{AS} = Q_A - Q_R$$

$$Q_{R12} = Q_{12} - Q_R$$

Las intensidades de comprobación se comparan con las cifras de capacidad de las tablas para el caso de confluencia o de divergencia. Si los valores existentes o esperados exceden estas capacidades, el Nivel de Servicio F es el indicado, y se anotará una F en la columna apropiada. Cuando los flujos existentes o esperados no excedan estas capacidades, el flujo es estable en el campo del Nivel de Servicio A al E.

Paso 5: Determinación del nivel de servicio. Si el resultado del Paso 4 es el Nivel de Servicio F, se debe saltar este paso. El Paso 4 ha determinado que el nivel del servicio queda en el campo del A al E; mediante la utilización de las ecuaciones que a continuación se detallan, para las zonas de confluencia,

$$D_R = 3,402 + 0,00456Q_R + 0,0048Q_{12} - 0,01278L_A.$$

mientras que para las zonas de divergencia se establece que:

$$D_R = 2,642 + 0,0053Q_{12} - 0,0183L_A.$$

Se computará la densidad esperada en la zona de influencia del ramal. Estas ecuaciones "solamente" son válidas cuando el nivel de servicio está en el dominio del A al E. las intensidades deben venir en vehículos ligeros por hora en condiciones ideales. Se determinará el nivel de servicio comparando la densidad resultante con los criterios de las tablas anteriores.

1.11. DETERMINACION DE LOS NIVELES DE SERVICIO DE LOS RAMALES DE ENTRADA-SALIDA

Se analiza a continuación, los niveles de servicio de los ramales del enlace 258, que es el punto de conexión de la A-7S con I N-340a. y que podría verse afectado por el desarrollo del sector por ser el enlace a la Autovía A-7S más cercano al sector.

Para la obtención de datos se consideran las estaciones de aforo MA-49-2 (Campo de Adoreta) en el p.k. 257,29 y la MA-303-2 (Nudo de Cajiz) en el p.k. 262,55 por resultar las inmediatamente anterior y posterior al enlace 258 y un horizonte temporal de 6 años para el desarrollo completo del sector. También se han considerado los datos de la estación MA-60-3

	MA-49-2	MA-303-2	Diferencia	MA-60-3
2.019	59.665	33.829	25.836	
2.018	56.139	34.568	21.571	
2.017	58.776	39.681	19.095	
2.016	55.797	41.095	14.702	
2.015	52.300	37.344	14.956	
2.014	49.870	32.850	17.020	
2.013	47.941	32.426	15.515	
2.012	49.502	33.983	15.519	10.865
2.011	50.630	36.507	14.123	
2.010	52.351	36.783	15.568	

Se contemplan las siguientes hipótesis de comprobación:

ESCENARIO 0. “SIN ACTUACIÓN”.

Confluencia 1.- Salida dirección Málaga	En hora punta de la mañana (8:00 – 9:00 h) En hora punta de la tarde (14:00 – 15:00 h)
Divergencia 1.- Entrada desde Málaga	En hora punta de la mañana En hora punta de la tarde
Confluencia 2.- Salida dirección Vélez-Málaga	En hora punta de la mañana En hora punta de la tarde
Divergencia 2.- Entrada desde Vélez-Málaga	En hora punta de la mañana En hora punta de la tarde

ESCENARIO 1. “CON ACTUACIÓN”. SE ESTIMA EL DESARROLLO COMPLETO DEL SECTOR.

Confluencia 1.- Salida dirección Málaga	En hora punta de la mañana (8:00 – 9:00 h) En hora punta de la tarde (14:00 – 15:00 h)
Divergencia 1.- Entrada desde Málaga	En hora punta de la mañana En hora punta de la tarde
Confluencia 2.- Salida dirección Vélez-Málaga	En hora punta de la mañana En hora punta de la tarde
Divergencia 2.- Entrada desde Vélez-Málaga	En hora punta de la mañana En hora punta de la tarde



CÁLCULO DE RAMALES ENLACE 258 DE LA A-75

Para el cálculo de la capacidad y el nivel de servicio de los distintos ramales de enlace de la N-340ª y enlace 258 se estiman los siguientes datos basados en los datos las estaciones de aforo MA-49-2 y la MA-303-2:

	% tráfico	IMD	% VP
Confluencia 1.- Salida dirección Málaga	34%	6.120	7,22%
Divergencia 1.- Entrada desde Málaga	37%	6.660	7,22%
Confluencia 2.- Salida dirección Vélez-Málaga:	14%	2.520	6,40%
Divergencia 2.- Entrada desde Vélez-Málaga:	15%	2.700	6,40%
	100%	18.000	

Así, para la hora punta de la mañana (8:00 – 9:00 h)

	Q_A H.P.m.	Q_R 258 H.P.m.	Q_{Sector} H.P.m.	Total con Sector H.P.t.
Confluencia 1.- Salida dirección Málaga	2.164	716	23	739
Divergencia 1.- Entrada desde Málaga	3.054	779	8	787
Confluencia 2.- Salida dirección Vélez-Málaga:	1.869	295	10	305
Divergencia 2.- Entrada desde Vélez-Málaga:	2.164	316	3	319

Siendo:

- Q_A H.P.m. Flujo total de la autopista que accede al área de convergencia/divergencia (vl/h) en la hora punta de mañana
- Q_R 258. Flujo total del ramal (vl/h) en el enlace 258.
- Q_{Sector}. Tráfico generado por el desarrollo completo del sector
- Total con Sector Flujo total del ramal considerando el sector desarrollado (vl/h)

Para la hora punta de la tarde (14:00 – 15:00 h)

	Q_A H.P.t.	Q_R 258 H.P.t.	Q_{Sector} H.P.t.	Total con Sector H.P.t.
Confluencia 1.- Salida dirección Málaga	1.462	483	13	496
Divergencia 1.- Entrada desde Málaga	2.062	526	34	560
Confluencia 2.- Salida dirección Vélez-Málaga:	1.263	199	5	204
Divergencia 2.- Entrada desde Vélez-Málaga:	1.462	213	13	226

Siendo:

- Q_A H.P.t. Flujo total de la autopista que accede al área de convergencia/divergencia (vl/h) en la hora punta de tarde
- Q_R 258. Flujo total del ramal (vl/h) en el enlace 258.
- Q_{Sector}. Tráfico generado por el desarrollo completo del sector
- Total con Sector Flujo total del ramal considerando el sector desarrollado (vl/h)

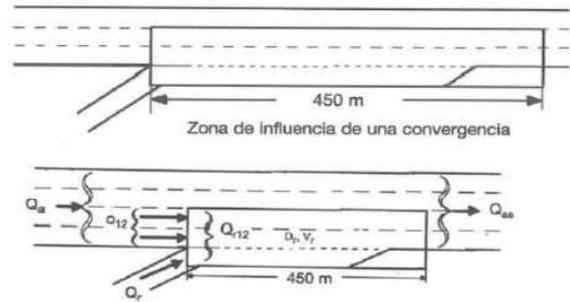
Se adjuntan a continuación los datos relativos a cada una de las hipótesis planteadas.

CONFLUENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	2.164
Q_R (vehículos/hora)	716
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.525
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	835

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.525

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.525	4.800	NO
Q_R	835	2.200	NO
Q_{12}	2.525	4.600	NO
Q_{AS}	3.360	4.800	NO
Q_{RS}	3.360	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. area influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	400
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	14,22
NIVEL DE SERVICIO	C

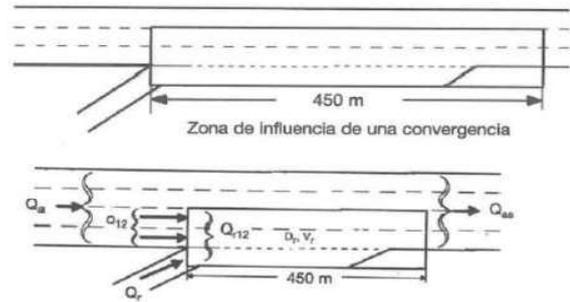
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

CONFLUENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	2.164
Q_R (vehículos/hora)	739
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.525
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	862

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.525

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.525	4.800	NO
Q_R	862	2.200	NO
Q_{12}	2.525	4.600	NO
Q_{AS}	3.387	4.800	NO
Q_{R12}	3.387	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. area influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	400
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	14,34
NIVEL DE SERVICIO	C

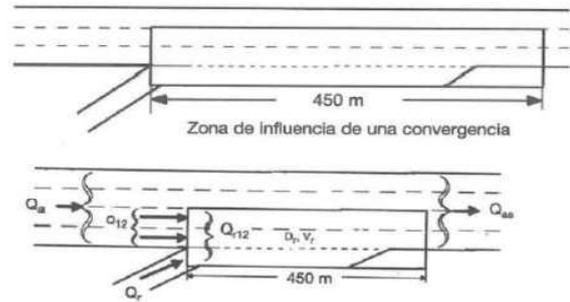
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

CONFLUENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.462
Q_R (vehículos/hora)	483
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	1.706
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	563

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	1.706

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	1.706	4.800	NO
Q_R	563	2.200	NO
Q_{12}	1.706	4.600	NO
Q_{AS}	2.269	4.800	NO
Q_{R12}	2.269	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. area influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	400
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	9,05
NIVEL DE SERVICIO	B

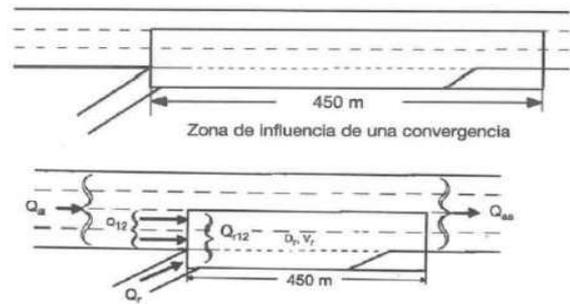
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

CONFLUENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.462
Q_R (vehículos/hora)	496
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	1.706
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	579

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	1.706

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	1.706	4.800	NO
Q_R	579	2.200	NO
Q_{12}	1.706	4.600	NO
Q_{AS}	2.284	4.800	NO
Q_{RS}	2.284	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. area influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	400
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	9,12
NIVEL DE SERVICIO	B

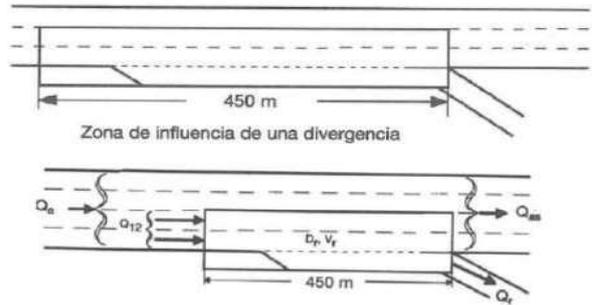
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	3.054
Q_R (vehículos/hora)	779
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	3.563
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	909

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	3.563

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	3.563	4.800	NO
Q_R	909	2.200	NO
Q_{12}	3.563	4.400	NO
Q_{A5}	2.654	4.800	NO
Q_{R12}	2.654	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	450
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	13,29
NIVEL DE SERVICIO	C

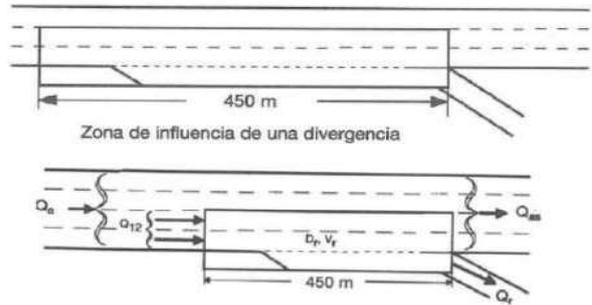
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	3.054
Q_R (vehículos/hora)	787
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	3.563
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	918

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	3.563

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	3.563	4.800	NO
Q_R	918	2.200	NO
Q_{12}	3.563	4.400	NO
Q_{A5}	2.645	4.800	NO
Q_{R12}	2.645	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	450
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	13,29
NIVEL DE SERVICIO	C

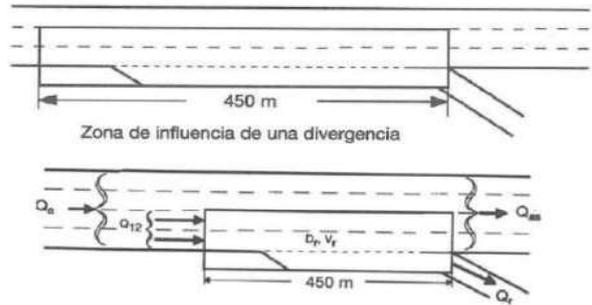
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	2.062
Q_R (vehículos/hora)	526
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.406
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	614

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.406

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.406	4.800	NO
Q_R	614	2.200	NO
Q_{12}	2.406	4.400	NO
Q_{AS}	1.792	4.800	NO
Q_{R12}	1.792	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	450
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	7,16
NIVEL DE SERVICIO	B

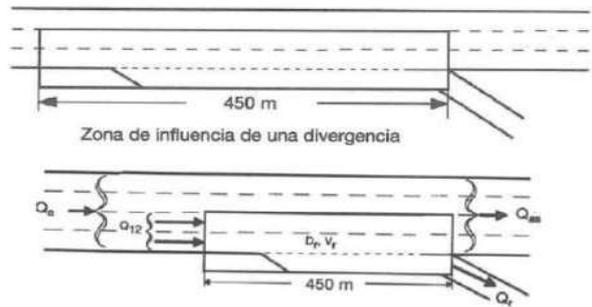
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 1. DIRECCIÓN MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	2.062
Q_R (vehículos/hora)	560
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	7,22%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,90
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.406
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	653

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.406

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.406	4.800	NO
Q_R	653	2.200	NO
Q_{12}	2.406	4.400	NO
Q_{AS}	1.752	4.800	NO
Q_{R12}	1.752	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	450
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	7,16
NIVEL DE SERVICIO	B

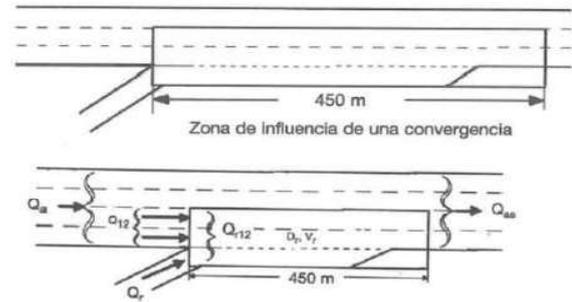
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

CONFLUENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.869
Q_R (vehículos/hora)	295
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.156
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	340

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.156

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.156	4.800	NO
Q_R	340	2.200	NO
Q_{12}	2.156	4.600	NO
Q_{AS}	2.497	4.800	NO
Q_{R12}	2.497	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	555
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	8,21
NIVEL DE SERVICIO	B

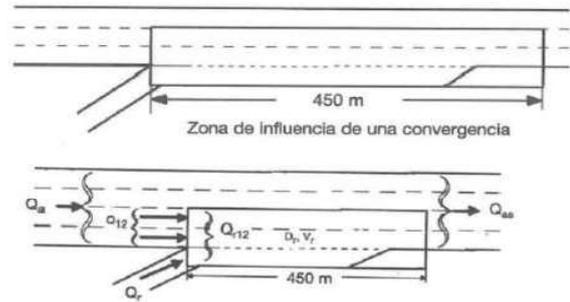
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

CONFLUENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.869
Q_R (vehículos/hora)	305
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.156
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	352

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.156

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.156	4.800	NO
Q_R	352	2.200	NO
Q_{12}	2.156	4.600	NO
Q_{AS}	2.508	4.800	NO
Q_{R12}	2.508	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	555
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	8,26
NIVEL DE SERVICIO	B

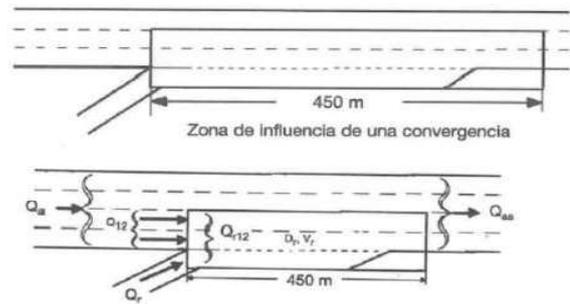
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

CONFLUENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.263
Q_R (vehículos/hora)	199
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	1.457
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	230

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	1.457

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	1.457	4.800	NO
Q_R	230	2.200	NO
Q_{12}	1.457	4.600	NO
Q_{AS}	1.687	4.800	NO
Q_{R12}	1.687	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	555
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	4,35
NIVEL DE SERVICIO	A

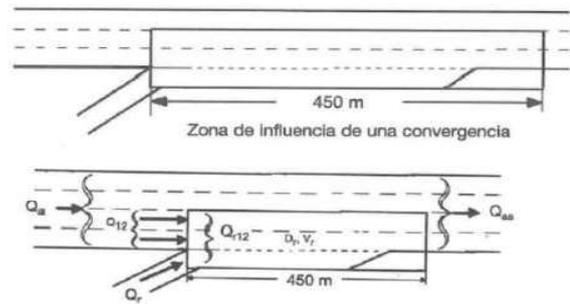
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

CONFLUENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.263
Q_R (vehículos/hora)	204
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	1.457
Q_R (vl/h), Flujo total ramal confluencia	235

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_A \times P_{AC}$	
P_{AC} Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	1.457

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	1.457	4.800	NO
Q_R	235	2.200	NO
Q_{12}	1.457	4.600	NO
Q_{AS}	1.692	4.800	NO
Q_{R12}	1.692	4.600	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4600
110	4700	7050	9400	2350/carril	4600
100	4600	6900	9200	2300/carril	4600
90	4500	6750	9000	2250/carril	4600

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de confluencia:
 $D_R = 3,402 + 0,00456 Q_R + 0,0048 Q_{12} - 0,01278 L_A$

L_A , Longitud ramal confluencia	555
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	4,38
NIVEL DE SERVICIO	A

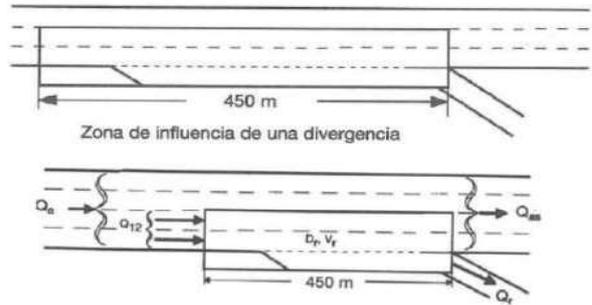
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	2.164
Q_R (vehículos/hora)	316
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.497
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	365

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.497

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.497	4.800	NO
Q_R	365	2.200	NO
Q_{12}	2.497	4.400	NO
Q_{A5}	2.132	4.800	NO
Q_{R12}	2.132	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	350
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	9,47
NIVEL DE SERVICIO	B

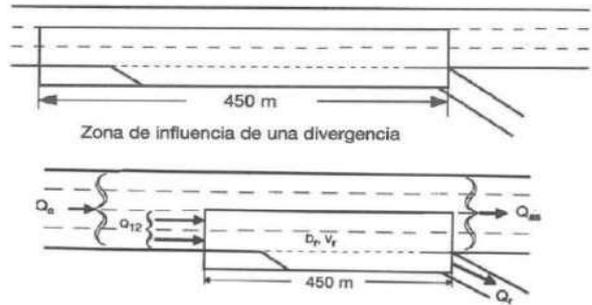
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA MAÑANA

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	2.164
Q_R (vehículos/hora)	319
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	2.497
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	368

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	2.497

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	2.497	4.800	NO
Q_R	368	2.200	NO
Q_{12}	2.497	4.400	NO
Q_{AS}	2.129	4.800	NO
Q_{R12}	2.129	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	350
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	9,47
NIVEL DE SERVICIO	B

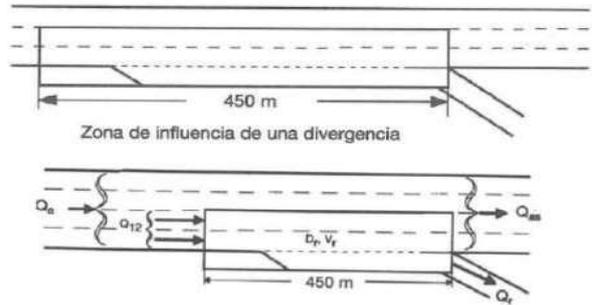
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 0, SIN ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.462
Q_R (vehículos/hora)	213
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	1.687
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	246

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	1.687

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	1.687	4.800	NO
Q_R	246	2.200	NO
Q_{12}	1.687	4.400	NO
Q_{AS}	1.441	4.800	NO
Q_{R12}	1.441	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	350
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	5,18
NIVEL DE SERVICIO	A

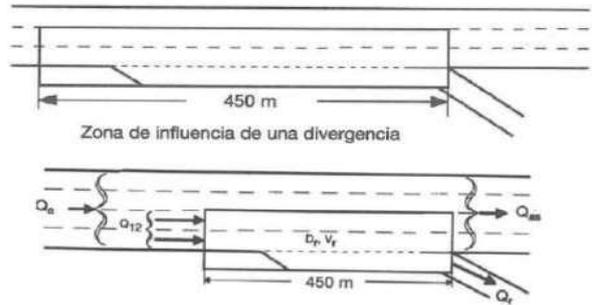
Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

DIVERGENCIA 2. DIRECCIÓN VÉLEZ-MÁLAGA. HORA PUNTA DE LA TARDE

ESCENARIO 1, CON ACTUACIÓN

DATOS

Q_A (vehículos/hora)	1.462
Q_R (vehículos/hora)	213
Factor de hora punta FHP	0,95
Porcentaje de camiones y autobuses P_T	6,40%
Porcentaje de vehículos de recreo, E_T	0
Tramo generalizado, tipo	Ondulado
Tipo de conductor	Habitual



FACTORES DE AJUSTE VOLUMÉTRICO

f_P	1
E_T	2,5
E_R	2,0
f_{HV}	0,91
f_C	1

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE TERRENO		
	Llano	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones-autobuses)	1,50	2,50	4,50
E_R (recreacionales)	1,20	2,00	4,00

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$$

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

Q_A (vl/h), Flujo total de la Autovía	1.687
Q_R (vl/h), Flujo total ramal divergencia	246

$$Q_{vl/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP \cdot f_{VP} \cdot f_P \cdot f_C}$$

ESTIMACIÓN EN Q_{12}

$Q_{12} = Q_R + (Q_A - Q_R) \times P_{AC}$	
P_{AC} , Proporción veh. en carriles 1 y 2	1,00
Q_{12} (vl/h), Flujo en carriles 1 y 2	1.687

CONVERSIÓN A VL/H EN CONDICIONES IDEALES

	Real	Máximo	¿NS F?
Q_A	1.687	4.800	NO
Q_R	246	2.200	NO
Q_{12}	1.687	4.400	NO
Q_{A5}	1.441	4.800	NO
Q_{R12}	1.441	4.400	NO

VFL (km/h)	Flujo máximo, V (veh/h)				Flujo máx. área influencia
	Numero de carriles en una dirección				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400/carril	4400
110	4700	7050	9400	2350/carril	4400
100	4600	6900	9200	2300/carril	4400
90	4500	6750	9000	2250/carril	4400

VFL	Capacidades (veh/h)	
	un solo ramal	un ramal doble
>80	2200	4400
>65-80	2100	4100
>50-65	2000	3800
≥30-50	1900	3500
>30	1800	3200

NIVELES DE SERVICIO Y PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO

Zonas de Divergencia	
$D_R = 2,642 + 0,0053 Q_{12} - 0,0183 L_D$	
L_D , Longitud ramal divergencia	350
D_R , Densidad (Veh/Km/carril)	5,18
NIVEL DE SERVICIO	A

Niveles de servicio	Densidad (Veh/km/carril)
A	≤6
B	>6-12
C	>12-17
D	>17-22
E	>22
F	La demanda excede de la capacidad

RESUMEN Y CONCLUSIONES

El desarrollo urbanístico del sector no contempla nuevos accesos o conexiones directas con la Red de Carreteras del Estado ni la modificación de los existentes. No resultan razonablemente viables.

El acceso al sector, tanto a la zona norte como a la zona sur se produce a través de los viarios locales de los núcleos de población existentes tanto en Chilches Pueblo como en la zona de Chilches Costa. El acceso a la zona norte se produce a través de la c/ Málaga y la c/ Vélez Málaga de Chilches pueblo y a la zona sur a través del Sistema Local Viario SL CH-3 previsto en el PGOU que conecta de forma sensiblemente perpendicular con la c/ Vertedera de la zona costera. La conexión entre la zona Norte y La zona Sur se produce a través del paso inferior existente ejecutado en su día para cumplir la función de enlace entre ambas zonas.

En conclusión, y a la vista de los datos y cálculo aportados en el presente documento, se deduce que el desarrollo completo del sector SUP CH-2 del PGOU de Vélez-Málaga, no afecta a los niveles de servicio de la autovía A7S, tanto en sentido Málaga como en sentido Vélez-Málaga, ni a los niveles de servicio de los ramales del enlace 258, que conecta la A-7S con la carretera N-340a,

Los niveles de servicio de autovía y ramales de confluencia y divergencia se mantienen iguales “con” o “sin” el desarrollo del sector. En consecuencia, tanto la autovía A-7S como el enlace 258 son capaces de absorber el tráfico previsto por el desarrollo completo del sector y creemos que queda comprobado que el desarrollo del sector no afecta al tramo de autovía afectado por el mismo y al enlace 258.