



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

COMPROMETIDA CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

# ANEJO: ANÁLISIS DEL TRÁFICO

Estudio de mejora del acceso al polígono industrial San Cristóbal y  
reparación de la N-344 en Fuente la Higuera (Valencia).

AUTORA:

JUDIT MUÑOZ LÓPEZ

TUTORES:

ÁLVARO CUADRADO TARODO

DAVID LLOPIS CASTELLÓ

*Judit Muñoz López*

*Ingeniería civil | Trabajo Fin de grado 2020-2021*

# ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>4</b>
<b>2. DATOS DE TRÁFICO.....</b>	<b>4</b>
2.1. Aforo manual.....	5
2.1. Estaciones de aforo.....	7
<b>3. ANÁLISIS DEL TRÁFICO .....</b>	<b>10</b>
3.1. Año de puesta en servicio (2022) .....	10
3.2. Año horizonte (2042) .....	10
3.3. Intensidad Media Diaria (IMD) .....	12
3.4. Intensidad de Hora Punta (IHP).....	12
<b>4. NIVEL DE SERVICIO.....</b>	<b>13</b>
4.1. Intersección actual.....	14
4.2. Intersección canalizada .....	26
4.3. Glorieta .....	33
<b>5. CONCLUSIÓN .....</b>	<b>37</b>
<b>6. Apéndices .....</b>	<b>38</b>
6.1. Fichas de las estaciones .....	38
6.2. Mapa de aforos.....	39

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Intensidad de tráfico en la intersección durante 2 horas. Fuente: Elaboración propia. ....	6
Tabla 2. Intensidades y vehículos pesados de cada ramal. Fuente: Elaboración propia. ....	6
Tabla 3. Porcentajes de giros. Fuente: Elaboración propia. ....	7
Tabla 4. Evolución de la N-344 entre 2012 y 2019. Fuente: Elaboración propia. ....	8
Tabla 5. Crecimiento de la CV-653. Fuente: Elaboración propia. ....	9
Tabla 6. Incremento de tráfico a utilizar en estudios. Fuente: Ministerio de fomento. ....	10
Tabla 7. Volumen de tráfico en hora punta en 2042. Fuente: Elaboración propia. ....	13
Tabla 8. Intensidades movimientos 2,3,5 y 6. Fuente: Elaboración propia. ....	15
Tabla 9. Intensidades movimientos 1,4, 9 y 12. Fuente: Elaboración propia. ....	15
Tabla 10. Intensidades movimientos 8 y 11. Fuente: Elaboración propia. ....	16
Tabla 11. Intensidades movimientos 7 y 10. Fuente: Elaboración propia. ....	17
Tabla 12. Total de conflictos en escenarios 1 y 2. Fuente: Elaboración propia. ....	19
Tabla 13. Parámetros hueco crítico. Fuente: Highway Capacity Manual. ....	19
Tabla 14. Resultados hueco crítico. Fuente: Elaboración propia. ....	19
Tabla 15. Parámetro hueco complementario. Fuente: Highway Capacity Manual. ....	20
Tabla 16. Resultados hueco complementario. Fuente: Elaboración propia. ....	20
Tabla 17. Resultados capacidad potencial. Fuente: Elaboración propia. ....	20
Tabla 18. Resultados capacidad de movimiento. Fuente: Elaboración propia. ....	21
Tabla 19. Resultados factor $f_k$ . Fuente: Elaboración propia. ....	22
Tabla 20. Resultados capacidad de movimiento. Fuente: Elaboración propia. ....	22
Tabla 21. Resultados probabilidad. Fuente: Elaboración propia. ....	22
Tabla 22. Factor de impedancia de paso. Fuente: Elaboración propia. ....	22
Tabla 23. Resultados factores de ajuste de capacidad. Fuente: Elaboración propia. ....	23
Tabla 24. Resultados capacidad de movimiento. Fuente: Elaboración propia. ....	23
Tabla 25. Resultado capacidad de carril compartido en vía D. Fuente: Elaboración propia. ....	24
Tabla 26. Resultado capacidad de carril compartido en vía C. Fuente: Elaboración propia. ....	24
Tabla 27. Resultados demora. Fuente: Elaboración propia. ....	25
Tabla 28. Nivel de servicio alternativa 0. Fuente: Elaboración propia. ....	26
Tabla 29. Total de conflictos en escenarios 1 y 2. Fuente: Elaboración propia. ....	28
Tabla 30. Resultados hueco crítico. Fuente: Elaboración propia. ....	29
Tabla 31. Resultados hueco complementario. Fuente: Elaboración propia. ....	29
Tabla 32. Resultados capacidad potencial. Fuente: Elaboración propia. ....	29
Tabla 33. Resultados Capacidad de movimiento y probabilidad de no cola. Fuente: Elaboración propia. ....	30
Tabla 34. Datos para calcular la capacidad real. Fuente: elaboración propia. ....	30
Tabla 35. Capacidad real. Fuente: Highway Capacity Manual. ....	31
Tabla 36. Datos de capacidad real. Fuente: Elaboración propia. ....	31
Tabla 37. Demora. Fuente: Elaboración propia. ....	32
Tabla 38. Nivel de servicio alternativa 1. Fuente: Elaboración propia. ....	32
Tabla 39. Total de conflictos en escenarios 1 y 2. Fuente: Elaboración propia. ....	33
Tabla 40. Intensidades en vehículos ligeros. Fuente: Elaboración propia. ....	34
Tabla 41. Flujo circulante. Fuente: Elaboración propia. ....	34

Tabla 42. Flujos de entrada y de salida. Fuente: Elaboración propia. ....	34
Tabla 43. Capacidad de la glorieta. Fuente: Elaboración propia. ....	35
Tabla 44. Tasas de flujo. Fuente: Elaboración propia. ....	35
Tabla 45. Capacidades en veh/h. Fuente: Elaboración propia. ....	35
Tabla 46. Relación volumen-capacidad. Fuente: Elaboración propia. ....	36
Tabla 47. Demoras. Fuente: Elaboración propia. ....	36
Tabla 48. Nivel de servicio con un carril en anillo. Fuente: Elaboración propia. ....	36
Tabla 49. Nivel de servicio con dos carriles en anillo. ....	36

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización geográfica estaciones de aforo. Fuente: Ministerio de transportes. ....	4
Figura 2. Referencia de cada salida. Fuente: Google Earth. ....	5
Figura 3. Diagrama de la evolución de la N-344 entre 2012 y 2019. Fuente: Elaboración propia. ....	8
Figura 4. IMD de la N-344 entre 2012 y 2019. Fuente: Elaboración propia. ....	9
Figura 5. IMD de la CV-653 entre 2016 y 2019. Fuente: Elaboración propia. ....	9
Figura 6. Modelo del ITE de un polígono industrial. Fuente: Institute of Transportation Engineers. ....	11
Figura 7. Modelo catalán. Fuente: Generalitat de Catalunya. ....	11
Figura 8. Etiquetado de movimientos. Fuente: Elaboración propia. ....	14
Figura 9. Probabilidad-Factor de impedancia. Fuente: Highway Capacity Manual. ....	23
Figura 10. Niveles de servicio. Fuente: Highway Capacity Manual. ....	25
Figura 11. Tabla de aforos de la Generalitat. Fuente: Generalitat Valenciana. ....	38
Figura 12. Tabla de aforos de la estación V-172-2. Fuente: Ministerio de fomento. ....	38
Figura 13. Mapa de aforos de la Generalitat. Fuente: Generalitat Valenciana. ....	39



## 1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo es el estudio del tráfico existente y el generado por el polígono, para el análisis de la situación actual y la predicción de la situación futura. Esto permitirá examinar si la distribución de los elementos viarios es la adecuada para asegurar una buena fluidez del tráfico y una capacidad del enlace aceptable.

## 2. DATOS DE TRÁFICO

Las estaciones de aforos de donde se han recogido los datos están situadas en la provincia de Valencia. En el P.K.126+800 de la N-344 se encuentra la estación de aforo V-172-2, cuya estación afín es la estación A-177-1, situada en el PK 119+200 de la carretera N-344. Esta estación, señalada en verde en la Figura 1, nos indica el tráfico que procede del desvío de la nueva autovía el cual se dirige hacia Fuente la Higuera o hacia el polígono industrial San Cristóbal.

Además, también se dispone de la estación de aforo ubicada en el P.K.0+500 de la CV-653, cuya estación afín es la que se encuentra en el PK 1+700 de la CV-660. Esta estación, señalada en rojo en la Figura 1 nos indica el número de vehículos que viajan desde pueblos cercanos a Fuente la Higuera hacia/desde la autovía A-33 generalmente.

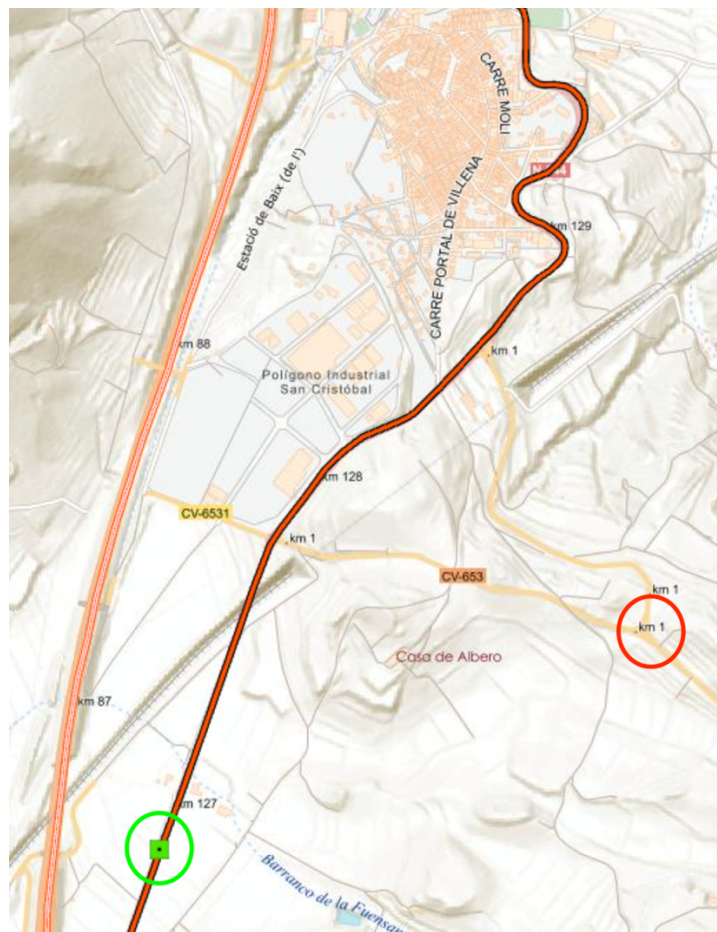


Figura 1. Localización geográfica estaciones de aforo. Fuente: Ministerio de transportes.

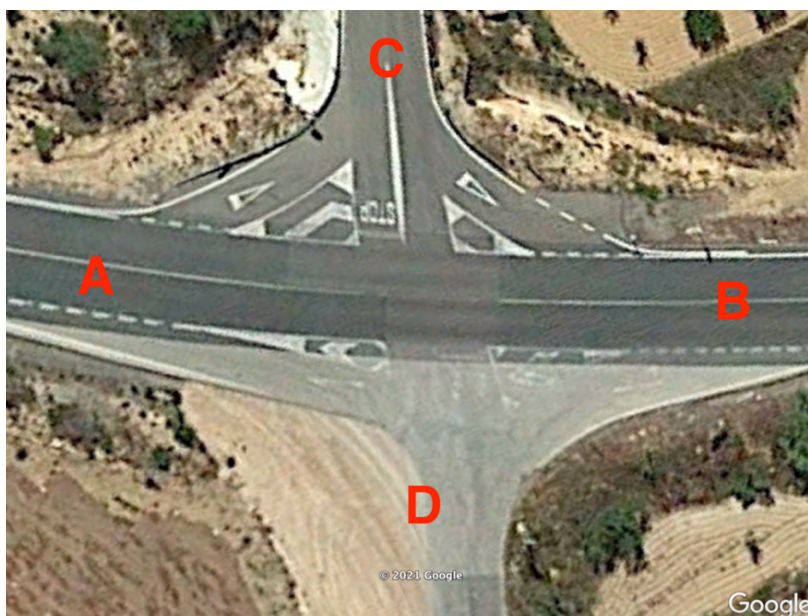
Para el análisis del tráfico en la intersección que da acceso al polígono industrial San Cristóbal se ha realizado lo siguiente:

- Estimación y caracterización del tráfico actual a partir de los aforos disponibles.
- Estimación del tráfico en la zona generado por el polígono industrial en situación de máximo rendimiento.

### 2.1. Aforo manual

El jueves 15 de abril de 2021 se realizó un aforo manual en la intersección, siendo este un día laborable. El conteo se llevó a cabo durante hora punta, de 8:00h a 10:00h, ya que así se obtiene un valor de intensidad de tráfico adecuado y representativo.

Cada pata de la intersección se ha denominado con una letra (A, B, C y D) como se puede observar en la Figura 2.



*Figura 2. Referencia de cada salida. Fuente: Google Earth.*

En la Tabla 1 puede observar la intensidad de tráfico en la intersección durante las 2 horas que se estuvo realizando el conteo. En esta se diferencian los distintos tipos de movimientos realizados diferenciando entre vehículos ligeros y pesados.

	Ligeros	Pesados	Total	
IAB	17	4	21	Veh/h
IAC	2	0	2	Veh/h
IAD	4	2	6	Veh/h
IBA	16	3	19	Veh/h
IBC	4	1	5	Veh/h
IBD	6	1	7	Veh/h
ICB	6	1	7	Veh/h
ICD	4	1	5	Veh/h
ICA	1	0	1	Veh/h
IDB	4	1	5	Veh/h
IDC	5	0	5	Veh/h
IDA	3	1	4	Veh/h

Tabla 1. Intensidad de tráfico en la intersección durante 2 horas. Fuente: Elaboración propia.

Además, para cada ramal se tomó tanto los datos de entrada y salida, como el número de pesados. Con estos datos se pudo calcular el porcentaje de pesados que circula por cada pata (ver Tabla 2).

Itotal A	53	Veh/h
Entran a A	24	Veh/h
Salen de A	29	Veh/h
Pesados	10	
% pesados	19	

Itotal B	64	Veh/h
Entran a B	33	Veh/h
Salen de B	31	Veh/h
Pesados	11	
% pesados	17	

Itotal C	25	Veh/h
Entran a C	12	Veh/h
Salen de C	13	Veh/h
Pesados	3	
% pesados	12	

Itotal D	32	Veh/h
Entran a D	18	Veh/h
Salen de D	14	Veh/h
Pesados	6	
% pesados	19	

Tabla 2. Intensidades y vehículos pesados de cada ramal. Fuente: Elaboración propia.

Una vez obtenidas las intensidades de cada movimiento y la intensidad total de cada pata, se obtuvo el porcentaje de giros de cada uno de ellos (ver Tabla 3). Esto será de utilidad para calcular la IMD del año de puesta en servicio y del año horizonte.

Itotal A	53 Veh/h	Itotal B	64 Veh/h
IAB	40 %	IAB	33 %
IAC	4 %	IBC	8 %
IAD	11 %	ICB	11 %
IBA	36 %	IBA	30 %
ICA	2 %	IBD	11 %
IDA	8 %	IDB	8 %

Itotal C	25 Veh/h	Itotal D	32 Veh/h
IAC	8 %	IAD	19 %
IBC	20 %	IDC	16 %
ICB	28 %	ICD	16 %
ICD	20 %	IDA	13 %
ICA	4 %	IBD	22 %
IDC	20 %	IDB	16 %

Tabla 3. Porcentajes de giros. Fuente: Elaboración propia.

Aunque se han producido movimientos de todo tipo, cabe destacar que el movimiento B-D está señalizado como un giro prohibido en esta intersección. Los vehículos que realizaban este movimiento se desviaban hacia la pata C para, a continuación, cruzar la N-344 y entrar por la pata D hacia el polígono. Esto podría poner en peligro la integridad física de cualquier conductor o persona que esté por la zona ya que no es un giro que esté indicado en la vía.

## 2.1. Estaciones de aforo

Los datos obtenidos de la estación V-172-2 pertenecen a la red de Carreteras del Estado, mientras que los de la estación de la CV-653 pertenecen a la Conselleria de Valencia. Para el cálculo de la intensidad en el año actual, en el de puesta en servicio y en el horizonte se tomará como punto de partida el año 2019 porque, aunque ambos nos ofrezcan datos hasta el año 2020, dicho año no se tuvo en cuenta debido a que la pandemia produjo una gran reducción del volumen de tráfico.

Con respecto a la estación V-172-2 (ver Apéndices 6), en el año 2019 el total de días aforados son 26 y, a falta de más datos, se supone que estos se corresponden a una semana cada tres meses aproximadamente.

Los datos obtenidos en los mapas de aforos son la IMD y el porcentaje de pesados, con estos podemos obtener la evolución del tráfico en el período comprendido entre el 2012 y 2019 para la N-344 (Figura 3).

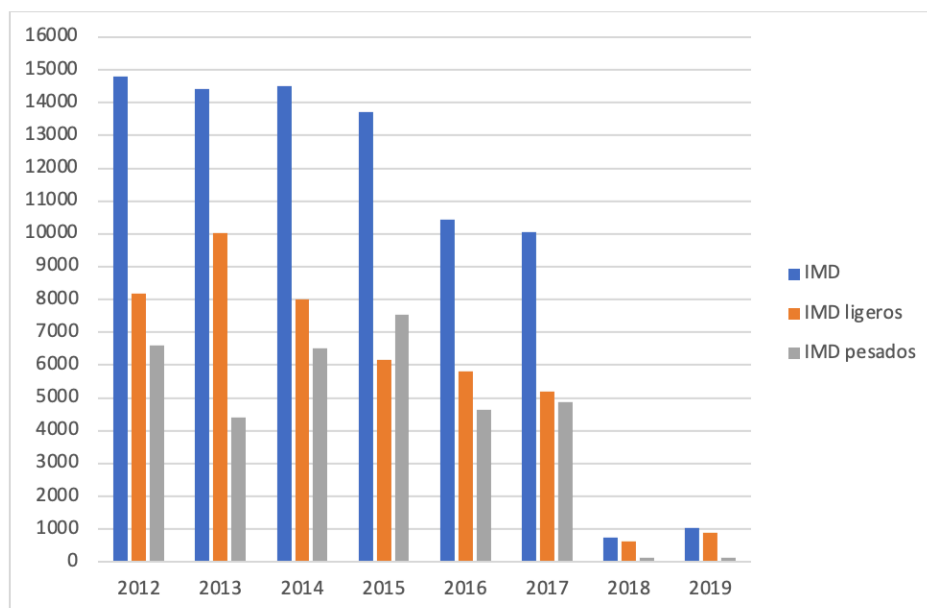


Figura 3. Diagrama de la evolución de la N-344 entre 2012 y 2019. Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 4 muestra, adicionalmente, la variación porcentual del volumen de tráfico.

Año	IMD ligeros	IMD pesados	% pesados	% crecimiento	Total
2012	8182	6611	44,7	-5,73	14793
2013	10025	4397	30,5	-2,51	14422
2014	8002	6518	44,9	0,68	14520
2015	6155	7548	55,1	-5,63	13703
2016	5809	4627	44,3	-23,84	10436
2017	5197	4860	48,3	-3,63	10057
2018	629	122	16,2	-92,53	751
2019	899	131	12,7	37,15	1030

Tabla 4. Evolución de la N-344 entre 2012 y 2019. Fuente: Elaboración propia.

A causa de la construcción de la autovía A-33, inaugurada el 19 de junio de 2017, se redujo de forma drástica el volumen de vehículos por la N-344. Como se observa en la Figura 4 a partir de dicho año la IMD se redujo de 10.000 vehículos a menos de 1.000.

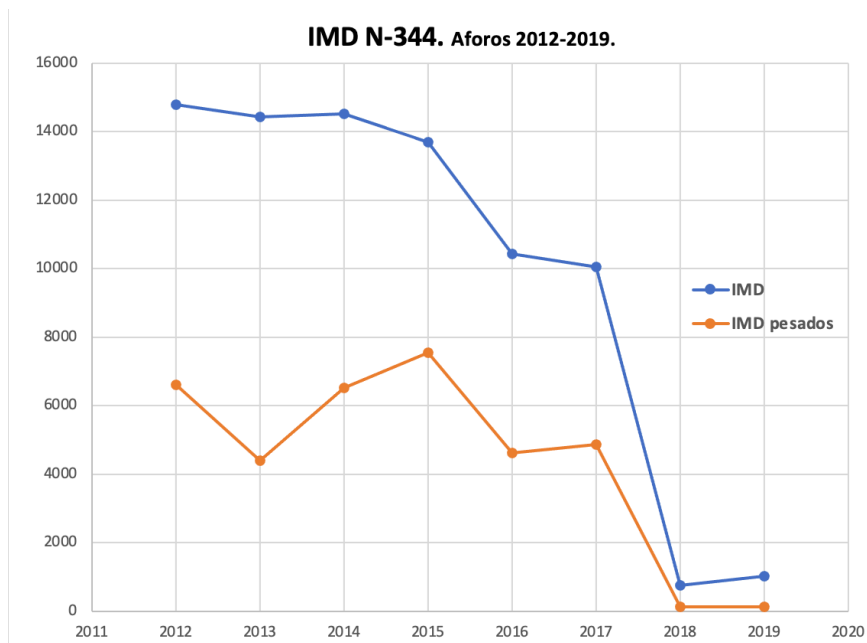


Figura 4. IMD de la N-344 entre 2012 y 2019. Fuente: Elaboración propia.

Sin embargo, en la CV-653 ocurrió todo lo contrario, a partir de la inauguración de la A-33 el tráfico aumentó. Esto se debe seguramente a que los ciudadanos de Fontanares u otros vecinos de alrededor utilizan esta carretera para acceder a la A-33 de forma más rápida y cómoda. La Figura 5 presenta este aumento progresivo con relación al año 2016.

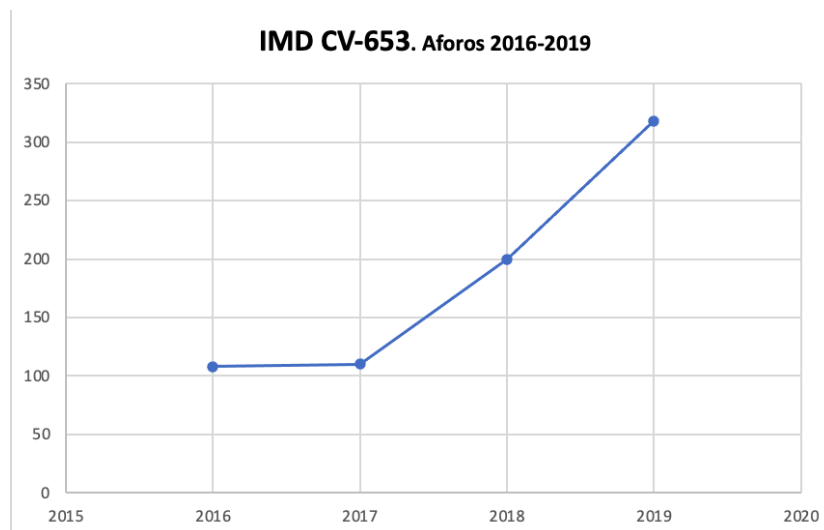


Figura 5. IMD de la CV-653 entre 2016 y 2019. Fuente: Elaboración propia.

Año	% crecimiento	Total
2016	-	108
2017	1,85	110
2018	81,82	200
2019	59	318

Tabla 5. Crecimiento de la CV-653. Fuente: Elaboración propia.

### 3. ANÁLISIS DEL TRÁFICO

En este apartado se realiza una estimación de la cantidad de tráfico que debe soportar la intersección en su año de puesta en servicio y en el año horizonte, basándose en modelos, posibles escenarios e hipótesis necesarias.

#### 3.1. Año de puesta en servicio (2022)

La redacción de este estudio se está llevando a cabo en 2021, por lo que se estima que la duración de las obras con un periodo aproximado de un año (se entiende por duración de las obras a partir de la finalización de la redacción del estudio, hasta la finalización de las obras de acondicionamiento) finalice en el año 2022, siendo este el año de puesta en servicio.

A causa de la creación de la autovía y de la pandemia, no tenemos muchos datos sobre el incremento de la IMD en ambas carreteras, por lo que se utiliza el factor 1,44 (Orden FOM/3317/2010) indicado en la Tabla 6 para calcular la IMD esperada ese año.

Período	Incremento anual acumulativo
2010 – 2012	1,08 %
2013 – 2016	1,12 %
2017 en adelante	1,44 %

*Tabla 6. Incremento de tráfico a utilizar en estudios. Fuente: Ministerio de fomento.*

#### 3.2. Año horizonte (2042)

Para obras de carreteras el año horizonte se suele determinar 20 años después de la puesta en servicio de esta, por lo que el año horizonte de la intersección será el año 2042. En dicho año se supone que el polígono industrial ya habrá alcanzado su máximo nivel de rendimiento y por lo tanto el tráfico que este provoque será el mayor que pueda recibir la intersección en toda su vida útil.

Actualmente el polígono está en desarrollo por lo que no se sabe la cantidad de viajes que es capaz de generar en un día laborable el polígono cuando este llegue a su máximo desarrollo. Esta cantidad es necesaria para poder calcular la capacidad de vehículos que la intersección debe soportar.

Para estimar la cantidad de vehículos que van a circular a través de la intersección se va a utilizar el método descrito en el TRIP GENERATION MANUAL basado en los estudios del ITE (Institute of Transportation Engineers) sobre observaciones en diferentes ciudades americanas. Dicho manual recoge, en base a más de 2.000 estudios, los ratios de generación de viajes en vehículos motorizados, tanto en hora punta como total diario,



distinguiendo entre laborables, sábados y domingos. Además, incluye una categorización de los diferentes usos del suelo y para cada una de las categorías determina los parámetros básicos de número total de viajes generados por el sitio, y el ratio entrada/salida en la hora punta de mañana y tarde.

En este caso se ha estimado la cantidad de viajes provocados por el polígono a partir de la Figura 6 correspondiente a los ratios del código ITE 130 Industrial Park.

ITE 130 Industrial Park			
Viajes generados en un día laborable:		4 viajes / 100 m2 construidos	
Valores de Hora Punta:			
Mañana:	9 % del total de viajes --	Ratio in/out = 90% / 10%	
Tarde:	9 % del total de viajes --	Ratio in/out = 20% / 80%	

*Figura 6. Modelo del ITE de un polígono industrial. Fuente: Institute of Transportation Engineers.*

Aunque actualmente no hay ninguna normativa a nivel estatal que defina un número concreto de viajes para cada tipo de suelo, existe el Decreto de la Generalitat de Catalunya sobre la regulación de los estudios de evaluación de la movilidad generada, el cual es ligeramente más restrictiva que el ITE.

Como se puede ver en la Figura 7 en vez de 4 viajes por cada 100 m2 de suelo edificado, se suponen 5 viajes. Por lo que para estar del lado de la seguridad y garantizar una buena capacidad de la intersección, la IMD esperada en el año horizonte se ha calculado a partir del modelo catalán.

Este modelo catalán trata de un conjunto de estudios sobre pautas de movilidad realizados por la Autoridad del Transporte Metropolitano (ATM) de la Región Metropolitana de Barcelona en el año 2001.

- *Desplazamientos diarios generados USO INDUSTRIAL, según la normativa catalana: 5 viajes/100 m2t.*
- *Desplazamientos diarios generados USO EQUIPAMIENTOS, según la normativa catalana: 20 viajes/100 m2t.*

*Figura 7. Modelo catalán. Fuente: Generalitat de Catalunya.*

Por lo tanto, a la IMD que se espera que vaya creciendo con los años, habrá que añadir el volumen de tráfico generado por el polígono. En este sentido, el polígono industrial producirá un mayor flujo de vehículos no solo industriales (debido a la actividad productiva), sino también particulares (a causa de los trabajadores que acuden al polígono).



### 3.3. Intensidad Media Diaria (IMD)

La IMD de la N-344 obtenida de la estación de aforo V-172-2, es de 1.030 vehículos/día de los cuales 131 son vehículos pesados, lo que supone un 12,7% de pesados en esta vía. Con respecto al año anterior (2018) la IMD ha aumentado un 37,15%, por lo que se espera que con los años siga aumentando progresivamente.

La IMD de la CV-653 es bastante menor, 318 vehículos/día, ya que esta vía suele ser utilizada por vecinos de Fontaneres o alrededores que se dirigen hacia la nueva autovía. Con respecto al año anterior (2018) la IMD ha aumentado un 59%.

A causa de la construcción de la A-33 en 2017 y de la pandemia en 2020, solo se tienen datos de 2018 y 2019 donde el tráfico no se ve influido por ningún condicionante, por lo que a la hora de calcular el crecimiento del tráfico existe cierta incertidumbre, ya que no se puede saber con certeza el crecimiento solo observando los dos años próximos a la realización de la A-33 y el polígono en pleno desarrollo. Por consiguiente, se ha utilizado el factor de incremento anual acumulativo mostrado anteriormente en la Tabla 6 para el cálculo de la IMD del año de puesta en servicio y del año horizonte, tanto de la N-344 como en la CV-653.

#### CV-653

$$\begin{aligned} IMD_{2022} &= IMD_{2019} \cdot 1,0144^3 = 332 \text{ vehículos/día} \\ IMD_{2042} &= IMD_{2019} \cdot 1,0144^{23} = 442 \text{ vehículos/día} \end{aligned}$$

#### N-344

$$\begin{aligned} IMD_{2022} &= IMD_{2019} \cdot 1,0144^3 = 1076 \text{ vehículos/día} \\ IMD_{2042} &= IMD_{2019} \cdot 1,0144^{23} = 1432 \text{ vehículos/día} \end{aligned}$$

Por otro lado, para calcular la IMD del año horizonte en la entrada al polígono se ha utilizado el modelo propuesto por la Generalitat de Cataluña. El polígono San Cristóbal tiene una superficie total de suelo edificable de 169.770 m<sup>2</sup>, por lo que la cantidad de viajes generados por el polígono en el año horizonte (2042) será de 8.489 viajes.

### 3.4. Intensidad de Hora Punta (IHP)

Para calcular el volumen de tráfico esperado en el año horizonte se ha tenido en cuenta la intensidad de hora punta de la intersección. En los movimientos donde no afecta el polígono industrial se ha supuesto que la IHP es el 10% de la IMD, ya que no se dispone de datos disgregados en franjas horarias pues los datos de aforo no proceden de estaciones permanentes.

No obstante, en los movimientos que se ven afectados por el polígono se ha tenido en cuenta la relación entre la IHP y la IMD propuesta por el modelo del ITE (ver Tabla 7 que diferencia entre la mañana y la tarde. Aunque ambos consideran la misma IHP, siendo esta el 9% de la IMD, en el escenario de mañanas el 90% de esos viajes son de entrada al polígono y el 10% de salida, mientras que el escenario de tardes cuenta que solamente el

20% de los vehículos entrarán al polígono y el 80% restante saldrán. Esto se debe a causa del horario de entrada y salida del trabajo de todos los trabajadores del polígono.

En ambos casos, una vez calculado el volumen de vehículos en hora punta, se le añade el Factor de Hora punta (FHP), este factor incrementa el volumen de vehículos para establecer el volumen máximo en un periodo de 15 minutos consecutivos dentro de esa hora. En este  $FHP = 0,92$ , estando de esta forma del lado de la seguridad en cuanto al cálculo de la capacidad que se presenta en el siguiente epígrafe. En la Tabla 7 se resume el volumen de vehículos que soportará la intersección en el año horizonte diferenciando los distintos movimientos posibles y los dos escenarios nombrados anteriormente.

Giro	IMD en 2042	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
		Veh/h en hora punta	Veh/h en hora punta
A-B	470	52	52
A-C	36	4	4
A-D	1592	250	56
B-A	426	47	47
B-C	112	13	13
B-D	1857	291	65
C-A	18	2	2
C-B	157	18	18
C-D	1327	208	47
D-A	1062	24	190
D-B	1327	30	238
D-C	1327	30	238

*Tabla 7. Volumen de tráfico en hora punta en 2042. Fuente: Elaboración propia.*

#### 4. NIVEL DE SERVICIO

Para calcular el nivel de servicio de cada alternativa se han seguido los pasos marcados en los capítulos 20 (Two-Way Stop-Controlled Intersections) y 22 (Roundabouts) del Manual de Capacidad de Carreteras del Transportation Research Board de Estados Unidos (Highway Capacity Manual, 2016):

- 1º. Determinar y etiquetar los movimientos prioritarios.
- 2º. Calcular las tasas de flujo conflictivas de cada movimiento.
- 3º. Calcular el total de conflictos en cada escenario (mañana y tarde).
- 4º. Calcular la capacidad de los movimientos según su rango.
- 5º. Hallar el nivel de servicio.

La aplicación de este manual permite estimar la funcionalidad de la carretera, realizándola en cada sentido de circulación por separado. Cabe destacar que el manual clasifica las carreteras en 3 clases distintas:

- Clase I: los conductores esperan viajar a velocidades elevadas. Son carreteras utilizadas mayoritariamente para viajes largos o conexiones entre carreteras muy importantes.
- Clase II: los conductores no esperan viajar a velocidades elevadas. Son utilizadas para viajes cortos, o inicio/final de viajes largos.
- Clase III: son carreteras que circulan por zonas moderadamente urbanizadas o rutas muy escénicas. Suelen tratarse de travesías de otras carreteras de tipo Clase I o Clase II. Generalmente tiene una velocidad límite reducida impuesta, con varios accesos a propiedades.

Tanto la N-344 como la CV-653 son carreteras convencionales de clase II, ya que estas vías sirven como acceso a la A-33 la cual es una carretera de clase I, y además los viajes que se realizan no suelen ser largos y ni de grandes velocidades.

Adicionalmente, el manual diferencia los movimientos en 4 rangos:

- Rango 1: no ceden el paso a ningún otro movimiento.
- Rango 2: ceden el paso a los movimientos de rango 1.
- Rango 3: ceden el paso a los movimientos de rangos 1 y 2.
- Rango 4: ceden el paso a los movimientos de todos los otros rangos.

#### 4.1. Intersección actual

Para asemejar los movimientos del manual con la intersección actual, en la Figura 8 se han determinado y etiquetado los distintos movimientos, diferenciando los rangos por colores. Rango 1 (verde), rango 2 (amarillo), rango 3 (naranja) y rango 4 (rojo).

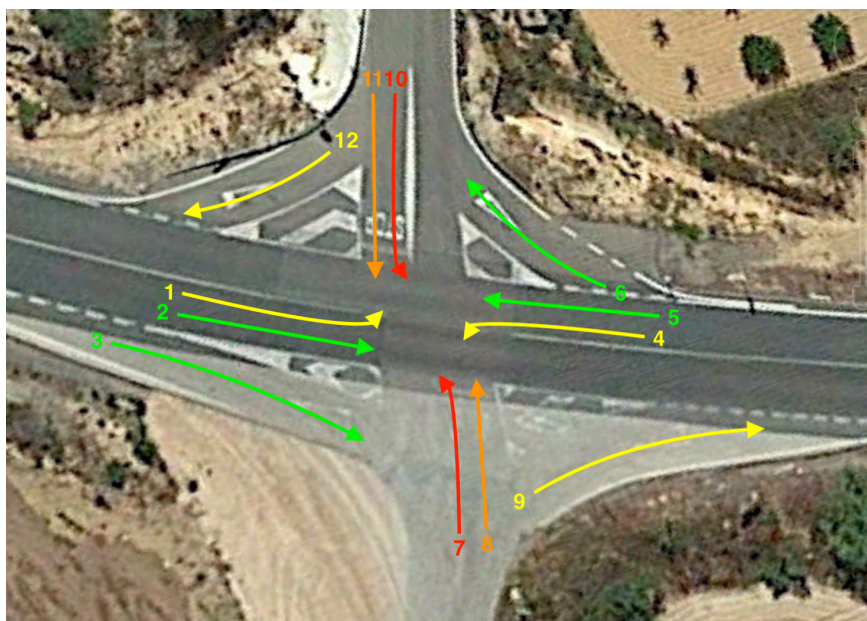


Figura 8. Etiquetado de movimientos. Fuente: Elaboración propia.

Se ha comenzado calculando el número de conflictos totales que se producen en cada movimiento. El manual también indica el flujo de peatones que cruzan a través de la intersección, pero en este caso la intersección no permite el paso de peatones por lo que no se tendrán en cuenta en los cálculos de la capacidad.

Movimientos de rango 1:

Las intensidades de los movimientos de rango 1 son los mostrados en la Tabla 8.

Movimiento	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
2	52	52	Veh/h
3	250	56	Veh/h
5	47	47	Veh/h
6	13	13	Veh/h

Tabla 8. Intensidades movimientos 2,3,5 y 6. Fuente: Elaboración propia.

Los movimientos de rango 1 no generan ningún conflicto por lo que directamente se pasa a calcular los conflictos de los movimientos de rango 2.

Movimientos de rango 2:

Las intensidades de los movimientos de rango 2 son los mostrados en la Tabla 9.

Movimiento	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
1	4	4	Veh/h
4	291	65	Veh/h
9	30	238	Veh/h
12	2	2	Veh/h

Tabla 9. Intensidades movimientos 1,4, 9 y 12. Fuente: Elaboración propia.

Se ha comenzado con el cálculo de los giros a izquierdas desde la carretera principal (movimiento 1 y 4). Como se puede observar tan solo 4 vehículos van a realizar el movimiento 1 ya que este no está influenciado por el polígono industrial y sólo se utiliza para ir desde Fuente la Higuera al pueblo próximo o al campo. Sin embargo, se observa como en el movimiento 4 el tráfico aumenta ya que este movimiento lo realizan los vehículos que vienen de la autovía A-33 y se dirigen al polígono industrial.

Una vez vista la cantidad de vehículos que realizan estos giros en hora punta, se calculan los conflictos que se producirán en cada movimiento tal y como se puede ver en las ecuaciones (1), (2), (3 y (4).

#### Escenario 1 (mañana)

$v_{c,1} = v_5 + v_6 = 13 + 47 = 60 \text{ veh/h}$	(1)
--	-----

$v_{c,4} = v_2 + v_3 = 52 + 250 = 302 \text{ veh/h}$	(2)
--	-----

### Escenario 2 (tarde)

$v_{c,1} = v_5 + v_6 = 13 + 47 = 60 \text{ veh/h}$	(3)
--	-----

$v_{c,4} = v_2 + v_3 = 52 + 56 = 108 \text{ veh/h}$	(4)
---	-----

En los movimientos a derechas desde las carreteras secundarias (movimiento 9 y 12) ocurre lo mismo, pero en este caso  $v_3$  y  $v_6$  generan la mitad de conflictos, ya que, aunque estos no influyan en los movimientos algunos conductores no ponen intermitentes o no lo ponen con suficiente antelación. Por esto, no se puede asegurar del todo si esos vehículos van a girar o van a seguir recto lo cual generaría conflicto. El total de conflictos en estos movimientos se puede ver en las ecuaciones (5, (6, (7 y (8.

### Escenario 1 (mañana)

$v_{c,9} = v_2 + 0,5v_3 = 52 + 0,5 \times 250 = 177 \text{ veh/h}$	(5)
--	-----

$v_{c,12} = v_5 + 0,5v_6 = 47 + 0,5 \times 13 = 54 \text{ veh/h}$	(6)
---	-----

### Escenario 2 (tarde)

$v_{c,9} = v_2 + 0,5v_3 = 52 + 0,5 \times 56 = 80 \text{ veh/h}$	(7)
--	-----

$v_{c,12} = v_5 + 0,5v_6 = 47 + 0,5 \times 13 = 54 \text{ veh/h}$	(8)
---	-----

### Movimientos de rango 3:

En los movimientos que siguen recto desde las carreteras secundarias (movimiento 8 y 11) se distinguen dos etapas distintas. La primera representa los conflictos que se provocan al cruzar un carril y la segunda etapa representa los conflictos al introducirse al siguiente carril. Las intensidades de estos movimientos se muestran en la Tabla 10.

Movimiento	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
8	30	238	Veh/h
11	208	47	Veh/h

Tabla 10. Intensidades movimientos 8 y 11. Fuente: Elaboración propia.

En estos movimientos se puede ver la gran diferencia de tráfico de un escenario a otro. El movimiento 8 consiste en la salida del polígono hacia la CV-653, por eso el escenario 2 donde el 80% del tráfico sale del polígono (a causa de la salida de los trabajadores) es claramente mayor que en el escenario 1 donde tan solo el 10% del tráfico

sale del polígono. Al contrario ocurre en el movimiento 11 que trata de la entrada al polígono.

En las ecuaciones (9), (10), (11 y (12 se calculan los conflictos totales por etapas que se producen en el escenario 1, del mismo modo en las ecuaciones (13), (14), (15 y (16 se calculan los conflictos en el escenario 2.

#### Escenario 1 (mañana)

$v_{c,I,8} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 250 = 185 \text{ veh/h}$	(9)
--	-----

$v_{c,I,11} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 291 + 47 + 0,5 \times 13 = 636 \text{ veh/h}$	(10)
--	------

$v_{c,II,8} = 2v_4 + v_5 + v_6 = 2 \times 291 + 47 + 13 = 642 \text{ veh/h}$	(11)
--	------

$v_{c,II,11} = 2v_1 + v_2 + v_3 = 2 \times 4 + 52 + 250 = 310 \text{ veh/h}$	(12)
--	------

#### Escenario 2 (tarde)

$v_{c,I,8} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 56 = 88 \text{ veh/h}$	(13)
--	------

$v_{c,I,11} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 65 + 47 + 0,5 \times 13 = 184 \text{ veh/h}$	(14)
---	------

$v_{c,II,8} = 2v_4 + v_5 + v_6 = 2 \times 65 + 47 + 13 = 190 \text{ veh/h}$	(15)
---	------

$v_{c,II,11} = 2v_1 + v_2 + v_3 = 2 \times 4 + 52 + 56 = 116 \text{ veh/h}$	(16)
---	------

Cabe destacar que en esta intersección no se permite el cambio de sentido, por lo que no se tienen en cuenta dichos conflictos en las ecuaciones anteriores.

#### Movimientos de rango 4:

En los giros a izquierdas desde las vías secundarias (movimiento 7 y 10) también se distinguen dos etapas distintas, al igual que los movimientos de rango 3. En la Tabla 11 se muestran las intensidades de ambos movimientos:

Movimiento	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
7	24	190	Veh/h
10	18	18	Veh/h

*Tabla 11. Intensidades movimientos 7 y 10. Fuente: Elaboración propia.*

Como se puede ver en las ecuaciones (17), (18), (19), (20), (21), (22), (23 y (24 estos movimientos deben ceder el paso a todos los movimientos de rangos inferiores, por eso tienen conflictos con tantos movimientos.

### Escenario 1 (mañana)

$v_{c,I,7} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 250 = 185 \text{ veh/h}$	(17)
--	------

$v_{c,I,10} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 291 + 47 + 0,5 \times 13 = 636 \text{ veh/h}$	(18)
--	------

$\begin{aligned} v_{c,II,7} &= 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 + 0,5v_{12} + 0,5v_{11} \\ &= 2 \times 291 + 47 + 0,5 \times 13 + 0,5 \times 2 + 0,5 \times 208 \\ &= 741 \text{ veh/h} \end{aligned}$	(19)
---	------

$\begin{aligned} v_{c,II,10} &= 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 + 0,5v_9 + 0,5v_8 \\ &= 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 250 + 0,5 \times 30 + 0,5 \times 30 \\ &= 215 \text{ veh/h} \end{aligned}$	(20)
---	------

### Escenario 2 (tarde)

$v_{c,I,7} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 56 = 88 \text{ veh/h}$	(21)
--	------

$v_{c,I,10} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 65 + 47 + 0,5 \times 13 = 184 \text{ veh/h}$	(22)
---	------

$\begin{aligned} v_{c,II,7} &= 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 + 0,5v_{12} + 0,5v_{11} \\ &= 2 \times 65 + 47 + 0,5 \times 13 + 0,5 \times 2 + 0,5 \times 47 = 208 \text{ veh/h} \end{aligned}$	(23)
---	------

$\begin{aligned} v_{c,II,10} &= 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 + 0,5v_9 + 0,5v_8 \\ &= 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 56 + 0,5 \times 238 + 0,5 \times 238 \\ &= 326 \text{ veh/h} \end{aligned}$	(24)
--	------

Como se ha podido apreciar durante todos los cálculos anteriores, los conflictos se han calculado siempre en dos escenarios distintos. El escenario 1 corresponde a la mañana (hora de entrada de los trabajadores), por lo que según el método descrito en el TRIP GENERATION MANUAL basado en los estudios del ITE, el 90% de los viajes serán de entrada al polígono y tan solo el 10% de salida. Mientras que el escenario 2 corresponde a la tarde (hora de salida de los trabajadores), por lo que el 80% del tráfico será de salida y el 20% de entrada al polígono industrial.

Para determinar la capacidad de la intersección se debe calcular la cantidad de conflictos en ambos escenarios para elegir la alternativa adecuada a partir del escenario más desfavorable que pueda producirse a lo largo del día.

Por todo esto en la Tabla 12 se puede observar el número total de conflictos que se producen en cada movimiento tanto en el escenario de la mañana como en el de la tarde. Cabe destacar la gran diferencia en la cantidad de conflictos entre un escenario y otro, produciéndose durante la tarde alrededor de 2.500 conflictos menos.

Escenario 1 (mañana)		
Movimiento	Giro	qp
1	A-C	60
4	B-D	302
7	D-A	926
8	D-C	827
9	D-B	177
10	C-B	851
11	C-D	946
12	C-A	54
Total conflictos		4143

Escenario 2 (tarde)		
Movimiento	Giro	qp
1	A-C	60
4	B-D	108
7	D-A	296
8	D-C	278
9	D-B	80
10	C-B	510
11	C-D	300
12	C-A	54
Total conflictos		1686

Tabla 12. Total de conflictos en escenarios 1 y 2. Fuente: Elaboración propia.

Una vez calculados los conflictos, se pasa a calcular la capacidad de esta alternativa.

En primer lugar, se calcula el hueco crítico con la Ecuación 25.

$$t_{c,x} = t_{c,base} + t_{c,HV}P_{HV} + t_{c,G}G - t_{3,LT}$$

Ecuación 25. Hueco crítico. Fuente: Highway Capacity Manual.

Los parámetros de cada uno de los movimientos vienen dados en la Tabla 13 y G es 0.7 para giro a izquierdas desde secundaria y 0 para el resto. Además, la proporción de vehículos pesados se ha supuesto un 30%.

Movimiento	$t_{c,base}$	$t_{c,G}$
Giro a izquierdas desde principal	4.1	
Giro a derechas desde secundaria	6.2	0.1
Giro a izquierdas desde secundaria (1 fase)	6.5	0.2
Giro a izquierdas desde secundaria (I)	5.5	0.2
Giro a izquierdas desde secundaria (II)	5.5	0.2

Tabla 13. Parámetros hueco crítico. Fuente: Highway Capacity Manual.

Una vez obtenidos todos los parámetros necesarios se calcula el resultado de cada uno en la Tabla 14.

	tc,base	PHV	tc,G	G	t3,LT	tc (seg)
tc,1 = tc,4	4,1	0,3		0	0	4,4
tc,9 = tc,12	6,2	0,3	0,1	0	0	6,5
tc,I,8 = tc,II,8 = tc,I,11 = tc,II,11	6,5	0,3	0,2	0	0	6,8
tc,I,7 = tc,II,7 = tc,I,10 = tc,II,10	7,1	0,3	0,2	0,7	0	7,54

Tabla 14. Resultados hueco crítico. Fuente: Elaboración propia.



A continuación, se calcula el hueco complementario con la Ecuación 26.

$$t_{f,x} = t_{f,base} + t_{f,HV}P_{HV}$$

Ecuación 26. Hueco complementario. Fuente: Highway Capacity Manual.

Donde  $t_{f,base}$  es el parámetro que viene dado en la Tabla 15.

Movimiento	$t_{f,base}$
Giro a izquierdas desde principal	2.2
Giro a derechas desde secundaria	3.3
Giro a izquierdas desde secundaria	3.5

Tabla 15. Parámetro hueco complementario. Fuente: Highway Capacity Manual.

En este caso los resultados se pueden ver en la Tabla 16.

	$t_{c,base}$	PHV	tf (seg)
tf,1 = tf,4	2,2	0,3	2,47
tf,9 = tf,12	3,3	0,3	3,57
tf,1,8 = tf,11	4	0,3	4,27
tf,7 = tf,10	3,5	0,3	3,77

Tabla 16. Resultados hueco complementario. Fuente: Elaboración propia.

Después de calcular los huecos tanto críticos como complementarios se calcula con la Ecuación 27 la capacidad potencial de todos giros posibles.

$$c_{p,x} = v_{c,x} \frac{e^{-v_{c,x}t_{c,x}/3,600}}{1 - e^{-v_{c,x}t_{f,x}/3,600}}$$

Ecuación 27. Capacidad potencial. Fuente: Highway Capacity Manual.

En la Tabla 17 se puede observar la capacidad potencial de cada uno de los movimientos. Donde  $v_{c,x}$  es el caudal conflictivo para el movimiento x, y  $t_{c,x}$  y  $t_{f,x}$  son los huecos críticos y complementarios respectivamente calculados arriba para el movimiento x.

	$v_{c,x}$ (Escenario 1)	$v_{c,x}$ (Escenario 2)	$t_{c,x}$	$t_{f,x}$	$c_{p,x}$ (Escenario 1)	$c_{p,x}$ (Escenario 2)	
cp,1	60	60	4,4	2,47	1383	1383	veh/h
cp,4	302	108	4,4	2,47	1116	1326	veh/h
cp,9	177	80	6,5	3,57	799	908	veh/h
cp,12	54	54	6,5	3,57	940	940	veh/h
cp,8	827	278	6,8	4,27	278	586	veh/h
cp,11	946	300	6,8	4,27	235	569	veh/h
cp,7	926	296	7,54	3,77	215	598	veh/h
cp,10	851	510	7,54	3,77	243	424	veh/h

Tabla 17. Resultados capacidad potencial. Fuente: Elaboración propia.

En la capacidad real los movimientos se diferencian en 4 rangos.

Rango 1: no hay peatones en la intersección así que todos los factores de impedancia peatonal son iguales a 1 y por lo tanto este paso puede ser ignorado.

Rango 2: en este caso la capacidad de movimiento de cada giro es igual a la capacidad potencial, tal y como expresa la Ecuación 28.

$$c_{m,x} = c_{p,x}$$

*Ecuación 28. Capacidad de movimiento rango 2. Fuente: Highway Capacity Manual.*

Con la Ecuación 29 se calcula la probabilidad de que los giros no estén en cola.

$$p_{0,x} = 1 - \frac{v_x}{c_{m,x}}$$

*Ecuación 29. Probabilidad de no cola. Fuente: Highway Capacity Manual.*

En la Tabla 18 se pueden ver los resultados tanto de la capacidad de movimiento como de la probabilidad de los giros 1, 4, 9 y 12.

Escenario 1 (mañana)			Escenario 2 (tarde)		
cm,1 = cp,1	1383	veh/h	cm,1 = cp,1	1383	veh/h
p0,1	0,997		p0,1	0,997	
cm,4 = cp,4	1116	veh/h	cm,4 = cp,4	1326	veh/h
p0,4	0,739		p0,4	0,951	
cm,9 = cp,9	799	veh/h	cm,9 = cp,9	908	veh/h
p0,9	0,96245		p0,9	0,70212	
cm,12 = cp,12	940	veh/h	cm,12 = cp,12	940	veh/h
p0,12	0,99787		p0,12	0,99787	

*Tabla 18. Resultados capacidad de movimiento. Fuente: Elaboración propia.*

Cabe destacar que en esta intersección se ha considerado que no se pueden realizar cambios de sentido por lo que este paso no se realiza.

Rango 3: solamente los giros 8 y 11 son de este rango.

Para calcular la capacidad de movimiento de la Ecuación 30, primero se debe calcular el factor  $f_k$  el cual se muestra en la Ecuación 31.

$$c_{m,k} = c_{p,k} \times f_k$$

*Ecuación 30. Capacidad de movimiento rango 3.*

$$f_k = \prod_j p_{0,j}$$

*Ecuación 31. Factor  $f_k$ . Fuente: Highway Capacity Manual.*

El cálculo de  $f_k$  consiste en multiplicar la probabilidad de los movimientos 1 y 4 calculados anteriormente, lo cual da el mismo factor en ambos giros tal y como se observa en la Tabla 19.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
$f_8 = f_{11} = p_{0,1} \times p_{0,4}$	0,74	0,95

Tabla 19. Resultados factor  $f_k$ . Fuente: Elaboración propia.

Una vez calculado, ya es posible calcular la capacidad de movimiento de los giros 8 y 11 diferenciando los dos escenarios posibles como se puede ver en la Tabla 20.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
$cm_{,8} = cp_{,8} \times f_8$	205	556	veh/h
$cm_{,11} = cp_{,11} \times f_{11}$	174	540	veh/h

Tabla 20. Resultados capacidad de movimiento. Fuente: Elaboración propia.

Rango 4: estos movimientos solo se producen en intersecciones de 4 patas y pueden ser impedidos por otros movimientos de menor rango.

Se comienza utilizando la Ecuación 32 para hallar la probabilidad.

$$p' = 0.65p'' - \frac{p''}{p'' + 3} + 0.6\sqrt{p''}$$

Ecuación 32. Factor de impedancia de paso. Fuente: Highway Capacity Manual.

En la Tabla 21 existe un problema en el cálculo de la probabilidad del giro 11 en el escenario 2, ya que esta es 0. Esto quiere decir que el volumen de tráfico es mayor que la capacidad del movimiento. Por lo tanto estamos comprobando como es necesario mejorar la intersección.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
$p_{0,11}$	0	0,91	veh/h
$p_{0,8}$	0,85	0,57	veh/h

Tabla 21. Resultados probabilidad. Fuente: Elaboración propia.

Una vez hechos los cálculos en la Tabla 22 se puede comprobar que los factores de impedancia de paso son correctos con la Figura 9.

	Escenario 1 (mañana)		Escenario 2 (tarde)	
	$p''$	$p'$	$p''$	$p'$
$p'_{,7}$	0	0	0,87	0,9
$p'_{,10}$	0,629239	0,71	0,54	0,64

Tabla 22. Factor de impedancia de paso. Fuente: Elaboración propia.

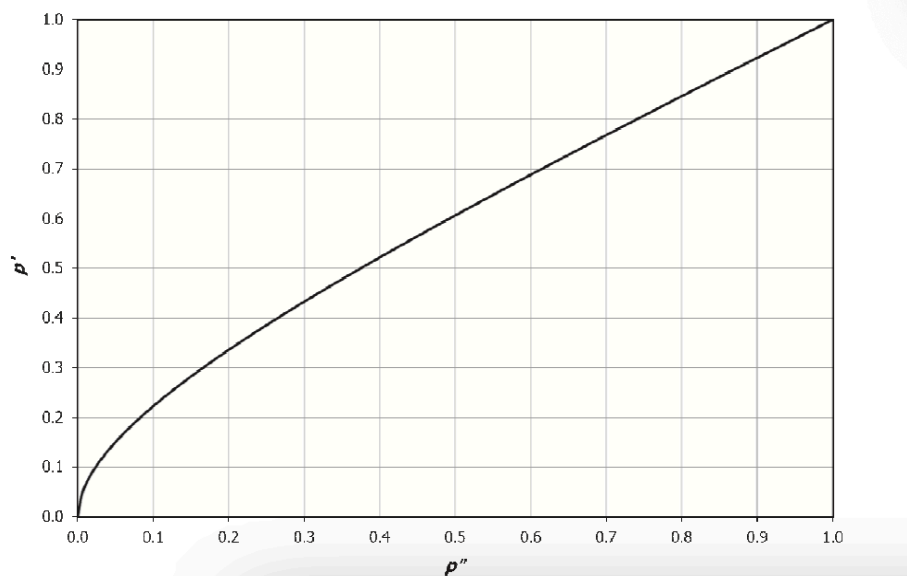


Figura 9. Probabilidad-Factor de impedancia. Fuente: Highway Capacity Manual.

Por último, se ha calculado los factores de ajuste de capacidad con la Ecuación 33 necesarios para el cálculo de la capacidad de movimiento.

$$f_{p,l} = p' \times p_{0,j}$$

Ecuación 33. Factor de ajuste de capacidad. Fuente: Highway Capacity Manual.

Como cabe esperar en la Tabla 23 el factor en el escenario 2 es 0 por la misma causa que antes.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
f7	0	0,89511
f10	0,68485	0,45025

Tabla 23. Resultados factores de ajuste de capacidad. Fuente: Elaboración propia.

Una vez realizados todos los cálculos anteriores ya se puede calcular la capacidad de movimiento de los giros de rango 4 con la Ecuación 34.

$$c_{m,l} = c_{p,l} \times f_{p,l}$$

Ecuación 34. Capacidad de movimiento rango 4. Fuente: Highway Capacity Manual.

Las capacidades obtenidas son las mostradas en la Tabla 24.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
cm,7	0	536	veh/h
cm,10	167	191	veh/h

Tabla 24. Resultados capacidad de movimiento. Fuente: Elaboración propia.

Para terminar, se calcula la capacidad de carril compartido en las vías secundarias con la Ecuación 35.

$$c_{SH} = \frac{\sum_y v_y}{\sum_y \frac{v_y}{c_{m,y}}}$$

*Ecuación 35. Capacidad de carril compartido en vías secundarias. Fuente: Highway Capacity Manual.*

La capacidad de carril compartido en la vía D se muestra en la Tabla 25 donde se puede observar que existe un problema con el movimiento 7 tal y como se ha visto en los cálculos anteriores.

	Vía D	
	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
v7	24	190
v8	30	238
v9	30	238
cm,7	0	536
cm,8	205	536
cm,9	799	908
CHS,D	-	638

veh/h

*Tabla 25. Resultado capacidad de carril compartido en vía D. Fuente: Elaboración propia.*

En la vía C no se encuentra ningún problema y la capacidad obtenida es la mostrada en la Tabla 26 siempre distinguiendo los dos escenarios más desfavorables.

	Vía C	
	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
v10	18	18
v11	208	47
v12	2	2
cm,10	167	191
cm,11	174	540
cm,12	940	940
CHS,C	175	366

veh/h

*Tabla 26. Resultado capacidad de carril compartido en vía C. Fuente: Elaboración propia.*

El nivel de servicio depende del tiempo de demora. Por lo que se ha procedido a calcular la demora con la Ecuación 36, la cual ha sido simplificada para el caso de no saturación y periodo de análisis de 15 minutos.

$$d = \frac{3600}{c_{m,x}} + 225 \cdot \left( \frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left( \frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{3600}{c_{m,x}} \cdot \frac{v_x}{c_{m,x}}} \right) + 5$$

Ecuación 36. Demora. Fuente: Highway Capacity Manual.

La demora que tendrán los giros en el año horizonte tanto en el escenario 1 como en el escenario 2 se muestran en la Tabla 27.

Escenario 1 (mañana)			Escenario 2 (tarde)		
cm,1	v1	Demora (seg)	cm,1	v1	Demora (seg)
1383	4	7,61	1383	4	7,61
cm,4	v4		cm,4	v4	
1116	291	9,36	1326	65	7,85
cm,9	v9		cm,9	v9	
799	30	9,68	908	238	10,37
cm,12	v12		cm,12	v12	
940	2	8,84	940	2	8,84
cm,8	v8		cm,8	v8	
205	30	25,55	556	238	16,23
cm,11	v11		cm,11	v11	
174	208	183,95	540	47	12,30
cm,7	v7		cm,7	v7	
0	24	-	536	190	15,36
cm,10	v10		cm,10	v10	
167	18	29,14	191	18	25,80

Tabla 27. Resultados demora. Fuente: Elaboración propia.

Una vez hallada la demora, se ha utilizado la Figura 10 para clasificar el nivel de servicio de cada uno de los movimientos realizados en la intersección.

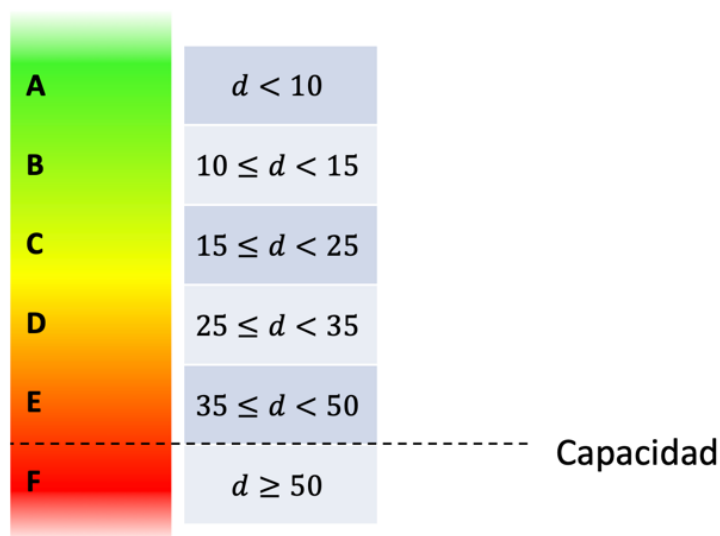


Figura 10. Niveles de servicio. Fuente: Highway Capacity Manual.

El nivel de servicio de cada uno de los movimientos en el escenario 1 y 2 son los mostrados en la Tabla 28. Cabe destacar que tanto el movimiento 7 como el 11 del escenario 1 tiene un nivel de servicio F, es decir no tiene la capacidad suficiente para que la intersección pueda funcionar con normalidad.

Nivel de Servicio	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
Movimiento 1	A	A
Movimiento 4	A	A
Movimiento 9	A	B
Movimiento 12	A	A
Movimiento 11	F	B
Movimiento 8	D	C
Movimiento 7	F	C
Movimiento 10	D	D

Tabla 28. Nivel de servicio alternativa 0. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.2. Intersección canalizada

En esta alternativa ocurre lo mismo que en la alternativa 0. La única diferencia es que en este caso al haber carriles centrales de espera los movimientos a izquierdas desde la vía principal se hacen en dos etapas independientes.

Movimientos de rango 2:

Se ha comenzado con el cálculo de los giros a izquierdas desde la carretera principal (movimiento 1 y 4).

En este caso los movimientos 3 y 6 tienen carriles de deceleración, por lo que los conductores pueden observar con más antelación dichos movimientos, esto reducirá la cantidad de conflictos a la mitad con respecto en la alternativa 0. En las ecuaciones (37, (38, (39 y (40 se calculan los conflictos que se producirán en cada movimiento.

##### Escenario 1 (mañana)

$v_{c,1} = v_5 + 0,5v_6 = 13 + 0,5 \times 47 = 37 \text{ veh/h}$	(37)
--	------

$v_{c,4} = v_2 + 0,5v_3 = 52 + 0,5 \times 250 = 177 \text{ veh/h}$	(38)
--	------

##### Escenario 2 (tarde)

$v_{c,1} = v_5 + 0,5v_6 = 13 + 0,5 \times 47 = 37 \text{ veh/h}$	(39)
--	------

$v_{c,4} = v_2 + 0,5v_3 = 52 + 0,5 \times 56 = 80 \text{ veh/h}$	(40)
--	------

En los movimientos a derechas desde las carreteras secundarias (movimiento 9 y 12) ocurre lo mismo. El total de conflictos en estos movimientos se puede ver en las ecuaciones (41, (42, (43 y (44.

Escenario 1 (mañana)

$v_{c,9} = v_2 + 0,5v_3 = 52 + 0,5 \times 250 = 177 \text{ veh/h}$	(41)
--	------

$v_{c,12} = v_5 + 0,5v_6 = 47 + 0,5 \times 13 = 54 \text{ veh/h}$	(42)
---	------

Escenario 2 (tarde)

$v_{c,9} = v_2 + 0,5v_3 = 52 + 0,5 \times 56 = 80 \text{ veh/h}$	(43)
--	------

$v_{c,12} = v_5 + 0,5v_6 = 47 + 0,5 \times 13 = 54 \text{ veh/h}$	(44)
---	------

Movimientos de rango 3:

En las ecuaciones (45, (46, (47 y (48 se calculan los conflictos totales por etapas que se producen en el escenario 1, del mismo modo en las ecuaciones (49, (50, (51 y (52 se calculan los conflictos en el escenario 2.

Escenario 1 (mañana)

$v_{c,I,8} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 250 = 185 \text{ veh/h}$	(45)
--	------

$v_{c,I,11} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 291 + 47 + 0,5 \times 13 = 636 \text{ veh/h}$	(46)
--	------

$v_{c,II,8} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 291 + 47 + 0,5 \times 13 = 636 \text{ veh/h}$	(47)
--	------

$v_{c,II,11} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 250 = 185 \text{ veh/h}$	(48)
--	------

Escenario 2 (tarde)

$v_{c,I,8} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 56 = 88 \text{ veh/h}$	(49)
--	------

$v_{c,I,11} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 65 + 47 + 0,5 \times 13 = 184 \text{ veh/h}$	(50)
---	------

$v_{c,II,8} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 65 + 47 + 0,5 \times 13 = 184 \text{ veh/h}$	(51)
---	------

$v_{c,II,11} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,556 = 88 \text{ veh/h}$	(52)
--	------



#### Movimientos de rango 4:

Como se puede ver en las ecuaciones (53), (54), (55), (56), (57), (58), (59) y (60) estos movimientos deben ceder el paso a todos los movimientos de rangos inferiores, por eso tienen conflictos con tantos movimientos.

#### Escenario 1 (mañana)

$$v_{c,I,7} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 250 = 185 \text{ veh/h} \quad (53)$$

$$v_{c,I,10} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 291 + 47 + 0,5 \times 13 = 636 \text{ veh/h} \quad (54)$$

$$\begin{aligned} v_{c,II,7} &= 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 + 0,5v_{12} + 0,5v_{11} \\ &= 2 \times 291 + 47 + 0,5 \times 13 + 0,5 \times 2 + 0,5 \times 208 \\ &= 741 \text{ veh/h} \end{aligned} \quad (55)$$

$$\begin{aligned} v_{c,II,10} &= 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 + 0,5v_9 + 0,5v_8 \\ &= 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 250 + 0,5 \times 30 + 0,5 \times 30 \\ &= 215 \text{ veh/h} \end{aligned} \quad (56)$$

#### Escenario 2 (tarde)

$$v_{c,I,7} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 = 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 56 = 88 \text{ veh/h} \quad (57)$$

$$v_{c,I,10} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 = 2 \times 65 + 47 + 0,5 \times 13 = 184 \text{ veh/h} \quad (58)$$

$$\begin{aligned} v_{c,II,7} &= 2v_4 + v_5 + 0,5v_6 + 0,5v_{12} + 0,5v_{11} \\ &= 2 \times 65 + 47 + 0,5 \times 13 + 0,5 \times 2 + 0,5 \times 47 = 208 \text{ veh/h} \end{aligned} \quad (59)$$

$$\begin{aligned} v_{c,II,10} &= 2v_1 + v_2 + 0,5v_3 + 0,5v_9 + 0,5v_8 \\ &= 2 \times 4 + 52 + 0,5 \times 56 + 0,5 \times 238 + 0,5 \times 238 \\ &= 326 \text{ veh/h} \end{aligned} \quad (60)$$

En esta alternativa también se puede observar la diferencia de un movimiento a otro según el escenario, habiendo un mayor volumen de conflictos en los movimientos que coinciden con el flujo de tráfico en cada escenario. Es decir, en el escenario 1 que corresponde a la entrada de los trabajadores al polígono los movimientos que se dirigen hacia este son bastante superior y lo mismo ocurre en el caso contrario.

Escenario 1 (mañana)			Escenario 2 (tarde)		
Movimiento	Giro	qp	Movimiento	Giro	qp
1	A-C	37	1	A-C	37
4	B-D	177	4	B-D	80
7	D-A	926	7	D-A	296
8	D-C	821	8	D-C	272
9	D-B	177	9	D-B	80
10	C-B	851	10	C-B	510
11	C-D	821	11	C-D	272
12	C-A	54	12	C-A	54
Total conflictos		3864	Total conflictos		1601

Tabla 29. Total de conflictos en escenarios 1 y 2. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se calcula la capacidad de la intersección canalizada.

En la Tabla 30 se puede ver el hueco crítico de cada movimiento.

	tc,base	PHV	tc,G	G	t3,LT	tc (seg)
tc,1 = tc,4	4,1	0,3		0	0	4,4
tc,9 = tc,12	6,2	0,3	0,1	0	0	6,5
tc,I,8 = tc,II,8 = tc,I,11 = tc,II,11	5,5	0,3	0,2	0	0	5,8
tc,I,7 = tc,II,7 = tc,I,10 = tc,II,10	6,1	0,3	0,2	0,7	0	6,54

Tabla 30. Resultados hueco crítico. Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se calcula el hueco complementario de los movimientos 1,4,9,12,8,11,7 y 10 como se observa en la Tabla 31.

	tc,base	PHV	tf (seg)
tf,1 = tf,4	2,2	0,3	2,47
tf,9 = tf,12	3,3	0,3	3,57
tf,I,8 = tf,II,8	4	0,3	4,27
tf,7 = tf,10	3,5	0,3	3,77

Tabla 31. Resultados hueco complementario. Fuente: Elaboración propia

En este caso, para calcular la capacidad potencial de los movimientos 8,1,7 y 10 se ha dividido en dos etapas distintas como se puede ver en la Tabla 32.

	vc,x (Escenario 1)	vc,x (Escenario 2)	tc,x	tf,x	cp,x (Escenario 1)	cp,x (Escenario 2)	
cp,1	47	47	4,4	2,47	1399	1399	veh/h
cp,4	52	52	4,4	2,47	1393	1393	veh/h
cp,9	52	52	6,5	3,57	942	942	veh/h
cp,12	47	47	6,5	3,57	949	949	veh/h
cp,I,8	185	60	5,8	4,27	697	793	veh/h
cp,II,8	642	177	5,8	4,27	429	703	veh/h
cp,I,11	636	177	5,8	4,27	431	703	veh/h
cp,II,11	310	60	5,8	4,27	612	793	veh/h
cp,I,7	185	60	6,54	3,77	751	884	veh/h
cp,II,7	741	201	6,54	3,77	358	735	veh/h
cp,I,10	636	177	6,54	3,77	412	759	veh/h
cp,II,10	215	179	6,54	3,77	722	757	veh/h

Tabla 32. Resultados capacidad potencial. Fuente: Elaboración propia.

Una vez calculada la capacidad potencial se calcula la capacidad de movimiento y la probabilidad de no permanecer en cola.

Rango 2: en la Tabla 33 se puede ver la capacidad de movimiento y la probabilidad de no permanecer en cola de todos los movimientos de este rango.

Escenario 1 (mañana)			Escenario 2 (tarde)		
cm,1 = cp,1	1399	veh/h	cm,1 = cp,1	1399	veh/h
p0,1	0,99714		p0,1	0,99714	
cm,4 = cp,4	1393	veh/h	cm,4 = cp,4	1393	veh/h
p0,4	0,79109		p0,4	0,95333	
cm,9 = cp,9	942	veh/h	cm,9 = cp,9	942	veh/h
p0,9	0,96815		p0,9	0,74734	
cm,12 = cp,12	949	veh/h	cm,12 = cp,12	949	veh/h
p0,12	0,99789		p0,12	0,99789	

Tabla 33. Resultados Capacidad de movimiento y probabilidad de no cola. Fuente: Elaboración propia.

Rango 3: en este caso, el cálculo de la capacidad real se calcula de manera distinta a la alternativa 0 ya que en esta existen movimientos con dos etapas.

Se comienza calculando la Ecuación 61 suponiendo que el número de vehículos que caben en la mediana es solamente 1.

$$a = 1 - 0.32e^{-1.3\sqrt{n_m}} \quad \text{for } n_m > 0$$

$$y = \frac{c_I - c_{m,x}}{c_{II} - v_L - c_{m,x}}$$

Ecuación 61. Parámetros necesario. Fuente: Highway Capacity Manual.

Una vez se han calculado todos los datos necesarios, se observa en la Tabla 34 que 'y' es diferente a 1 en ambos casos. A causa de esto, para calcular la capacidad de los movimientos 8 y 11 se utiliza la Ecuación 62.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
nm	1	1	
a	0,913	0,913	
cp,I,8	697	793	veh/h
cp,II,8	429	703	
cp,I,11	432	703	veh/h
cp,II,11	612	793	
p0,I,8	0,96	0,70	
p0,II,8	0,93	0,66	
p0,I,11	0,52	0,93	
p0,II,11	0,66	0,94	
CI,8	667	555	veh/h
CII,8	399	465	
CI,11	223	656	veh/h
CII,11	404	746	
VL,8	291	65	
VL,11	4	4	
cm,8	550	754	
cm,11	340	669	
y,8	-0,265	0,562	
y,11	-1,95	-0,178	

Tabla 34. Datos para calcular la capacidad real. Fuente: elaboración propia.

For  $y \neq 1$ :

$$c_T = \frac{a}{y^{n_m+1} - 1} [y(y^{n_m} - 1)(c_{II} - v_L) + (y - 1)c_{m,x}]$$

Ecuación 62. Capacidad real. Fuente: Highway Capacity Manual.

Finalmente, en la Tabla 35 se muestra la capacidad de los movimientos 8 y 11.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
CT,8	648	572	veh/h
CT,11	423	597	veh/h

Tabla 35. Capacidad real. Fuente: Highway Capacity Manual.

Rango 4: en los movimientos 7 y 10 ocurre lo mismo que en los de rango 3.

En la Tabla 36 se puede ver todos los datos utilizados para calcular la capacidad de los movimientos de rango 4.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
nm	1	1	
a	0,913	0,913	
cp,I,7	751	884	veh/h
cp,II,7	358	735	veh/h
cp,I,10	412	759	veh/h
cp,II,10	722	757	veh/h
p0,I,7	0,97	0,79	
p0,II,7	0,93	0,74	
p0,I,10	0,96	0,98	
p0,II,10	0,98	0,98	
CI,7	727	694	veh/h
CII,7	334	545	veh/h
CI,10	394	741	veh/h
CII,10	704	739	veh/h
VL,7	291	65	
VL,10	4	4	
f7	0,53	0,91	
f10	0,79	0,55	
cm,7	397	806	
cm,10	324	420	
y,7	-0,932	0,344	
y,10	0,186	1,019	
CT,7	4806	660	veh/h
CT,10	350	529	veh/h

Tabla 36. Datos de capacidad real. Fuente: Elaboración propia.

Una vez determinadas todas las capacidades de los movimientos en el anejo de Análisis del tráfico, en la Tabla 37 se calcula la demora con la misma ecuación que en la alternativa anterior.

Escenario 1 (mañana)			Escenario 2 (tarde)		
cm,1	v1	Demora (seg)	cm,1	v1	Demora (seg)
1399	4	7,58	1399	4	7,58
cm,4	v4		cm,4	v4	
1393	291	8,27	1393	65	7,71
cm,9	v9		cm,9	v9	
942	30	8,95	942	238	10,11
cm,12	v12		cm,12	v12	
949	2	8,80	949	2	8,80
cm,8	v8		cm,8	v8	
550	30	11,92	754	238	11,96
cm,11	v11		cm,11	v11	
431	208	20,90	703	47	10,49
cm,7	v7		cm,7	v7	
397	24	14,65	806	190	10,84
cm,10	v10		cm,10	v10	
324	18	16,76	420	18	13,95

Tabla 37. Demora. Fuente: Elaboración propia.

El nivel de servicio de cada uno de los movimientos en el escenario 1 y 2 son los mostrados en la Tabla 38

Nivel de Servicio	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
Movimiento 1	A	A
Movimiento 4	A	A
Movimiento 9	A	B
Movimiento 12	A	A
Movimiento 11	C	B
Movimiento 8	B	B
Movimiento 7	B	B
Movimiento 10	C	B

Tabla 38. Nivel de servicio alternativa 1. Fuente: Elaboración propia.

A diferencia de la alternativa 0, en esta alternativa el nivel de servicio en el escenario 2 los movimientos 7 y 11 han pasado de F a B y C respectivamente. Esto significa que al realizar esta alternativa dichos movimientos pasarán de no tener capacidad suficiente a tener una buena capacidad, lo que será determinante a la hora de escoger una alternativa.

#### 4.3. Glorieta

Esta alternativa, como se ha descrito anteriormente, trata del diseño de una glorieta para resolver los problemas actuales de funcionalidad y seguridad.

Para calcular la capacidad, primero se ha calculado el número total de conflictos por cada ramal. En el caso del ramal A los movimientos que crean conflictos son los vehículos que van de B a C, de C a D y de C a B, sumando un total de 51. Como se puede ver en la Tabla 39 este es el ramal que más conflictos tiene. En el ramal B los movimientos que crean conflictos son D a C, D a A y A a C, sumando solamente 58 conflictos. En el ramal C se generan 362 conflictos que se producen con los movimientos B a D, B a A y D a A. Por último, el ramal D tendrá conflictos con los movimientos C a B, A a B y A a C, obteniendo un total de 74 conflictos.

Escenario 1 (mañana)		Escenario 2 (tarde)	
Ramal	qp	Ramal	qp
A	1551	A	390
B	174	B	1296
C	1086	C	906
D	222	D	222
Conflictos	3033	Conflictos	2814

Tabla 39. Total de conflictos en escenarios 1 y 2. Fuente: Elaboración propia.

Una vez determinada la cantidad de conflictos que provocará la glorieta, se pasa a calcular su capacidad.

En primer lugar, se determina la intensidad horaria convertida a vehículos ligeros equivalentes con la Ecuación 63, la cual dependerá de los vehículos pesados.

$$v_{i,pce} = \frac{v_i}{f_{HV}}$$

Ecuación 63. Vehículos ligeros equivalentes. Fuente: Highway Capacity Manual.

En la Ecuación 64 se ha supuesto que por la intersección circulará un 30% de vehículos pesados, lo cual da un resultado de 0,769.

$$f_{HV} = \frac{1}{1+P_T}$$

Ecuación 64. Vehículos pesados. Fuente: Highway Capacity Manual.

En la Tabla 40 se pueden ver las intensidades horarias convertidas a vehículos ligeros equivalentes de cada uno de los movimientos diferenciando el escenario 1 y el escenario 2.

Giro	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
A-B	68	68	pc/h
A-C	6	6	pc/h
A-D	325	73	pc/h
B-A	62	62	pc/h
B-C	17	17	pc/h
B-D	379	85	pc/h
C-A	3	3	pc/h
C-B	24	24	pc/h
C-D	271	62	pc/h
D-A	32	247	pc/h
D-B	39	310	pc/h
D-C	39	310	pc/h

Tabla 40. Intensidades en vehículos ligeros. Fuente: Elaboración propia.

Para calcular la capacidad se ha calculado previamente el flujo circulante de cada ramal tal y como se observa en la Tabla 41.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
V <sub>c,A,pce</sub>	674	171	pc/h
V <sub>c,B,pce</sub>	77	563	pc/h
V <sub>c,C,pce</sub>	473	394	pc/h
V <sub>c,D,pce</sub>	98	98	pc/h

Tabla 41. Flujo circulante. Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, se han calculado los flujos de entrada y salida como se observa en la Tabla 42 también de los 4 ramales.

Flujo de salida	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
V <sub>ex,A,pce</sub>	97	312	pc/h
V <sub>ex,B,pce</sub>	131	402	pc/h
V <sub>ex,C,pce</sub>	62	333	pc/h
V <sub>ex,D,pce</sub>	975	220	pc/h

Flujo de entrada	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
V <sub>e,A,pce</sub>	399	147	pc/h
V <sub>e,B,pce</sub>	458	164	pc/h
V <sub>e,C,pce</sub>	298	89	pc/h
V <sub>e,D,pce</sub>	110	867	pc/h

Tabla 42. Flujos de entrada y de salida. Fuente: Elaboración propia.

Una vez calculada la intensidad y el flujo circulante se procede a calcular la capacidad con la Ecuación 65.

$$c_{e,pce} = 1380 \cdot e^{-1.02 \cdot 10^{-3} \cdot v_{c,pce}}$$

Ecuación 65. Capacidad en carriles y anillos. Fuente: Highway Capacity Manual.

La glorieta estará compuesta por 4 ramales con un carril de entrada y otro de salida, y un solo carril en el anillo. Las capacidades de cada uno de los ramales serán las mostradas en la Tabla 43.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
Ce,pce,A	694	1160	pc/h
Ce,pce,B	1276	778	pc/h
Ce,pce,C	852	924	pc/h
Ce,pce,D	1249	1249	pc/h

Tabla 43. Capacidad de la glorieta. Fuente: Elaboración propia.

Para deshacer la transformación de intensidades a vehículos por hora se ha utilizado la Ecuación 66.

$$v_i = v_{i,pce} \cdot f_{HV,e}$$

Ecuación 66. Transformación de intensidades a veh/h. Fuente: Highway Capacity Manual.

Las tasas de flujo se observan en la Tabla 44 donde se diferencian 2 escenarios, mañana y tarde.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
VA	307	114	veh/h
VB	353	127	veh/h
VC	230	69	veh/h
VD	85	667	veh/h

Tabla 44. Tasas de flujo. Fuente: Elaboración propia.

Por último, se convierten las capacidades de cada ramal a vehículos por hora con la Ecuación 67, cuyos resultados son los de la Tabla 45.

$$c_i = c_{i,pce} \cdot f_{HV,e}$$

Ecuación 67. Conversión a vehículos por hora. Fuente: Highway Capacity Manual.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
CA	534	893	veh/h
CB	982	599	veh/h
CC	656	711	veh/h
CD	961	961	veh/h

Tabla 45. Capacidades en veh/h. Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la demora, se necesita calcular la relación volumen-capacidad para cada carril, la cual se ha calculado en la Tabla 46.



Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
0,575	0,127
0,359	0,211
0,350	0,096
0,088	0,694

Tabla 46. Relación volumen-capacidad. Fuente: Elaboración propia.

Una vez se tiene todos los datos necesarios se calcula la demora de cada vehículo en la Tabla 47 de los diferentes ramales de la glorieta.

	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)	
dA	18,34	5,25	veh/h
dB	7,50	8,67	veh/h
dC	10,17	6,09	veh/h
dD	4,55	15,25	veh/h

Tabla 47. Demoras. Fuente: Elaboración propia.

Los niveles de servicio dependen de la demora, por lo que en la Tabla 48 se pueden ver los niveles de servicio de cada uno de los ramales dependiendo de las demoras calculadas arriba.

Nivel de Servicio	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
A	C	A
B	A	A
C	B	A
D	A	C

Tabla 48. Nivel de servicio con un carril en anillo. Fuente: Elaboración propia.

Generalmente la glorieta tiene unos buenos niveles de servicio, pero si fuese necesario se podría añadir otro carril en el anillo, cuyos niveles de servicio se han calculado utilizando la Ecuación 68 de capacidad.

$$C_{e,pce} = 1,420e^{(-0.85 \times 10^{-3})v_{c,pce}}$$

Ecuación 68. Capacidad en carriles y anillos. Fuente: Highway Capacity Manual.

En la Tabla 49 se pueden ver como los niveles de servicio han mejorado con respecto a la glorieta con un solo carril en anillo.

Nivel de servicio	Escenario 1 (mañana)	Escenario 2 (tarde)
A	B	A
B	A	A
C	A	A
D	A	B

Tabla 49. Nivel de servicio con dos carriles en anillo.

Aún así se opta por realizar la glorieta con un solo carril en anillo ya que se considera que esta tiene unos buenos niveles de servicio y es más que suficiente para que la glorieta funcione correctamente.

Una vez determinados los conflictos que se producen en cada una de las alternativas se puede realizar una breve comparación. Desde el punto de vista de la funcionalidad del tráfico, la alternativa 3 es además la más estable, la que menor cantidad de conflictos obtiene en ambos escenarios. Mientras que en la alternativa 2 nos encontramos una gran diferencia de conflictos de 3864 a 1601, en la alternativa 3 los conflictos son de 3033 y 2814. Aunque en el escenario 2 el número de conflictos sea menor en la alternativa 2, en el escenario 1 es bastante mayor y esto puede causar más problemas en la circulación

Además del volumen de conflictos, se ha calculado la capacidad de cada una de las alternativas propuestas y su nivel de servicio. Con esto ya se puede intuir cuál será la alternativa más adecuada, aunque es necesario tener en cuenta más criterios, los cuales se detallan en el Anejo de Estudio de alternativas.

## 5. CONCLUSIÓN

Este anejo se ha apoyado en el aforo manual realizado y en las estaciones afines para calcular la IMD de cada carretera. A causa del desarrollo del polígono industrial el tráfico aumentará, el cual ha tenido que ser estimado a partir del modelo propuesto por la Generalitat de Cataluña, diferenciando dos escenarios distintos: mañana y tarde.

Por otro lado, se ha realizado una breve comparación de las diferentes alternativas para ver numéricamente cual podría ser una alternativa adecuada. Con esto se ha comprobado que tanto la alternativa 1 como la 2 son adecuadas desde el punto de vista del tráfico. Por lo tanto, quedan cumplidos los objetivos del anejo.

## 6. Apéndices

### 6.1. Fichas de las estaciones

<div>  <b>INTENSIDAD MEDIA DIARIA / INTENSITAT MITJANA DIÀRIA</b>  <b>IMD 2016-2020</b> </div>																	
CV	Tramo	Pk Ini	Inicio	Pk Fin	Fin	Calzada	Pk Est	2016	%p	2017	%p	2018	%p	2019	%p	2020	%p
CV-645	645076	6+650	CV-600	7+380	CV-610	Desd.	6+950	7.868	-	5.179	5,0%	5.105	4,5%	5.421	3,8%	3.023	4,0%
CV-650	650010	0+000	A-7	4+000	CV-6601	Conv.	2+600	5.935	2,6%	7.422	3,1%	7.553	3,3%	8.496	2,9%	6.180	3,0%
CV-653	653010	0+000	CV-660	1+040	N-344 La Font de la Figuera	Conv.	0+500	108	-	110	-	200	-	318	-	230	-
CV-660	660010	0+000	N-344 La Font de la Figuera	7+600	CV-656	Conv.	1+700	705	-	584	-	750	-	919	-	758	-
CV-660	660020	7+600	CV-656	26+040	CV-665	Conv.	22+400	1.075	-	886	-	1.111	-	1.153	-	852	-
CV-660	660277	26+040	CV-665	27+440	Glorieta Poliesportiu	Conv.	27+100	9.553	-	6.906	-	6.325	3,6%	6.421	3,0%	4.513	2,7%
CV-660	660281	27+440	Glorieta Poliesportiu	27+960	CV-81	Conv.	27+600	3.010	-	3.317	-	3.571	-	3.208	-	2.025	-
CV-667	667005	0+000	CV-62	2+000	Bélgida	Conv.	1+000	1.470	2,4%	1.618	2,9%	1.571	2,4%	1.607	1,9%	1.525	2,1%
CV-667	667010	2+000	Bélgida	5+370	CV-60	Conv.	4+600	1.134	-	1.181	-	1.189	-	1.290	-	1.288	-

Figura 11. Tabla de aforos de la Generalitat. Fuente: Generalitat Valenciana.




 <div>GOBIERNO DE ESPAÑA</div>		 <div>MINISTERIO DE FOMENTO</div>		 <div>SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS</div>		<div>EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE UNA ESTACIÓN</div>									
Estación: V-172-2 Calzada: Total						Carriles: 1+1		Prov: V							
Población: LTE. PROVINCIA						Carretera: N-344		PK: 126,80							
						Denominación antigua: N-344									
IMD					% CRECIMIENTO			FUNCIONAMIENTO							
Año	Total	Lige	Pesa	% Pesa	Total	Lige	Pesa	Nº Días	%	Ref. Año Ant	Grado Comarac				
2018	751	629	122	16.3	-92.53	-87.9	-97.49	018	100						
2017	10057	5197	4860	48.3	-3.63	-10.54	5.04	004	33						
2016	10436	5809	4627	44.3	-23.84	-3.98	-38.7	001	33						
2015	13703	6050	7548	55.1	-5.63	-23.99	15.77	001	50						
2014	14520	7960	6520	44.9	0.68	-20.49	48.28	000	0						
2013	14422	10011	4397	30.5	-2.51	23.88	-33.48	000	0						
2012	14793	8081	6611	44.7	-5.73	-9.16	-2.26	003	100						
2011	15692	8896	6764	43.1	-14.85	-15.92	-13.35	014	100	V-172-2					
2010	18429	10581	7806	42.4	19.89	24.13	15.01	000	0						
2009	15371	8524	6787	44.1	0.13	-0.23	0	0	33						
2008	15351	8544	6787	44.21	1.37	5.85	-3.21	0	33						
2007	15143	8072	7012	46,31	14.86	13.4	15.92	1	66						
2006	13184	7118	6049	45,88	-26,85	-26,94	-26,72	001	66		NC				
2005	18025	9744	8255	45,79	1,13	7,14	-5,27	001	66						
2004	17823	9094	8715	48,89	22,78	15,07	31,98	001	66						
2003	14516	7903	6603	45,48	5,97	7,69	4,41	001	66						
2002	13698	7338	6324	46,16	41,99	49,32	34,75	001	66		NC				

Figura 12. Tabla de aforos de la estación V-172-2. Fuente: Ministerio de fomento.

## 6.2. Mapa de aforos

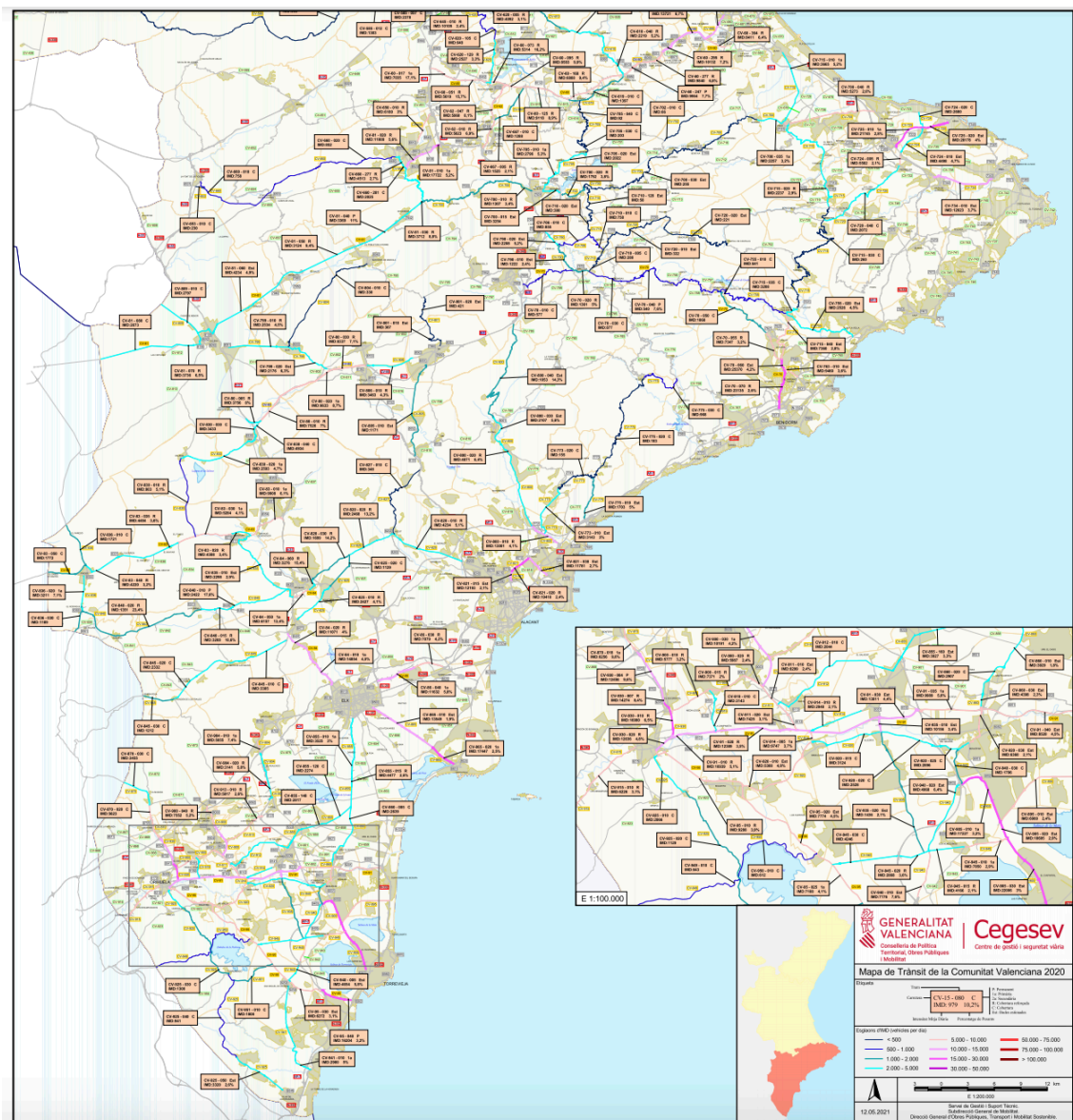


Figura 13. Mapa de aforos de la Generalitat. Fuente: Generalitat Valenciana.