

9º CONGRESO DE LA VIALIDAD URUGUAYA
Presentación de Trabajo Técnico

***“Operación en Autopistas Argentinas, Análisis
Comparativo con el HCM 2010”***

Tema 4 Tránsito y Transporte.

Alejandro Baruzzi, Jorge Galarraga y Marcelo Herz
Maestría en Transporte - FCEFyN - Universidad Nacional de Córdoba
Dirección: Av. Vélez Sarsfield 1611. X5016GCA. Córdoba. Argentina.
baruzzi2@gmail.com , jorgala@efn.uncor.edu , mherz@efn.uncor.edu

OPERACIÓN EN AUTOPISTAS ARGENTINAS. ANÁLISIS COMPARATIVO CON EL HCM 2010

Autores: Alejandro Baruzzi, Jorge Galarraga y Marcelo Herz.
Maestría en Ciencias de la Ingeniería con Mención en Transporte de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. Argentina.

RESUMEN

El objetivo del trabajo es avanzar en la caracterización de las condiciones de operación en tramos básicos de autopistas argentinas, mediante el análisis de los parámetros fundamentales del tránsito (flujo, velocidad y densidad) en las condiciones locales y comparando los resultados obtenidos con los propuestos en el nuevo Manual de Capacidad de Carreteras de Estados Unidos de Norte América HCM 2010.

La autopista Córdoba-Carlos Paz, une la ciudad capital con la ciudad turística más importante de la Provincia, totalizando una distancia de aproximadamente 22,5 kilómetros. Está dividida en cinco (5) tramos de acuerdo a los intercambiadores existentes, cada uno de ellos presenta diferente pendiente según el sentido de circulación. Con motivo de estudios anteriores se contaba en cada tramo, tanto de día como de noche, con una gran cantidad de mediciones de velocidades de flujo libre (VFL) y medias de viaje (VMV) realizadas con el método del vehículo flotante. Debido a que la autopista está concesionada con cobro de peaje, se disponía también de las correspondientes estimaciones de flujo y composición vehicular. Finalmente, conociendo flujo y velocidad, podía estimarse la densidad.

El procedimiento del HCM 2010 para estimar capacidad y nivel de servicio en tramos básicos de autopistas se basa en emplear diferentes relaciones velocidad - flujo según sea la velocidad de flujo libre que corresponda. Todas las curvas presentan un importante tramo horizontal, es decir que la VMV es igual a la VFL para un rango amplio de flujo. Estos rangos se han modificado con respecto a los propuestos en la versión anterior del Manual HCM 2000.

La medición de velocidades de flujo libre en tramos de diferente pendiente y visibilidad (diurna y nocturna) permitió identificar los rangos correspondientes para cada una de las VFL a considerar. En cada caso, en función de las mediciones de VMV y de las estimaciones de flujo y densidad se obtuvieron las relaciones para las condiciones locales.

El trabajo informa sobre los resultados obtenidos y la comparación con las relaciones propuestas en el HCM 2010. La relación velocidad - flujo muestra mayor sensibilidad al volumen de tránsito, las VMV comienzan a disminuir con flujos mucho menores a los indicados en el HCM 2010.

El trabajo realiza también consideraciones sobre los cambios entre las versiones 2000 y 2010 del HCM y sobre la influencia de las pendientes y de las condiciones de visibilidad sobre las velocidades de flujo libre.

1.- Introducción

Los criterios para análisis de capacidad y evaluación de niveles de servicio en autopistas argentinas han sido tradicionalmente basados en las sucesivas versiones del Highway Capacity Manual (HCM) del Transportation Research Board (TRB) de Estados Unidos de Norte América.

El concepto de nivel de servicio de tramos básicos de autopista fue incorporado en la versión de 1965 del HCM (HRB,1965). En condiciones ideales la capacidad quedaba fijada en 2000 autos por hora por carril ($v/c = 1$) y el procedimiento establecía volúmenes horarios de servicio mediante la expresión (1)

$$V_{di} = 2000 \cdot n \cdot (v/c)_i \cdot f_a \cdot f_{vp} \quad (1)$$

dónde: V_{di} = volumen horario direccional de servicio en el nivel i (A, B ,C ,D ,E)

n = número de carriles por dirección

$(v/c)_i$ = relación volumen/capacidad para el nivel de servicio i

f_a = factor de ajuste por ancho de carriles y distancia a obstáculos laterales

f_{vp} = factor de ajuste por vehículos pesados

El criterio fue adoptado para los caminos categoría I y categoría especial en las Normas de Diseño Geométrico de Caminos Rurales del año 1967 (DNV,1967), aunque a esa fecha era muy incipiente la longitud de autopistas en la red vial argentina.

En posteriores versiones del HCM, se reconoció una capacidad en condiciones ideales de 2400 autos por hora por carril, y se abandonó el indicador relación volumen/ capacidad para el nivel de servicio, estableciendo como nuevo indicador a la Densidad, considerada una medida de comodidad de los usuarios, aplicable para evaluar todos los componentes de una autopista (tramos básicos, carriles de entrada, de salida, de entrecruzamiento).

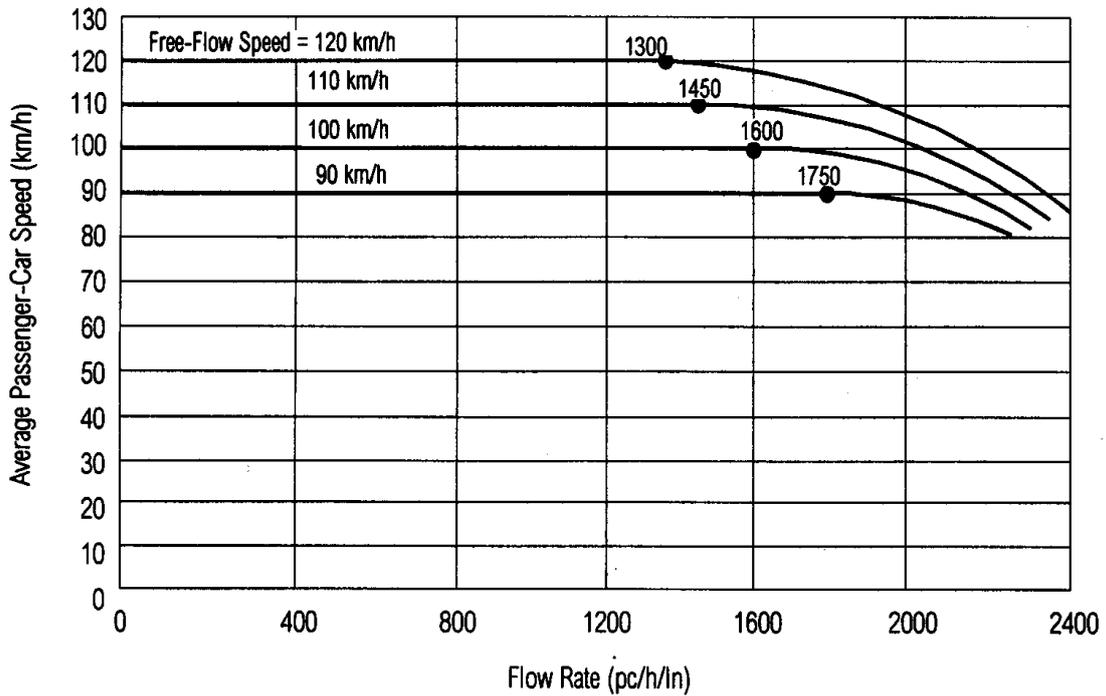
El actual desarrollo de la red de autopistas en Argentina ha aumentado la necesidad de profundizar el conocimiento del comportamiento del tránsito local en autopistas para validar o ajustar los criterios en progresiva evolución de los Manuales de Capacidad de Estados Unidos de Norte América. El grado de madurez de la red de autopistas, el parque vehicular y la cultura de los conductores en ambos países es significativamente distinta, por lo que cabe explorar los efectos de estas variables en el análisis operacional, a lo cuál tiende contribuir el presente trabajo.

2.- Los Manuales HCM 2000 y 2010 en tramos básicos de autopistas

Ambos manuales caracterizan el nivel de servicio de un tramo básico de autopista en función de la densidad (D) en términos de automóviles equivalentes por kilómetro por carril. La metodología calcula dicha densidad en base a la relación entre el flujo de automóviles equivalentes por carril por hora (Q_e) y la velocidad media de viaje en kilómetros por hora (VMV). Para cada velocidad de flujo libre (VFL), el HCM asume un determinado comportamiento de las VMV con el Q_e , de manera tal que para una demanda de tránsito determinada (Q_e) se puede calcular la VMV y, en consecuencia D como la relación entre ambos valores.

La Figura Nº 1 corresponde al HCM 2000 (TRB, 2000) y muestra la relación entre la VMV (S - Average Passenger Car Speed) en Km/h y Q_e (V_p - Flow Rate) en autos equivalentes por hora por carril. La VFL está denominada FFS (Free Flow Speed). En la misma puede observarse que la VMV resulta igual a la VFL hasta un flujo de $(3100 - 15 VFL)$. A partir de allí las VMV comienzan a decrecer según la ecuación propuesta.

EXHIBIT 13-2. SPEED-FLOW RELATIONSHIPS FOR BASIC FREEWAY SEGMENTS



Note:

Capacity varies by free-flow speed. Capacity is 2400, 2350, 2300, and 2250 pc/h/ln at free-flow speeds of 120, 110, 100, and 90 km/h, respectively.

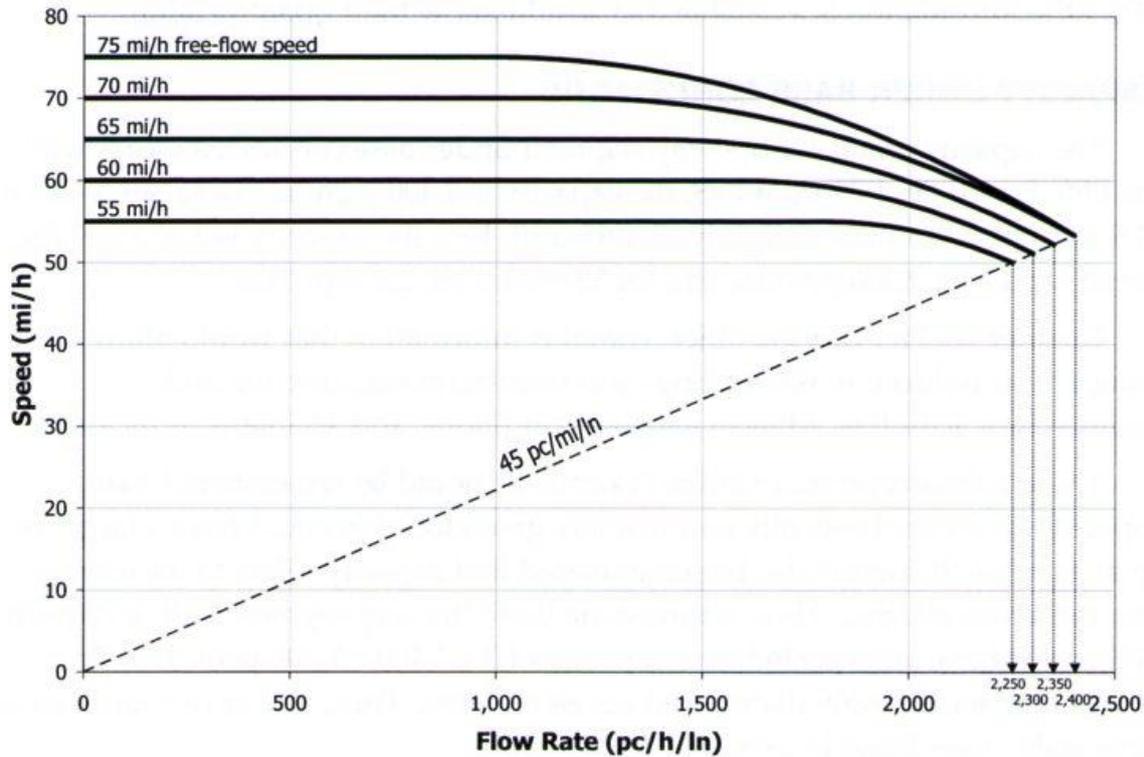
For $90 \leq \text{FFS} \leq 120$ and for flow rate (v_p)
 $(3100 - 15\text{FFS}) < v_p \leq (1800 + 5\text{FFS})$,

$$S = \text{FFS} - \left[\frac{1}{28} (23\text{FFS} - 1800) \left(\frac{v_p + 15\text{FFS} - 3100}{20\text{FFS} - 1300} \right)^{2.6} \right]$$

For $90 \leq \text{FFS} \leq 120$ and
 $v_p \leq (3100 - 15\text{FFS})$,
 $S = \text{FFS}$

Figura N° 1: Relación velocidad - flujo propuesta por el HCM 2000.

Por su parte la Figura N° 2 corresponde al HCM 2010 (TRB, 2010) y muestra la misma relación, pero ahora con las velocidades en unidades de millas por hora.



FFS (mi/h)	Breakpoint (pc/h/ln)	Flow Rate Range	
		$\geq 0 \leq \text{Breakpoint}$	$> \text{Breakpoint} \leq \text{Capacity}$
75	1,000	75	$75 - 0.00001107 (v_p - 1,000)^2$
70	1,200	70	$70 - 0.00001160 (v_p - 1,200)^2$
65	1,400	65	$65 - 0.00001418 (v_p - 1,400)^2$
60	1,600	60	$60 - 0.00001816 (v_p - 1,600)^2$
55	1,800	55	$55 - 0.00002469 (v_p - 1,800)^2$

Notes: FFS = free-flow speed, v_p = demand flow rate (pc/h/ln) under equivalent base conditions.
 Maximum flow rate for the equations is capacity: 2,400 pc/h/ln for 70- and 75-mph FFS; 2,350 pc/h/ln for 65-mph FFS; 2,300 pc/h/ln for 60-mph FFS; and 2,250 pc/h/ln for 55-mph FFS.

Figura N° 2: Relación velocidad - flujo propuesta por el HCM 2010.

En la misma pueden advertirse ahora cinco diferentes VFL (en cambio de las cuatro correspondientes al HCM 2000) y un cambio en las ecuaciones para estimar la VMV. Con el fin de apreciar mejor las diferencias, la Tabla N° 1 ofrece las comparaciones de los puntos de quiebre y la estimación de la VMV para un flujo de 2000 automóviles equivalentes por hora por carril.

FFS (Km/h)	Qe máximo (a/h/c) para VMV = VFL		VMV (Km/h) para Qe = 2000 a/c/h	
	HCM 2000	HCM 2010	HCM 2000	HCM 2010
120	1300	1000	108,8	102,3
112	1420	1200	103,6	100,1
104	1540	1400	98,2	95,8
96	1660	1600	92,6	91,4
88	1780	1800	86,6	86,4

Tabla N° 1: Comparación curvas velocidad - flujo para HCM 2000 y 2010.

De la Tabla puede apreciarse que el rango para el cual la VMV resulta igual a la VFL se ha reducido apreciablemente en el HCM 2010 para las velocidades de flujo libre mayores. De

manera similar las velocidades medias de viaje para flujos cercanos a la capacidad muestran valores menores para las estimaciones según la metodología del HCM 2010.

El conocimiento de la velocidad de flujo libre (VFL) es de gran valor porque no está afectada por la interacción vehicular, por lo tanto refleja los efectos de la idiosincrasia del conductor, las características funcionales del vehículo, la calidad y condiciones de la vía, la regulación del tránsito y el medio ambiente. Como se advierte de lo expuesto previamente, la VFL resulta clave para poder estimar el nivel de servicio y capacidad de un tramo básico de autopista. El HCM 2000 define a la velocidad de flujo libre de un tramo básico de autopista como la velocidad media de los automóviles con flujos bajos o moderados (hasta un orden de 1300 autos por hora por carril), bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y carretera. La definición del HCM 2010 es similar, pero limita el flujo hasta un orden de 1000 autos por hora por carril.

Según ambos manuales la VFL se puede medir directamente en campo o bien calcularse a partir de una VFL base. Se indica que la medición en campo es el procedimiento más adecuado. Para el caso de calcularse a partir de una VFL base, ésta es modificada por varios factores según se detalla a continuación para cada una de las versiones en consideración.

$$\text{HCM2000 : VFL} = \text{VFLB} - f_{\text{LW}} - f_{\text{LC}} - f_{\text{N}} - f_{\text{ID}} \quad (2)$$

$$\text{HCM2010 : VFL} = 75,4 - f_{\text{LW}} - f_{\text{LC}} - 3,22 \text{TRD}^{0,84} \quad (3)$$

VFL: Velocidad de Flujo Libre en millas por hora (mph)

VFLB: Velocidad de Flujo Libre Base (75 mph para zona rural y 70 mph para zona urbana)

f_{LW} : Factor de ajuste por ancho de carril

f_{LC} : Factor de ajuste por obstrucciones laterales

f_{N} : Factor de ajuste por número de carriles

f_{ID} : Factor de ajuste por densidad de intercambiadores

TRD: Densidad total de rampas (rampas por milla)

Se advierte que el HCM2010 no considera el número de carriles, propone una VFLB única y modifica el factor de ajuste por densidad de intercambiadores.

Se reconoce que la pendiente y curvatura del tramo pueden influir de manera importante en la VFL, así como otros factores tampoco cuantificados que son el límite de velocidad, el nivel de aplicación de control del mismo, las condiciones de luminosidad y el clima.

3.- Estudios en Autopista Córdoba - Carlos Paz

3.1.- Tramo en Estudio

La autopista Córdoba-Carlos Paz también conocida con el nombre de “Justiniano Allende Posse”, une la ciudad capital de la provincia de Córdoba con la ciudad turística de Villa Carlos Paz, desde Distribuidor Variante Pueyrredón hasta el acceso a Villa Carlos Paz y totaliza una distancia de aproximadamente 22,5 kilómetros.

Atraviesa algunas urbanizaciones como 1º de Mayo, Yocsina, San Nicolás, etc. Presenta varios distribuidores como el Empalme con Variante Pueyrredón, los accesos a Primero de Mayo, Malagueño, Yocsina, empalme con Ruta Provincial C45 (hacia Alta Gracia) y el acceso a la Variante Costa Azul.

La Figura N° 3 muestra un plano general de la autopista donde pueden ubicarse algunas de las referencias previamente citadas.



Figura N° 3: Plano General Autopista Córdoba – Carlos Paz.

La actividad turística es la principal motivadora de los viajes los fines de semana, dado el gran centro de atracción que representa la ciudad de Villa Carlos Paz y todo el Valle de Punilla. Por otra parte Villa Carlos Paz funciona como ciudad del Área Metropolitana de Córdoba con una importante actividad en días hábiles.

El perfil transversal tiene dos calzadas de 7,50 m con banquetas externas pavimentadas en 2,50 m e internas pavimentadas en 1,00 m. El cantero central varía entre 12 y 23 m.

A los efectos del estudio y dada la presencia de la Estación de Peaje, que condiciona las velocidades, se consideraron cinco (5) tramos entre la estación de peaje y acceso a Villa Carlos Paz: el primero entre el distribuidor Barrio 1° de Mayo y el distribuidor Malagueño, el segundo desde allí hasta el distribuidor Yocsina, el tercero desde allí hasta el distribuidor Ruta C45 (Alta Gracia), el cuarto desde allí hasta el distribuidor Costa Azul, y el quinto desde allí hasta Carlos Paz. Fueron numerados del uno al cinco (1 a 5) en sentido Córdoba –Villa Carlos Paz y del seis al diez (6 a 10) en sentido Villa Carlos Paz- Córdoba

De la planialtimetría general del recorrido se extrajeron de cada tramo las longitudes de curvas horizontales y gradientes, como así también los gradientes ponderados

La Tabla N° 2 resume la información correspondiente a los sentidos Córdoba – Villa Carlos Paz (ida) y Villa Carlos Paz – Córdoba (vuelta). Se adoptó signo positivo para los gradientes de las rampas (ascenso) y negativo para los de las pendientes (descenso). Se consigna la longitud de los tramos y de las curvas horizontales (CH)

Tramo	Longitud (m)	Longitud CH (m)			
1-10	2470				
2-9	3200	813			
3-8	5430	2525			
4-7	5270	3875			
5-6	2400	1275			
Tramo IDA	Long. Grad (m)	Grad. Pond (%)	Tramo VTA	Long. Grad (m)	Grad. Pond (%)
1	1850	1,93	6	2050	4,33
2	3050	1,05	7	3450	-1,93
3	3150	2,37	8	3150	-2,55
4	3450	2,36	9	3050	-1,05
5	2050	-4,33	10	1850	-1,93

Tabla N° 2: Grad. (+): rampa, grad.(-): pendiente.

Los radios de las curvas horizontales están diseñados para permitir altas velocidades, varían entre 800 y 5000 m.

Se observa que desde Córdoba hacia Villa Carlos Paz en los cuatro primeros tramos hay ascenso y descenso en el quinto. Obviamente en el sentido Villa Carlos Paz – Córdoba la situación es a la inversa.

3.2.- Antecedentes de estudios de velocidades

En estudios anteriores (Baruzzi, 2006; Baruzzi et al 2008 a, b) se estudió el impacto de las pendientes y de las condiciones de luminosidad sobre las velocidades de flujo libre (VFL) y además se estimaron curvas velocidad flujo y se efectuaron comparaciones con las propuestas por el HCM 2000.

En los citados estudios se midieron, con la técnica del vehículo flotante, velocidades de flujo libre (VFL) y velocidades medias de viaje (VMV) en cada tramo. Se estimaron los flujos de automóviles equivalentes por carril (Q_e) en base a los datos de la estación de peaje. Mediante la relación entre flujo y velocidad se calculó la densidad. Debido a que en las observaciones de campo se contaba con relativamente pocos datos para flujos cercanos a la capacidad se complementaron los datos a través de estimaciones empleando un modelo de simulación (FRESIM) previamente calibrado para las condiciones locales.

Toda esta información se procesó para cada tramo y de manera separada para los viajes de día y los viajes de noche. Corresponde consignar que en esa época solamente se encontraban iluminados los intercambiadores, pero no los tramos básicos de autopista.

Los resultados obtenidos indicaron que el impacto de los gradientes sobre la VFL era superior al de la luminosidad. En efecto para los gradientes ascendentes (tanto de día como de noche) la VFL disminuye de manera mucho más marcada que para los gradientes descendentes. La Figura N° 4 muestra la relación encontrada.

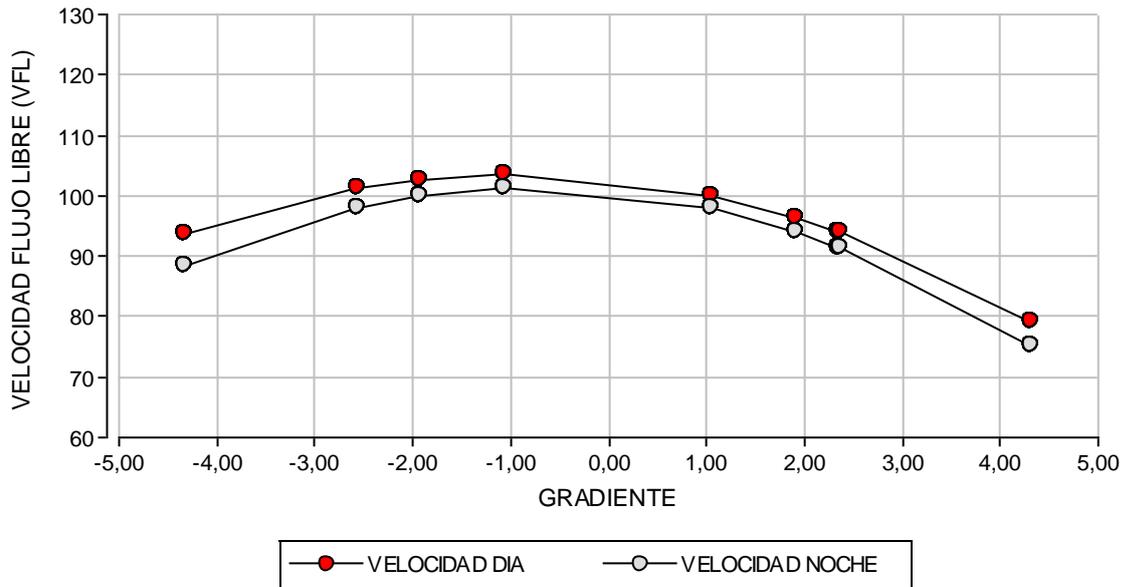


Figura N° 4: Influencia del gradiente y la luminosidad sobre la VFL. Mediciones Año 2006.

Para los gradientes ascendentes las velocidades en operación diurna y nocturna no diferían significativamente, en cambio para los gradientes descendentes se encontraron diferencias significativas. Los gradientes ascendentes reducen la VFL a valores similares tanto de día como de noche, en cambio para gradientes descendentes las velocidades diurnas resultan significativamente superiores. Se encontró también que las velocidades nocturnas presentaban menor desviación.

En lo referente a curvas velocidad - flujo se disponía de datos que permitían vincular VMV con Q_e para cada una de las VFL. Se procedió a calcular la regresión lineal de las velocidades medias de viaje (VMV - medidas y simuladas para las condiciones locales) con el flujo equivalente (Q_e), obteniéndose los valores consignados en la Tabla N° 3.

VFL	Parámetro	Parameter Value	t	P Value	R ²
90	Constante	93,09	103,1	0,0001	0,96
	Coef. Q_e	-0,0057	-8,08	0,015	
95	Constante	97,59	130,71	0,0001	0,98
	Coef. Q_e	-0,0072	-12,61	0,0062	
100	Constante	100,4	431,4	<0,0001	1
	Coef Q_e	-0,0064	-37,35	0,0007	
105	Constante	103,54	219,44	<0,0001	0,99
	Coeff Q_e	-0,007	-20,44	0,0024	
110	Constante	107,36	246,57	0,0026	0,99
	Coeff Q_e	-0,0059	-16,07	0,0396	

Tabla N° 3: Ecuaciones de regresión y estadísticos para condiciones locales

Corresponde consignar que la hipótesis que los coeficientes puedan ser iguales a cero puede ser rechazada con muy alto grado de significación. Considerando los resultados obtenidos, adoptando un coeficiente promedio para Q_e , la ecuación (4) es propuesta para las condiciones locales:

$$VMV = VFL - 0,0064 Q_e. \quad (4)$$

3.3.- Nuevas Mediciones

En el año 2011 se repitieron las mediciones de VFL y VMV en cada uno de los tramos en condiciones diurnas y nocturnas. Corresponde consignar que a partir del año 2010 la iluminación se extendió a la totalidad de la infraestructura, incluyendo todos los tramos básicos analizados.

Los resultados obtenidos permitieron verificar la no existencia de diferencias significativas entre los promedios de las VFL y VMV correspondientes a las mediciones anteriores y las nuevas (Baruzzi et al 2012).

La tabla N° 4 resume los promedios obtenidos para la VFL por tramo, en ida (1 a 5), en vuelta (6 a 10), de día, de noche en el año 2006 y 2011. Se invirtió el tramo 5 para mantener gradiente positivo a la IDA y negativo a la VUELTA, de esta forma se materializa una homogeneidad de gradientes en IDA (todos positivos) y VUELTA (todos negativos). Puede advertirse la marcada similitud de las medias entre ambas mediciones.

VELOCIDAD FLUJO LIBRE					
		2006		2011	
TRAMO	GRAD	DIA 2006	NOCHE 2006	DIA 2011	NOCHE 2011
1	1,93	89	90	88	90
2	1,05	104	102	99	102
3	2,37	97	94	97	97
4	2,36	94	95	95	97
5*	4,33	79	73	70	70
6*	-4,33	94	92	98	96
7	-1,93	101	97	103	97
8	-2,55	103	98	101	97
9	-1,05	109	104	108	106
10	-1,93	96	94	97	93

5*, 6* tramos invertidos

Tabla N° 4. Resumen de VFL promedio, años 2006 y 2011.

Sobre las velocidades medias de la Tabla N° 4 se realizó una prueba basada en dos muestras, prueba T de observaciones apareadas. La tabla N° 5 muestra los resultados obtenidos.

Prueba T (muestras apareadas)						
Obs(1)	Obs(2)	N	media (dif)	DE (dif)	T	Bilateral
IDA D06	IDA D11	5	2,8	4,15	1,51	0,2056
VTA D06	VTA D11	5	-0,8	2,39	-0,75	0,4954
VTA N06	VTA N11	5	-1,2	2,95	-0,91	0,4144
VTA D06	VTA N06	5	4,4	1,52	6,49	0,0029
VTA D11	VTA N11	5	3,2	2,28	3,14	0,0349

Tabla N° 5. Prueba T de observaciones apareadas.

Comparando las velocidades de flujo libre en operación diurna en ambos sentidos, las del año 2006 con las del 2011 en IDA (IDA D06 con IDA D11) y VUELTA (VTA D06 con VTA D11), en ambos casos no se obtuvieron diferencias significativas. Similar resultado se

obtuvo para la comparación de las velocidades de flujo libre en operación nocturna 2006 y 2011 en VUELTA (VTA N06 con VTA N11).

En cambio comparando las velocidades de flujo libre en operación diurna y nocturna en VUELTA para el año 2006 (VTA D06 con VTA N06) y 2011 (VTA D11 con VTA N11), en ambos casos sí se obtienen diferencias significativas, con valores menores correspondientes a operación nocturna. Es decir que con la iluminación en vigencia, las velocidades de flujo libre nocturnas siguen siendo menores a las diurnas. En la diferencia de medias puede advertirse del orden de 1 Km/h, es decir una pequeña mejora con iluminación que no alcanza a representar una diferencia significativa.

4.- Conclusiones sobre efecto de la pendiente y condiciones de luminosidad sobre la VFL

Los resultados obtenidos muestran claramente que las velocidades de flujo libre se han mantenido sin diferencias significativas entre las mediciones 2006 (sin iluminación artificial) y 2011 (con iluminación artificial). O sea que la media de las diferencias de las velocidades no es significativamente diferente de cero, por lo tanto se infiere que la iluminación artificial no origina un aumento de la velocidad en operación nocturna.

Empleando como variable explicativa de la velocidad media de flujo libre al gradiente, la variación de las velocidades se mantuvo en el tiempo tanto en operación diurna como nocturna con iluminación artificial. La variación describe una parábola con las ramas hacia abajo, con un valor máximo de velocidad media ligeramente desplazado a la izquierda del gradiente 0% y con la pendiente de la rama de los gradientes positivos mayor que la de los gradientes negativos, lo que revela una influencia más marcada de los gradientes positivos sobre las velocidades. Ver Figura N° 4.

Los gradientes positivos (ascendentes) disminuyen considerablemente ambas velocidades (diurnas y nocturnas) a valores del mismo orden de magnitud. En cambio los gradientes negativos (descendentes) ofrecen valores menores para operación nocturna. Este punto puede verificarse en la Tabla N° 4 en la comparación de operación diurna y nocturna de VUELTA (VTA D11 con VTA N11). Para este caso, con gradientes negativos, puede rechazarse con más del 95% de confiabilidad la hipótesis de igualdad de las medias.. Es decir que, con los datos relevados en el sentido Villa Carlos Paz – Córdoba, se encontró que las velocidades diurnas y nocturnas sí difieren significativamente a pesar de contar con iluminación artificial. Este resultado es similar al obtenido en las mediciones del año 2006 (VTA D06 con VTA N06) cuando la autopista no estaba iluminada.

Para una evaluación más global del efecto de la iluminación en la operación hay que considerar el impacto en la seguridad vial y en el ambiente por mayor consumo de energía. Si bien la corta longitud del tramo de análisis y el corto periodo de la situación con iluminación limitan la posibilidad de hacer una evaluación estadística de disminución de accidentes nocturnos, existen numerosos estudios que reportan dichos beneficios por iluminación artificial en autopistas (Rea et al,2009, Donnell et al,2009).

Se puede concluir entonces que según el comportamiento observado en la VFL nocturna de la autopista con iluminación continua no habría cambios en la capacidad de la autopista, pero sí pueden esperarse mejoras en la seguridad vial que justifican el impacto ambiental del mayor consumo de energía para la operación del sistema.

5.- Conclusiones sobre las curvas velocidad – flujo. Análisis comparativo con HCM 2010

Para la autopista estudiada, se advierte que las curvas de VMV se despegan del tramo horizontal de su VFL, para valores de Q_e mucho menores a los estipulados por el HCM 2010.

La Figura N° 5 muestra la comparación entre las curvas velocidad - flujo propuestas por el HCM 2010 (HCM) y las locales (LOC), para flujos entre 300 y 2000 automóviles por carril por hora. Se han graficado tres curvas del HCM 2010, las correspondientes a VFL de 112 Km/H (70 mph), 104 Km/h (65 mph) y 96 Km/h (60 mph) y también tres curvas locales, las correspondientes a 110 Km/h, 105 Km/h y 100 Km/h.

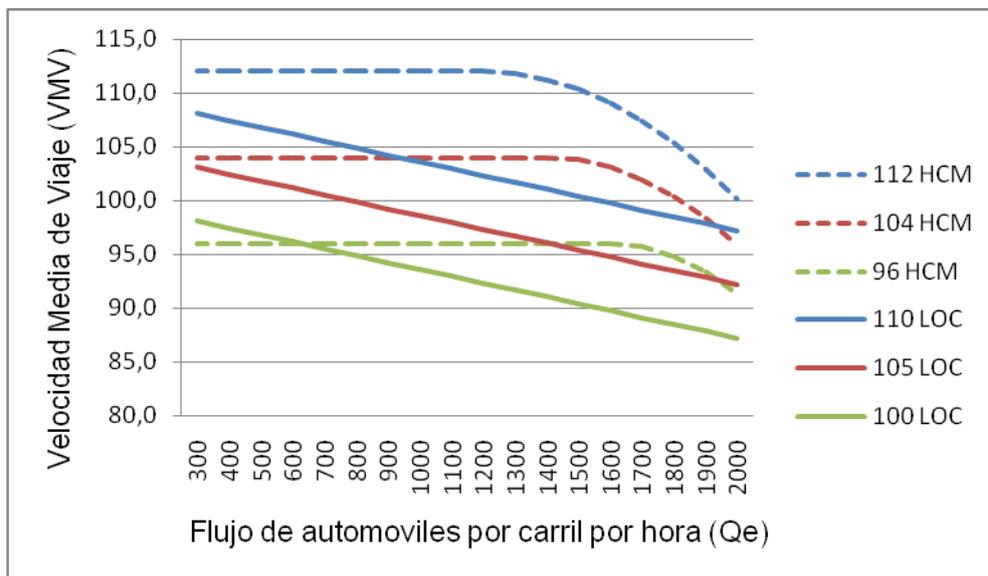


Figura N° 5: Comparación de Curvas velocidad - flujo

A medida que aumenta Q_e , las curvas de VMV locales se desprenden de las previstas por el HCM 2010, variando con una ley lineal negativa (representada por la ecuación 4). Como consecuencia ambas curvas continúan separándose, hasta que las estipuladas por el HCM comienzan a disminuir, en este caso más rápidamente (efecto congestión).

Corresponde señalar que el tipo de relación lineal resulta similar a la prevista por el HCM 2010 para carreteras de dos carriles indivisas (sin la incidencia de zonas de no sobrepaso), pero en este caso con una pendiente menor. También resultan similares a las encontradas en autopistas de Chile (Thenoux y Lastra, 2005).

De acuerdo al análisis efectuado se concluye que para autopistas de dos carriles en cada dirección y en zona ondulada, considerando las características locales de los vehículos y conductores, la VMV decrece aproximadamente 1 km/h para cada incremento del flujo equivalente de 150 autos por hora por carril.

Se considera que esto puede explicarse principalmente por la mayor variabilidad de las VMV. La mayor desviación estándar puede producirse debido al parque vehicular (mezcla de vehículos nuevos y viejos) y al comportamiento heterogéneo de los conductores.

La ordenada al origen de las curvas flujo velocidad, que es la velocidad de flujo libre (VFL), resulta de gran importancia sobre todo para densidades bajas. Su estimación a través de la VFLB propuesta por el HCM 2010 (representada por la ecuación 3), para los anchos de carriles y banquetas de las autopistas argentinas en zonas rurales, determina VFL del orden de 120 Km/h. Los valores medidos en la autopista en estudio fueron sustancialmente menores y sensibles a las pendientes, lo que ratifica la importancia de establecer la VFL con mediciones de campo, o bien formulando un modelo local para su estimación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baruzzi A.G. (2006) *Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM 2000 en autopistas*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Mención Transporte. Universidad Nacional de Córdoba
- Baruzzi A., Galarraga J., Herz M (2008 a) *Effects of grades and visibility on Freeway Flow Speeds*. 6th International Conference on Traffic and Transportation Studies. American Association of Civil Engineers ASCE, Beijing Jiatong University, China.
- Baruzzi A., Galarraga J., Herz M (2008 b) *Speed Flow Curves in Argentinean Freeways*. 6th International Conference on Traffic and Transportation Studies. American Association of Civil Engineers ASCE, Beijing Jiatong University, China.
- Baruzzi A., Galarraga J., Herz M (2012) *Efecto de la iluminación sobre la velocidad de flujo libre en autopistas*. XVI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Córdoba, Argentina.
- Dirección Nacional de Vialidad (1967) *Normas de diseño geométrico de caminos rurales*. Ing F. Ruhle., Buenos Aires, Argentina
- Donnell E., Shankar V., Larson T. (2009) *Analysis of Safety Effects for the Presence of Roadway Lighting*. Report for NCHRP Project 5-19, Transportation Research Board , National Research Council, Washington, DC
- HRB (1965) *Highway Capacity Manual 1965*, Special Report 87, Highway Research Board Washington D.C., EEUU.
- Rea, M., Bullough J., Fay C., Brons J. (2009) *Review of the Safety Benefits and Other Effects of Roadway Lighting*. Report for NCHRP Project 5-19, Transportation Research Board , National Research Council, Washington, DC,
- Thenoux G., Lastra S. (2005) *Producing a free-flow model for the first Chilean freeway using Highway Capacity Manual 2000*, Journal of Transportation Engineering, 131, 12, 961-962.
- TRB (2000) *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., EEUU.
- TRB (2010) *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., EEUU.