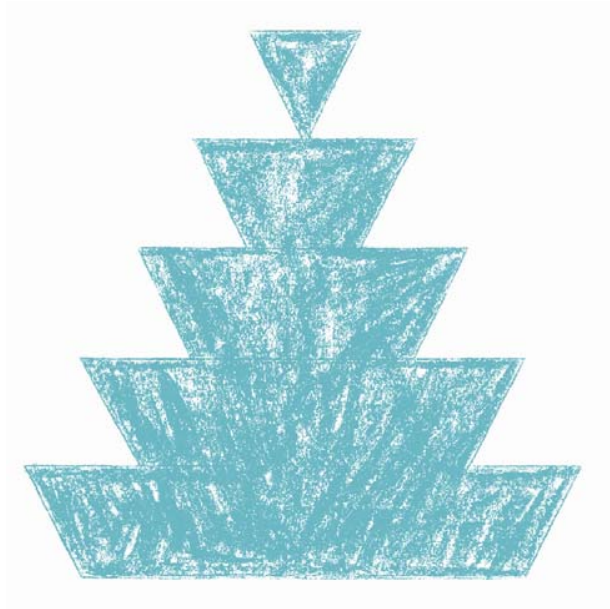


PLAN PARCIAL SECTOR- US14-02-01
“CONDADO DE ALHAMA” ALHAMA DE MURCIA



ANEXOS:

- A-2. EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES.**
- A-3. SANEAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.**
- A-4. ABASTECIMIENTO DE AGUA.**
- A-5. ESTUDIO DE TRÁFICO SISTEMA VIARIO.**

Promotor ALHAMA GOLF RESORT S.L.



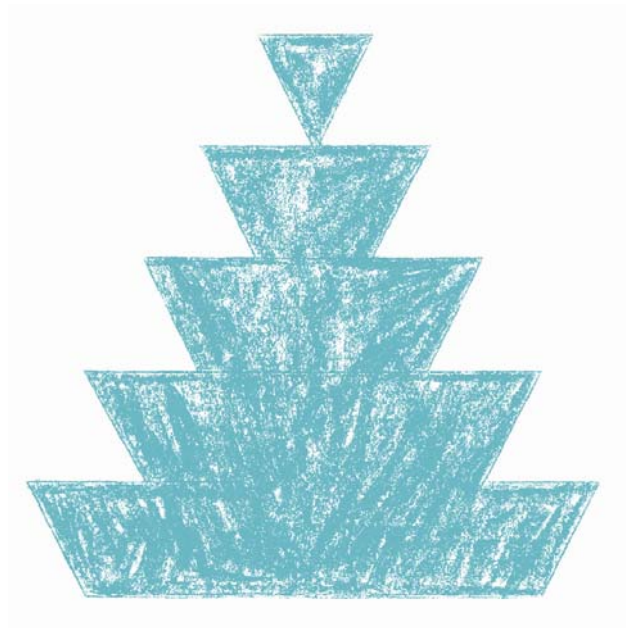
Agosto de 2006



PLAN PARCIAL SECTOR- US14-02-01

“CONDADO DE ALHAMA”

ALHAMA DE MURCIA



ANEXO A-2. EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES

Promotor

ALHAMA GOLF RESORT S.L.

P O L A R I S W O R L D



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

ÍNDICE

1.- Objeto

2.- Bases de cálculo

- 2.1.- Método racional americano
- 2.2.- Cálculo hidráulico de los colectores
- 2.3.- Precipitación máxima en veinticuatro horas
- 2.4.- Tiempo de concentración

3.- Datos

- 3.1.- Periodo de retorno
- 3.2.- Velocidad máxima
- 3.3.- Material
- 3.4.- Coeficientes de escorrentía
- 3.5.- Tiempos de ingreso
- 3.6.- Precipitación máxima de cálculo en veinticuatro horas

4.- Cálculo

5.- Conclusiones

1.- Objeto

El objeto del presente estudio es el diseño y predimensionamiento del sistema general de saneamiento de aguas pluviales del sector US-14-02-01, denominado Condado de Alhama, del PGMO de Alhama de Murcia, aprobado inicialmente el día 24 de febrero de 2005 (BORM de 7 de marzo).

El presente estudio se incorpora como anexo al Plan Parcial correspondiente, al contener los criterios previos que pueden condicionar el diseño del mismo, sin perjuicio de realizarse la cuantificación, evaluación y diseño definitivo de la red en el proyecto de urbanización que desarrolle los presentes criterios y parámetros utilizados.

De este modo, el presente anexo, ha servido para fijar las rasantes definitivas de viario, así como para determinar las cuencas vertientes y las condiciones topográficas que permitirán la evacuación de aguas pluviales, tanto en superficie, como canalizadas.

El estudio se ha realizado conjuntamente con el contiguo sector US 14-02-02, ya que constituyen una unidad física y de diseño, obteniendo conclusiones más generales que tienden a objetivar el problema real de evacuación de aguas pluviales de toda la zona.

2.- Bases de cálculo

El cálculo hidráulico de la red de saneamiento de pluviales se ha realizado con la ayuda de una hoja de cálculo diseñada al efecto.

La hoja de cálculo se basa principalmente en dos formulaciones:

1. El método racional americano para la determinación del caudal. La intensidad de la precipitación de cálculo se determina mediante la fórmula de Témez.
2. La fórmula de Manning-Strickler para el cálculo hidráulico de los colectores



2.1.- Método racional americano

Los caudales circulantes en cada punto se han calculado mediante la siguiente expresión:

$$Q = k C I A / 360$$

Siendo Q el caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo; k, un coeficiente corrector; C, el coeficiente de escorrentía, adimensional; I, la intensidad horaria del aguacero de cálculo, en milímetros por hora; y A, el área de la cuenca, en hectáreas.

En el caso de aplicación en cuencas españolas, se recomienda la adopción de un coeficiente corrector de un entero y dos décimas.

Conocida la precipitación máxima diaria, correspondiente al periodo de retorno elegido, y el tiempo de concentración, la intensidad del aguacero de cálculo se determina según la siguiente formulación, propuesta por Témez:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{1,395 - t^{0,1}}{0,395}}$$

Siendo I_t la intensidad del aguacero de cálculo, en milímetros por hora; I_d , la intensidad máxima en veinticuatro horas, en milímetros por hora; I_1 , la intensidad máxima en una hora, en milímetros por hora; y t, el tiempo de concentración, en horas.

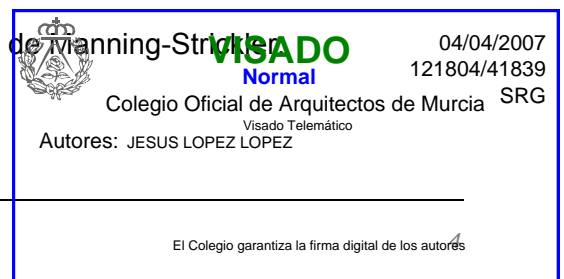
El coeficiente de escorrentía se estima empíricamente.

El valor de la precipitación máxima de cálculo en veinticuatro horas es proporcionado por el usuario.

El tiempo de concentración depende del tiempo de ingreso, proporcionado por el usuario, y del tiempo de recorrido por los colectores. Este se determina como el cociente entre la longitud del colector y la velocidad media del fluido.

2.2.- Cálculo hidráulico de los colectores

El dimensionado hidráulico se ha realizado con la fórmula de Manning-Strickler



$$v = \frac{R_H^{2/3} \sqrt{J}}{n}$$

Siendo v la velocidad media del fluido en metros por segundo; R_H , el radio hidráulico, en metros; J , la pendiente de la línea de carga, en tanto por uno; y n , el coeficiente de Manning, en unidades homogéneas (en este caso, $m^{1/3}/s$).

El radio hidráulico se calcula como el cociente entre la sección mojada y el perímetro mojado. Para una sección circular parcialmente llena, su valor se halla como:

$$S = 0,5 (\alpha - \text{sen } \alpha) R^2$$

$$p = \alpha R$$

$$y = [1 - \cos (0,5 \alpha)] R$$

Siendo S la sección mojada, en metros cuadrados; R , el radio interior de la tubería, en metros; p , el perímetro mojado, en metros; y α , el ángulo mojado, en radianes.

Los valores obtenidos de la velocidad y el caudal no se han corregido para tener en cuenta la fricción entre el agua y el aire en el interior del conducto.

El número de Froude es el cociente entre la velocidad media del fluido y la velocidad media en régimen crítico. Para un determinado caudal y diámetro, la velocidad crítica se determina resolviendo la siguiente ecuación:

$$\frac{Q^2 b}{g S^3} = 1$$

$$b = 2 \text{ sen } (0,5 \alpha) R$$

Siendo b el ancho de la lámina libre, en metros; y g , la aceleración de la gravedad, en metros por segundo.

2.3.- Precipitación máxima en veinticuatro horas

El valor de la precipitación máxima de cálculo en veinticuatro horas se ha obtenido de la aplicación informática anexa a la obra *Máximas llluvias diarias en la España Peninsular*, elaborada por el CEDEX para la Dirección General de Carreteras, y publicada por el Ministerio de Fomento (edición de 1999).

Dicha obra analiza estadísticamente los datos de las 1.545 estaciones con 30 o más años de registro, agrupándolas en 26 regiones. Se supone que la distribución de frecuencia es similar en todas las estaciones de la misma región. De esta forma, se hallan leyes de frecuencia para las 26 regiones, que luego son reescaladas según la estación.

La función de distribución tomada es la función SQRT-ET max.

2.4.- Tiempo de concentración

En el caso de cuencas naturales, el tiempo de concentración se ha estimado según la siguiente expresión

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

Siendo T_c el tiempo de concentración en horas; L, la longitud del cauce principal, en kilómetros; y J, la pendiente del cauce principal, en tanto por uno.

3.- Datos

3.1.- Periodo de retorno

Se está diseñando una red que recoja las aguas entregadas por distintos sectores urbanísticos. Por ello, se ha considerado suficiente tomar un periodo de retorno propio para el diseño de la red de un sector urbanístico: **5 años**, entendiendo que diseñar la red para un periodo mayor no sería coherente (se estaría calculando la red para incorporar un caudal mucho mayor del que le puede llegar).

3.2.- Velocidad máxima

Se ha establecido la velocidad máxima de las aguas en 5 metros por segundo.

3.3.- Material

Se suponen conducciones de hormigón sin revestir, con un coeficiente de Manning-Strickler de 0,015 m^{1/3}/s.

3.4.- Coeficientes de escorrentía

Se han tomado valores de escorrentía a partir de la bibliografía consultada (Aurelio Hernández Muñoz, *Saneamiento y alcantarillado*, 5ª ed., 1997, pp. 216 y ss):

1. Superficies pavimentadas: 0,85.
2. Zona residencial mixta (unifamiliar y colectiva): 0,60.
3. Zonas verdes: 0,15.
4. Equipamientos y similares: 0,40.

Basándose en la experiencia adquirida en zonas próximas, se considera que el valor del coeficiente de escorrentía será más o menos de 0,225.

3.5.- Tiempos de ingreso

Se ha supuesto un tiempo de ingreso general de 750 segundos.

En el caso de la cuenca natural mayor, el tiempo de ingreso se ha calculado a partir de la longitud y de la pendiente media del cauce principal, resultando:

$$J = 25,5 / 1.500 = 0,017$$

$$T_c = 0,3 \left(\frac{1,5}{0,017^{1/4}} \right)^{0,76} = 0,885 \text{ horas}$$

$$0,885 \times 3.600 = 3.200 \text{ s}$$

3.6.- Precipitación máxima de cálculo en veinticuatro horas

Para la consulta de la precipitación máxima de cálculo en veinticuatro horas, se han tomado las coordenadas UTM en el inicio del eje 4: (645.000; 4.178.000), huso 30.

Para un periodo de retorno de 5 años, la precipitación máxima de cálculo en el área de estudio es de 68 mm/día.

4.- Cálculo

Los cálculos realizados se resumen en la tabla que figura en planos de proyecto, y arrojan las magnitudes recogidas en dicha documentación.

5.- Conclusiones

Se propone el sistema de saneamiento de aguas pluviales representado en los planos adjuntos, que supone la recogida de aguas pluviales en dos cuencas vertientes, manteniendo el actual sentido de evacuación superficial de las aguas por escorrentia, dirigidas según los planos, hacia el río Guadalentín, al noroeste de la actuación, y hacia la Rambla de El Albuñón, al este.

Como se ha indicado anteriormente los criterios anteriormente expuestos son un primer avance que deberá ser desarrollado en el correspondiente proyecto de urbanización, y tramitado de acuerdo con las instrucciones de los organismos afectados, especialmente de la Confederación Hidrográfica del Segura.

JESÚS LÓPEZ LÓPEZ

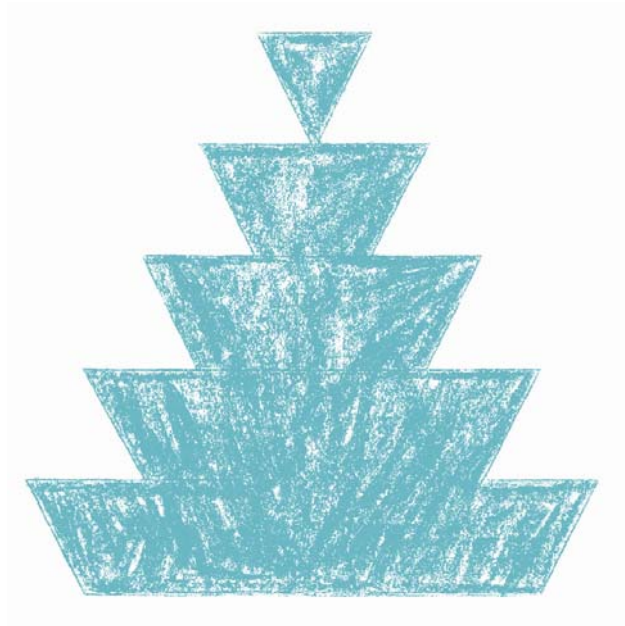
ARQUITECTO



PLAN PARCIAL SECTOR- US14-02-01

“CONDADO DE ALHAMA”

ALHAMA DE MURCIA



ANEXO A-3. SANEAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Promotor

ALHAMA GOLF RESORT S.L.

P O L A R I S W O R L D



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

ÍNDICE

1.- Objeto

2.- Bases de cálculo

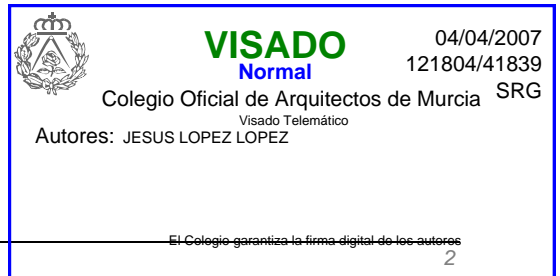
- 2.1.- Caudales de diseño
- 2.2.- Conducciones en carga
- 2.3.- Conducciones en gravedad

3.- Datos

4.- Cálculo

- 4.1.- Impulsiones
- 4.2.- Colectores

5.- Conclusiones



1.- Objeto

El objeto del presente estudio es el diseño y predimensionamiento del sistema general de saneamiento de aguas residuales del sector US-14-02-01, denominado Condado de Alhama, del PGMO de Alhama de Murcia, aprobado inicialmente el día 24 de febrero de 2005 (BORM de 7 de marzo).

El presente anexo se realiza como estudio previo al correspondiente proyecto de urbanización, a los efectos de determinar los condicionantes que pudieran afectar al diseño del presente Plan Parcial, y en cumplimiento de la legislación vigente, con objeto de dar la mayor coherencia y rigurosidad a los estudios de infraestructuras desde el propio Plan Parcial.

2.- Bases de cálculo

2.1.- Caudales de diseño

Se ha supuesto que los caudales de agua residual son directamente proporcionales a los caudales de agua potable abastecidos obtenidos anteriormente. Se ha tomado un factor de proporcionalidad del 85%.

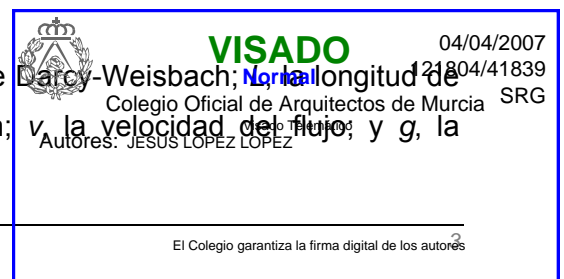
Como caudal medio, se toma el caudal de diseño dividido por el factor de caudal punta de las zonas residenciales (2,4). Como caudal mínimo, se toma la mitad del caudal mínimo.

2.2.- Conducciones en carga

Para el cálculo de las pérdidas continuas en conductos cerrados, se ha empleado la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$dH = \frac{f L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Donde el coeficiente f es el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach; L , la longitud de la conducción; D , el diámetro interno de la conducción; v , la velocidad de flujo; y g , la aceleración de la gravedad.



Para la determinación del factor f , se ha empleado la fórmula de Colebrook-White, por su sencillez y por ser aplicable a cualquier régimen. La expresión de esta fórmula es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K}{3,71 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Donde f es el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach; K , la rugosidad absoluta de la conducción; D , el diámetro interno de la conducción; y Re , el número de Reynolds, que depende de la velocidad del flujo V , del diámetro de la conducción D y de la viscosidad cinemática del fluido ν :

$$Re = \frac{V D}{\nu}$$

La formulación de Colebrook-White ha de resolverse por tanteos.

2.3.- Conducciones en gravedad

El cálculo hidráulico de los colectores en gravedad se ha realizado empleando la fórmula de Manning.

3.- Datos

Los caudales de agua potable abastecidos son:



Caudales abastecidos

Zona	Superficie	Uso	Caudal medio		Caudal punta	
			Dotación	Caudal	Factor	Caudal
1	238.751	Residencial 1	3,259	778	2,4	21,6
2	165.969	Residencial 1	3,259	541	2,4	15,0
3	160.922	Residencial 1	3,259	524	2,4	14,6
4a	87.260	Residencial 1	3,259	284	2,4	7,9
4b	87.914	Residencial 1	3,259	286	2,4	8,0
5a	229.785	Residencial 1	3,259	749	2,4	20,8
5b	187.062	Residencial 1	3,259	610	2,4	16,9
5c	96.941	Residencial 1	3,259	316	2,4	8,8
6	62.000	Residencial 1	3,259	202	2,4	5,6
7a	96.164	Residencial 1	3,259	313	2,4	8,7
7b	86.699	Residencial 1	3,259	283	2,4	7,8
7c	90.525	Residencial 1	3,259	295	2,4	8,2
8	224.304	Residencial 1	3,259	731	2,4	20,3
9	254.669	Residencial 1	3,259	830	2,4	23,1
A	87.075	Residencial 1	3,259	284	2,4	7,9
B	15.369	Residencial 1	3,259	50	2,4	1,4
C	41.356	Residencial 1	3,259	135	2,4	3,7
D	1.425.469	Residencial 2	3,857	5.498	2,4	152,7
E	75.234	Comercial	2,0	150	4,8	8,4
F	228.709	Equipamiento	2,0	457	4,8	25,4
G	266.807	Equipamiento	2,0	534	4,8	29,6
H	171.677	Equipamiento	2,0	343	4,8	19,1
I	100.788	Equipamiento	2,0	202	4,8	11,2
			14.395		446,7	

En impulsiones, se suponen conducciones de polietileno de alta densidad, con una rugosidad de 0,2 mm. Se supone una viscosidad cinemática del fluido de 1,3 mm²/s.

En colectores en gravedad, se supone un coeficiente de Manning-Strickler de 0,01 m^{1/3}/s.

4.- Cálculo

4.1.- Impulsiones

Se han previsto un total de cuatro bombes. Los caudales de diseño para cada uno de los bombes son:



Caudales de diseño para el bombeo

Bombeo	Zona	Proporción	Caudal (l/s)
	6	1,00	5,6
	5a	0,10	2,1
			7,7
1		0,85	6,5
Bombeo 1			
	1	1,00	7,7
	1	0,85	18,4
	2	1,00	15,0
	3	1,00	14,6
	4a	1,00	7,9
	4b	1,00	8,0
	5a	0,90	18,7
			90,3
2		0,85	76,8
Bombeo 2			
	5b	1,00	16,9
	5c	1,00	8,8
	7a	1,00	8,7
			34,4
3		0,85	29,2
Bombeo 3			
	7b	1,00	7,8
	7c	1,00	8,2
	1	0,15	3,2
	B	1,00	1,4
	C	1,00	3,7
			58,7
4		0,85	49,9

A continuación, se procede al cálculo de las pérdidas en cada bombeo, con diámetros diferentes. El material adoptado es polietileno de alta densidad.

El bombeo número 1 tiene una longitud de 500 m y ha de salvar una diferencia de cotas de 3,5 m (el cálculo de la potencia requerida es aproximado).



VISADO 04/04/2007
Normal 121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

Bombeo número 1

Diámetro nominal mm	Diámetro interior mm	Velocidad m/s	Altura velocidad m	Número de Reynolds	Coefficiente Darcy Weisbach	Pérdida unitaria m/km	Pérdida cont. total m	Potencia teórica kW	Potencia en bornes kW
125	102,2	0,79	0,032	62.292	0,0259	8,098	4,049	0,48	0,75
140	114,6	0,63	0,020	55.551	0,0256	4,526	2,263	0,37	0,57
160	130,8	0,48	0,012	48.671	0,0255	2,322	1,161	0,30	0,46

Se adopta una conducción PEAD 125.

El bombeo número 2 tiene una longitud de 2.500 m y ha de salvar una diferencia de cotas de 30,90 m (el cálculo de la potencia requerida es aproximado).

Bombeo número 2

Diámetro nominal mm	Diámetro interior mm	Velocidad m/s	Altura velocidad m	Número de Reynolds	Coefficiente Darcy Weisbach	Pérdida unitaria m/km	Pérdida cont. total m	Potencia kW	Potencia en bornes kW
315	257,8	1,47	0,110	291.773	0,0196	8,404	21,011	39,1	61,1
355	290,6	1,16	0,068	258.841	0,0194	4,553	11,383	31,9	49,8
400	327,4	0,91	0,042	229.747	0,0191	2,481	6,202	28,0	43,7

Se adopta una conducción PEAD 355.

El bombeo número 3 tiene una longitud de 860 m y ha de salvar una diferencia de cotas de 19,80 m (el cálculo de la potencia requerida es aproximado).

Bombeo número 3

Diámetro nominal mm	Diámetro interior mm	Velocidad m/s	Altura velocidad m	Número de Reynolds	Coefficiente Darcy Weisbach	Pérdida unitaria m/km	Pérdida cont. total m	Potencia kW	Potencia en bornes kW
200	163,6	1,39	0,098	174.810	0,0327	19,682	16,926	10,5	16,4
250	204,6	0,89	0,040	139.780	0,0308	6,055	5,207	7,2	11,2
315	257,8	0,56	0,016	110.935	0,0291	1,803	1,550	6,1	9,6

Se adopta una conducción PEAD 250.

El bombeo número 4 tiene una longitud de 1.060 m y ha de salvar una diferencia de cotas de 13,10 m (el cálculo de la potencia requerida es aproximado).

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	SRG

Bombeo número 4

Diámetro nominal mm	Diámetro interior mm	Velocidad m/s	Altura velocidad m	Número de Reynolds	Coefficiente Darcy Weisbach	Pérdida unitaria m/km	Pérdida cont. total m	Potencia kW	Potencia en bornes kW
250	204,6	1,52	0,117	238.870	0,0207	11,892	12,605	12,6	19,7
315	257,8	0,96	0,047	189.576	0,0202	3,646	3,865	8,3	13,0
355	290,6	0,75	0,029	168.179	0,0200	1,985	2,104	7,4	11,6
400	327,4	0,59	0,018	149.276	0,0199	1,087	1,152	7,0	10,9

Se adopta una conducción PEAD 315.

4.2.- Colectores

Se adopta como diámetro mínimo el valor de 400 mm.

Se han comprobado diversos tramos de la red, particularmente el comprendido entre la confluencia de los dos bombes principales y el entronque con el emisario a la depuradora. Los caudales a considerar en este tramo en particular son:

Caudales en el último tramo

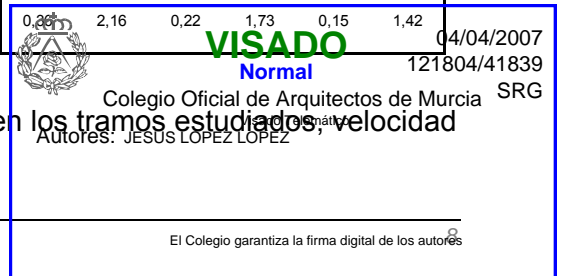
Descripción	Caudal abastecido	Caudal residuales
Unión de los dos bombes	140,2	119,2
Entronque zona terciaria	148,6	126,3
Entronque zonas 8 y 9	192,0	163,2
Entronque última zona	199,9	169,9
Emisario a depuradora	446,7	379,7

Las velocidades en los distintos tramos figuran en la siguiente tabla:

Cálculo hidráulico de los colectores

Tramo	Caudal			Número Manning m ^{1/3} /s	Pendiente m/m	Diámetro		Sección llena		Caudal de diseño		Caudal medio		Caudal mínimo	
	Diseño l/s	Medio l/s	Mínimo l/s			Exacto mm	Comerc. mm	Caudal m ³ /s	Velocidad m/s	Calado m	Velocidad m/s	Calado m	Velocidad m/s	Calado m	Velocidad m/s
1	6,5	2,71	1,35	0,014	0,0100	112	400	0,193	1,54	0,05	0,71	0,03	0,55	0,02	0,44
1	6,5	2,71	1,35	0,014	0,0200	98	400	0,273	2,18	0,04	0,91	0,03	0,70	0,02	0,56
2	76,8	32,00	16,00	0,014	0,0110	278	400	0,203	1,61	0,17	1,50	0,11	1,18	0,08	0,96
2	76,8	32,00	16,00	0,014	0,0050	322	400	0,137	1,09	0,21	1,12	0,13	0,89	0,09	0,73
3	119,2	49,67	24,83	0,014	0,0065	362	400	0,156	1,24	0,26	1,37	0,16	1,10	0,11	0,91
3	126,3	52,63	26,31	0,014	0,0160	312	400	0,245	1,95	0,20	1,96	0,13	1,55	0,09	1,27
3	126,3	52,63	26,31	0,014	0,0015	487	500	0,136	0,69	0,38	0,79	0,22	0,65	0,15	0,54
3	163,2	68,00	34,00	0,014	0,0010	578	600	0,180	0,64	0,45	0,72	0,26	0,59	0,18	0,49
3	169,9	70,79	35,40	0,014	0,0010	587	600	0,180	0,64	0,46	0,73	0,26	0,60	0,18	0,50
4	379,7	158,21	79,10	0,014	0,0100	515	600	0,570	2,02	0,26	2,16	0,22	1,73	0,15	1,42

Se observa que la velocidad mínima es de 0,49 m/s en los tramos estudiados, velocidad suficiente dado que se trata de aguas fecales.



5.- Conclusiones

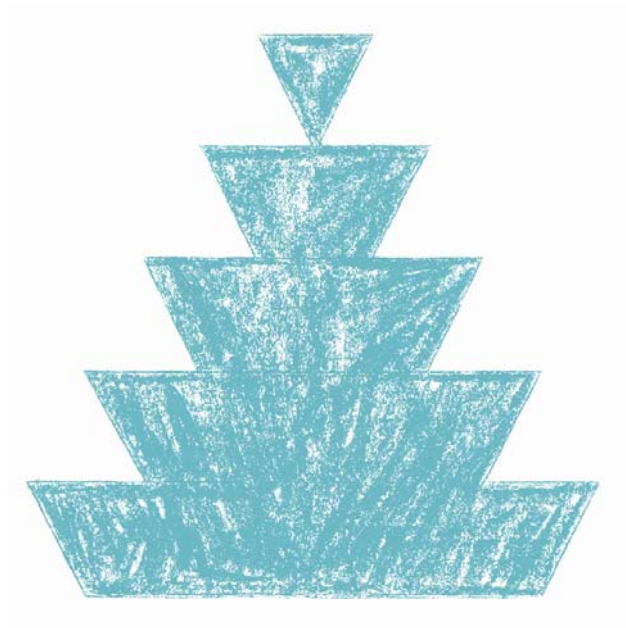
Se propone el sistema de saneamiento de aguas residuales representado en los planos correspondientes de proyecto del presente Plan Parcial, que deberán, no obstante, ser completados y pormenorizadamente dimensionados y diseñados en el Proyecto de Urbanización que lo desarrolle.



PLAN PARCIAL SECTOR- US14-02-01

“CONDADO DE ALHAMA”

ALHAMA DE MURCIA



ANEXO A-4. ABASTECIMIENTO DE AGUA

Promotor

ALHAMA GOLF RESORT S.L.

P O L A R I S W O R L D



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

ÍNDICE

1.- Objeto

2.- Bases de cálculo

- 2.1.- Dotaciones y factores punta
- 2.2.- Conducciones
- 2.3.- Depósito de regulación

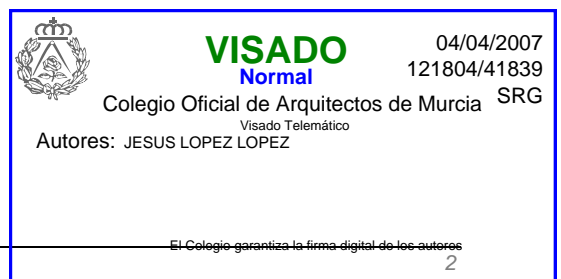
3.- Datos

4.- Cálculo

- 4.1.- Densidades
- 4.2.- Conducción general
- 4.3.- Red general de abastecimiento del sector núm. 1
- 4.4.- Capacidad del depósito de regulación

5.- Conclusiones

- 5.1.- Depósito de regulación
- 5.2.- Conducción general
- 5.3.- Red general de abastecimiento del sector núm. 1



1.- Objeto

El objeto del presente estudio es el diseño y predimensionamiento del sistema general de abastecimiento del sector US-14-02-01 del PGMO de Alhama de Murcia, delimitado por la Modificación del mismo número 23-R, y recogido en la Revisión en tramitación, aprobada inicialmente el día 24 de febrero de 2005 (BORM de 7 de marzo).

El presente anexo tiene por objeto el estudio y dimensionamiento previo de la instalación de abastecimiento de agua, a los efectos de servir de base al diseño recogido en el presente Plan Parcial, sin perjuicio del desarrollo pormenorizado que habrá de realizarse en el correspondiente Proyecto de Urbanización.

Dada la ejecución coordinada que próximamente se realizará con el Sector US 14-02-02, se ha realizado el estudio conjunto para prever las infraestructuras unitarias de abastecimiento a ambos sectores.

2.- Bases de cálculo

2.1.- Dotaciones y factores punta

Las dotaciones y factores punta considerados en el cálculo son los recogidos en el siguiente cuadro:

Dotaciones y factores punta

Uso	Dotación	Factor punta
Residencial	190 l/hab·d	2,4
Comercial	2,0 l/m ² ·d	5
Equipamiento	2,0 l/m ² ·d	5

Para el cálculo del consumo de agua, se suponen:

- Uso residencial: 3,5 habitantes por vivienda.



- Uso comercial: 1 empleado por cada 20 metros cuadrados, con una dotación de 40 litros por empleado y día.
- Equipamiento: el mismo consumo que para el uso comercial.

2.2.- Conducciones

Para determinar el diámetro necesario, se ha supuesto una velocidad máxima de uno coma dos metros por segundo (1,2 m/s).

Para el cálculo de las pérdidas continuas en conductos cerrados, se ha empleado la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$dH = \frac{f L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Donde el coeficiente f es el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach; L , la longitud de la conducción; D , el diámetro interno de la conducción; v , la velocidad del flujo; y g , la aceleración de la gravedad.

Para la determinación del factor f , se ha empleado la fórmula de Colebrook-White, por su sencillez y por ser aplicable a cualquier régimen. La expresión de esta fórmula es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K}{3,71 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Donde f es el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach; K , la rugosidad absoluta de la conducción; D , el diámetro interno de la conducción; y Re , el número de Reynolds, que depende de la velocidad del flujo V , del diámetro de la conducción D y de la viscosidad cinemática del fluido ν :

$$Re = \frac{V D}{\nu}$$

La formulación de Colebrook-White ha de resolverse por tanteos.



2.3.- Depósito de regulación

Para determinar la capacidad del depósito de regulación, se ha considerado un factor punta diario del 50%.

Se acumula al anterior un incendio de doce (12) horas de duración. Se ha supuesto el funcionamiento simultáneo de dos hidrantes, con un caudal unitario de ocho coma cuatro (8,4) litros por segundo, de acuerdo con la Norma Tecnológica de Edificación.

3.- Datos

Se tienen los siguientes parámetros generales:

1. Sector 1.

- a) Número de viviendas: 10.834 vdas.
- b) Superficie total de zonas residenciales: 2.212.765 m².
- c) Superficie total de zonas comerciales y hoteleras: 75.234 m².

2. Sector 2.

- a) Número de viviendas: 8.235 vdas.
- b) Superficie total de zonas residenciales: 1.425.469 m².

Asimismo, se dispone de un plano con la distribución y área de las zonas que componen los sectores 1 y 2.

Se suponen conducciones de fundición dúctil, con una rugosidad de 1 mm. Se supone una viscosidad cinemática del fluido de 1 mm²/s.



4.- Cálculo

4.1.- Densidades

Para el sector 1, el número de viviendas por hectárea de zona residencial es:

$$10.834 / 221,3 = 49 \text{ vdas/Ha}$$

Para el sector 2, es:

$$8.235 / 142,5 \approx 58 \text{ vdas/Ha}$$

4.2.- Conducción general

Con las hipótesis reseñadas, se ha elaborado el siguiente cuadro para el cálculo de la demanda:

Cálculo de caudales

Zona	Superficie	Uso	Caudal medio		Caudal punta	
			Dotación	Caudal	Factor	Caudal
1	238.751	Residencial 1	3,259	778	2,4	21,6
2	165.969	Residencial 1	3,259	541	2,4	15,0
3	160.922	Residencial 1	3,259	524	2,4	14,6
4a	87.260	Residencial 1	3,259	284	2,4	7,9
4b	87.914	Residencial 1	3,259	286	2,4	8,0
5a	229.785	Residencial 1	3,259	749	2,4	20,8
5b	187.062	Residencial 1	3,259	610	2,4	16,9
5c	96.941	Residencial 1	3,259	316	2,4	8,8
6	62.000	Residencial 1	3,259	202	2,4	5,6
7a	96.164	Residencial 1	3,259	313	2,4	8,7
7b	86.699	Residencial 1	3,259	283	2,4	7,8
7c	90.525	Residencial 1	3,259	295	2,4	8,2
8	224.304	Residencial 1	3,259	731	2,4	20,3
9	254.669	Residencial 1	3,259	830	2,4	23,1
A	87.075	Residencial 1	3,259	284	2,4	7,9
B	15.369	Residencial 1	3,259	50	2,4	1,4
C	41.356	Residencial 1	3,259	135	2,4	3,7
D	1.425.469	Residencial 2	3,857	5.498	2,4	152,7
E	75.234	Comercial	2,0	150	4,8	8,4
F	228.709	Equipamiento	2,0	457	4,8	25,4
G	266.807	Equipamiento	2,0	534	4,8	29,6
H	171.677	Equipamiento	2,0	343	4,8	19,1
I	100.788	Equipamiento	2,0	202	4,8	11,2

Asumiendo que la velocidad máxima admisible es de 1,2 m/s, el diámetro mínimo de la conducción general es:

14.395

446,7

VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

SRG

El Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia
Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

$$(4 \times 0,447 / (\pi \times 1,2))^{1/2} = 0,689 \text{ m}$$

La pérdida unitaria de carga, para distintos diámetros, vale:

Diámetro de la conducción general

Diámetro mm	Velocidad m/s	Altura velocidad m	Número de Reynolds	Coefficiente Darcy Weisbach	Pérdida unitaria m/km
500	2,28	0,264	1.138.276	0,0236	12,447
600	1,58	0,127	948.563	0,0225	4,783
700	1,16	0,069	813.054	0,0217	2,134
800	0,89	0,040	711.423	0,0211	1,063
900	0,70	0,025	632.376	0,0206	0,575


Por tanto, la pérdida de carga en la conducción general, suponiendo que su diámetro interior es de 700 mm, es de 2,2 m/km.

4.3.- Red general de abastecimiento del sector núm. 1


Los caudales de consumo se han repartido entre los distintos nudos según la siguiente tabla:

Caudales en nudos de consumo (sector núm. 1)

Nudo	Zona	Proporción	Caudal (l/s)
1	2	0,50	7,5
	4a	0,50	3,9
2	4a	0,50	3,9
	4b	0,50	4,0
3	4b	0,50	4,0
	5a	0,50	10,4
4 ^a	5a	0,50	10,4
4b	6	0,50	2,8
	6	0,50	2,8
	5b	0,50	8,5


VISADO 04/04/2007
 Normal 121804/41839
 Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
 Visado Telemático
 Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

Nudo	Zona	Proporción	Caudal (l/s)
5			11,3
	5b	0,50	8,5
	F	1,00	25,4
	5c	0,50	4,4
6			38,3
	5c	0,50	4,4
	7a	0,50	4,4
7			8,7
	7a	0,50	4,4
	7b	0,50	3,9
	8	0,50	10,2
	9	0,50	11,5
	A	0,50	3,9
	B	0,50	0,7
	C	0,50	1,9
	D	0,50	76,4
	E	0,50	4,2
	G	0,50	14,8
	H	0,50	9,5
	I	0,50	5,6
8			147,0
	7b	0,50	3,9
	7c	0,50	4,1
9			8,0
	7c	0,50	4,1
	1	0,50	10,8
10			14,9
	8	0,50	10,2
	9	0,50	11,5
	A	0,50	3,9
	B	0,50	0,7
	C	0,50	1,9
	D	0,50	76,4
	E	0,50	4,2
	G	0,50	14,8
	H	0,50	9,5
	I	0,50	5,6
11			138,7
	1	0,50	10,8
	3	1,00	14,6
	2	0,50	7,5


138,7 **VISADO** Normal 04/04/2007
 121804/41839 SRG
 Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia
 Visado Telemático
 Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ
 10,8
 14,6
 7,5

Nudo	Zona	Proporción	Caudal (l/s)
12			32,9
	8	0,50	10,2
13			10,2
	8	0,50	10,2
	9	0,50	11,5
14			21,7
	9	0,50	11,5
	A	0,50	3,9
15			15,5
	A	0,50	3,9
16			3,9
	B	0,50	0,7
	C	0,50	1,9
	E	0,50	4,2
11b			6,7

Para el predimensionado de la red, se ha establecido una velocidad máxima de 1,2 metros por segundo. Los diámetros obtenidos se reflejan en el siguiente cuadro:

	VISADO	04/04/2007
	Normal	121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG		
Visado Telemático		
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ		

Red general de abastecimiento del sector núm. 1

Línea	Caudal	Diámetro		Nudo	Caudal l/s
		1,2 m/s	Adopt.		
1	178,7	435	450	1	11,5
	167,3	421	450	2	7,9
	159,3	411	450	3	14,4
	145,0	392	400	4a	10,4
	134,6	378	400	4b	2,8
	131,8	374	400	5	11,3
	120,5	358	400	6	38,3
	82,2	295	300	7	8,7
	73,5	279	300	8	73,5
	0,0				
2	268,0	533	600	12	32,9
	235,1	499	500	11	138,7
	96,4	320	350	10	14,9
	81,5	294	300	9	8,0
	73,5	279	300	8	73,5
	0,0				
3	138,7	384	400	11b	6,7
	132,0	374	400	13	10,2
	121,8	359	400	14	21,7
	100,1	326	350	15	15,5
	84,7	300	300	16	3,9
	80,7	293	300	17	

Se ha supuesto que el consumo del área 2 (que abarca casi todos los terrenos situados al Este del vial número 3, el que cruza ambos sectores de Sur a Norte) se reparte por igual entre ambos puntos de entronque (nudos 8 y 11). Se ha supuesto que el caudal demandado en el segundo punto de entronque, se reparte por igual entre ambas líneas.

Se acompaña un plano con el diámetro de los distintos tramos.

4.4.- Capacidad del depósito de regulación

El consumo asociado a los usos residencial, comercial y de equipamiento es de 14.395 m³/d. El caudal máximo diario es de:

$$1,50 \times 14.395 = 21.592 \text{ m}^3$$

El incremento del volumen necesario para poder atender el caudal de incendios durante 12 horas es de:

$$12 \times 3.600 \times 0,0168 = 726 \text{ m}^3$$



VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

04/04/2007
121804/41839
SRG

El volumen del depósito habrá de ser superior a:

$$21.592 + 726 = 22.318 \text{ m}^3$$

Se recomienda la construcción de un depósito con un volumen total de:

$$4 \times 5.600 = 22.400 \text{ m}^3$$

5.- Conclusiones

Sin perjuicio del desarrollo que de las presentes previsiones realice el correspondiente Proyecto de Obras de Urbanización, se propone:

5.1.- Depósito de regulación

Se propone una capacidad del depósito de regulación de $4 \times 5.600 \text{ m}^3$.

5.2.- Conducción general

Se propone una conducción general con un diámetro interior de 700 mm.

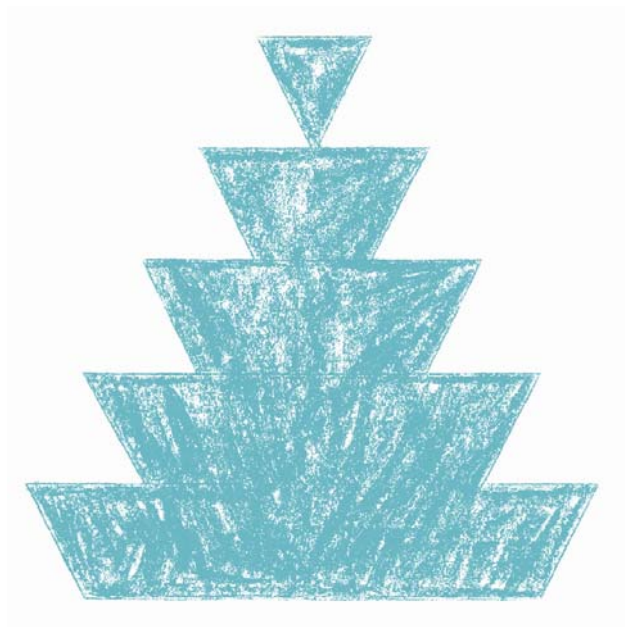
5.3.- Red general de abastecimiento del sector núm. 1

Se propone la red reflejada en planos de proyecto del Plan Parcial.

PLAN PARCIAL SECTOR- US14-02-01

“CONDADO DE ALHAMA”

ALHAMA DE MURCIA



A.5 ESTUDIO DE TRAFICO SISTEMA VIARIO

Promotor

ALHAMA GOLF RESORT S.L.

P O L A R I S W O R L D

Agosto de 2006



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

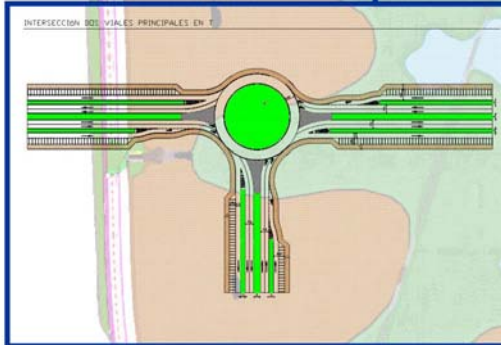
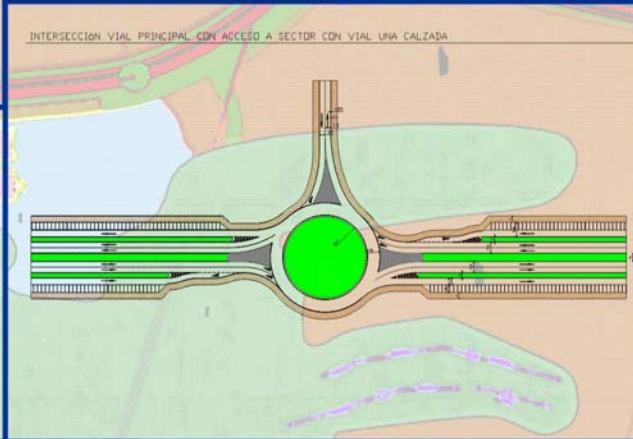
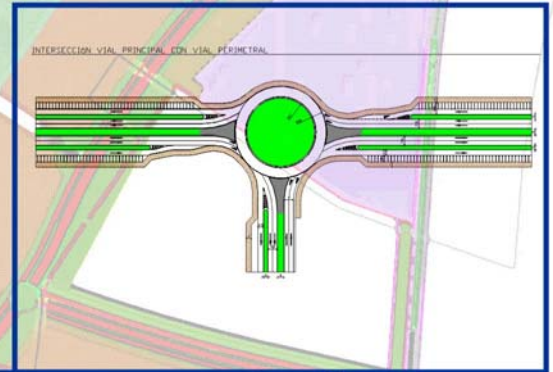
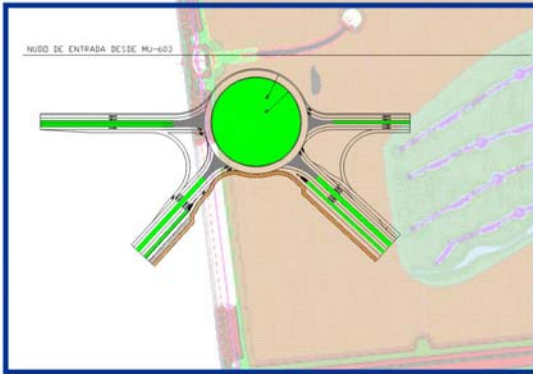
Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores



POLARIS WORLD

ESTUDIO DE TRÁFICO SISTEMA VIARIO CONDADO DE ALHAMA



Ingeniero autor
Antonio M. Martínez Menchón

Fecha
Octubre 2005



VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ
Visado Telemático

04/04/2007
121804/41839

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

ESTUDIO DE TRÁFICO

PLAN PARCIAL: CONDADO DE ALHAMA

INDICE

- 1.- INTRODUCCIÓN.- OBJETIVO DEL PRESENTE ESTUDIO
 - 2.- DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ACTUACIÓN Y DE LA TRAMA VIARIA
 - 3.- METODOLOGÍA A EMPLEAR
 - 4.- DATOS DE PARTIDA
 - 5.- CÁLCULO DE NIVELES DE SERVICIO EN RAMALES Y CAPACIDAD EN GLORIETAS
 - 6.- CONCLUSIONES
-
- ANEXO 1 .- AVANCE DE DISEÑO DE LOS NUDOS VIARIOS
 - ANEXO 2.- MÉTODO DE CÁLCULO DE NIVELES DE SERVICIO EN RAMALES DE ENLACE DE AUTOVÍAS
 - ANEXO 3.- MÉTODO DE CÁLCULO CAPACIDAD DE LAS GLORIETAS
 - ANEXO 4.- ASPECTOS A CONSIDERAR EN DISEÑO DE LAS GLORIETAS A DISTINTO NIVEL



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

1. INTRODUCCIÓN.- OBJETIVO DEL PRESENTE ESTUDIO

A petición de POLARIS WORLD, se realiza el presente Estudio de Tráfico con el objetivo de comprobar el funcionamiento desde el punto de vista de tráfico del futuro Plan Parcial que dicha Empresa pretende desarrollar en el término Municipal de Alhama de Murcia, junto a la carretera regional MU-603 entre los p.k. 33 y 35 aproximadamente y que se conocerá como "CONDADO DE ALHAMA"



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

2.- DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ACTUACIÓN Y DE LA TRAMA VIARIA

2.1.-ÁMBITO DE ACTUACIÓN

El Plan Parcial objeto del presente Estudio, presenta diferentes singularidades respecto de las aglomeraciones urbanas existentes en la Región de Murcia:

De un lado el tamaño, casi 2.000.000 m², de otro el número de viviendas, 19.000, los equipamientos deportivos previstos, 3 campos de golf, así como las características de la futura población residente, extranjeros procedentes del centro y norte de Europa de vacaciones o disfrutando de su merecida jubilación, convierten al futuro núcleo de población en un Gran Resort, de proporciones y características no habituales.

Se ha diseñado una ciudad residencial destinada al ocio y disfrute del tiempo libre.

Estas características intrínsecas confieren al futuro tráfico del Resort de unas particularidades especiales y previsibles que podemos definir:


a) Tráfico procedente del exterior:

Por un lado se encuentra el tráfico generado por los no habitantes del Resort y que fundamentalmente serán trabajadores que acudan a los puestos de trabajos que se generen en el sector servicios ocasionados por las distintas actividades que se desarrollen, fundamentalmente en las siguientes áreas:

Comercio: personal empleado en grandes superficies y en pequeñas tiendas de todo tipo.

Deporte: Monitores, personal administrativo y personal de mantenimiento de las instalaciones

Hostelería (Hoteles, restaurantes, bares, cafeterías y discotecas) : personal directivo, empleados de hotel, camareros, personal de mantenimiento etc

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG		
Visado Telemático		
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ		
Página. 3		
El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Servicios Varios:, Bancos, Servicios médicos, jurídicos, Lavanderías, asistencia doméstica, mantenimiento de jardines, limpieza de instalaciones, reparaciones del hogar, agencias de viajes, inmobiliarias, etc.

Es previsible que la gran mayoría de estos trabajadores no vivan en el complejo residencial y acudan desde diferentes lugares próximos en el entorno de la Región.

Este tráfico generará, sin duda, las puntas principales de tráfico en los accesos a la Urbanización, tanto para entrar a trabajar como para salir, incluso al mediodía para comer en sus casas.

Para realizar este estudio se ha partido de la base de que las horas punta serán de 8,00 a 9,00 y de 19, a 20,00 h

b) El tráfico interior (residentes)


Estará caracterizado por no disponer de horas punta significativas, puesto que no son personas con deberes laborales, y su movilidad estará supeditada a la necesidad de cubrir sus necesidades de servicios, de deporte y de ocio.

Será previsible por tanto, un tráfico homogéneo a lo largo de las horas diurnas.

2.2. TRAMA VIARIA

La trama viaria prevista está diseñada mediante grandes viales perimetrales y uno transversal, formado por vías de gran capacidad compuesta por viales de dos carriles por sentido de circulación, con vías de servicio y que forman el entramado viario principal, que comunicarán todo el complejo entre sí y con el exterior.

Los nudos del viario principal se conforman mediante glorietas completas, con lo que se evitan los giros a la izquierda y se conforman los movimientos con la máxima seguridad vial.

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	SRG
Página. 4 El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Se ha subdivido el complejo urbanístico en subsectores donde se concentrarán o bien sectores residenciales de entre 426 a 7.098 viviendas a desarrollar por fases, o bien centros de actividades deportivas (campos de golf con sus respectivas instalaciones) o centros comerciales y/o lúdicos

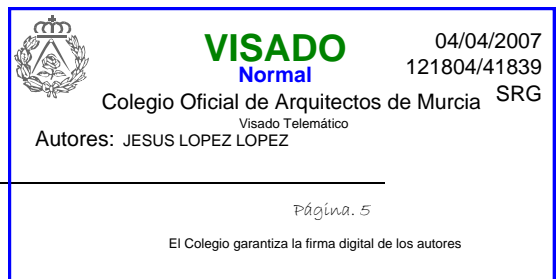
Todos estos subsectores entroncan con la red principal viaria mediante glorieta.

Así pues nos encontraremos con una red secundaria en cada sector residencial, comercial, deportivo, lúdico entroncada a la red principal mediante glorietas, que a su vez se enlaza entre sí mediante glorietas igualmente.

La conexión con el exterior se realiza, en una primera fase con la carretera regional MU-603, mediante un enlace a distinto nivel, enlazando con el vial perimetral previsto por el borde del Complejo urbanístico.

De acuerdo con las previsiones del futuro Plan General de Alhama, el vial perimetral Norte dispondrá de continuidad hasta conectar con la carretera regional MU-602.

Las previsiones para ambas carreteras regionales es su conversión en Autovías.



3.- METODOLOGÍA A EMPLEAR

Dadas las características tan singulares de esta "Ciudad" que se proyecta, y que han sido analizadas en el apartado anterior, es necesario afirmar que no existen modelos de atracción-generación de viajes adaptados a la tipología de los habitantes e instalaciones que se ubicarán en Condado de Alhama, así pues se ha adoptado por analizar los puntos críticos de la malla viaria, que en este caso particular será la salida de la Urbanización y la glorieta de entrada.

Así mismo se analizará una de las entradas a un sector residencial, para evaluar su funcionamiento

Los análisis de capacidad siempre se estudian para las horas punta, estableciendo niveles de servicio o de saturación, lo que dará una idea aproximada de su funcionamiento con las hipótesis más exigentes de tráfico: la hora punta

Para ello se empleará la siguiente metodología:

- a) Estudio de ramales de enlace para salida - entrada a la futura Autovía MU-603:

El estudio de los niveles de servicio de los ramales de enlace se realizará mediante el método del "Manual de Capacidad" (Highway Capacity manual) elaborado por la Transportation Research Board

- b) Estudio de capacidad en glorietas

La capacidad de las glorietas se realizará mediante el método desarrollado en las "Recomendaciones sobre glorietas" del Ministerio de Fomento (1999) basado en el método del Transport Road and research laboratory, que permite obtener un orden de magnitud de los tráficos previsible en las glorietas de manera que se pueda evaluar su funcionamiento



4.- DATOS DE PARTIDA

Los datos de partida para la evaluación de los niveles de servicio y capacidad de las glorietas han sido los siguientes:

A) CÁLCULO DE LA GLORIETA DE ENTRADA:

Tráfico en entrada a glorieta procedente de autovía MU-603

Tomamos como datos de entrada:

Población total máxima estimada: 50.000 habitantes

Nº de puestos de trabajo de personal externo al complejo en hora punta (08,00 a 09,00): 2.000

Personal que acudirá en transporte público al puesto de trabajo: 30 % =600

Nº de autobuses necesarios: $600/50$ plazas= 30

Factor de ocupación 0,9

Nº de autobuses totales: 33

Personal que acudirá en vehículo propio 70 % = 1.400

Factor de concurrencia en un mismo vehículo 10%

Nº de vehículos privados en hora punta: 1.260

Volumen de tráfico de entrada en hora punta:

a) Por motivos de trabajo:

33 autobuses

1.260 vehículos ligeros

(se desestiman los vehículos de dos ruedas)

a) Por otros motivos

4 autobuses

100 camiones

250 vehículos ligeros

Vehículos ligeros equivalentes:

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	
Página. 7 El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Total: $(33+4+100) \times 2 + 1.260+250=1.784$ veh.

Tráfico de salida hacia autovía

Para estimar el tráfico que saldrá del complejo a esa hora estimamos que va a ser muy reducido pues dicha salida vendrá condicionada por necesidades que se distribuyen muy uniformemente a lo largo del día. (visitas turísticas a otros núcleos, etc, adquisición de bienes y servicios en otras poblaciones etc) por lo que solo consideraremos un número muy reducido de habitantes que salgan a esa hora y la salida del personal laboral que realice turnos nocturnos etc.)

Estimamos por tanto:

Salidas por personal laboral : 200

Salidas habitantes no trabajadores: 1.000

Total: $1.000 + 200 = 1.200$ veh

Estimación de los reparto de tráfico:

De acuerdo con la configuración de la glorieta de entrada de enlace con MU-603 (ver esquemas de nudos) denominamos:

Ramal 1: entrada desde Autovía

Ramal 2: conexión con vial perimetral Oeste (paralelo a la MU-603)

Ramal 3: conexión con Vial transversal

Ramal 4: Conexión con vial perimetral norte

1.- Entrada por ramal 1

Dado que los principales núcleos de puestos de trabajo están concentrados en el vial transversal y vial de circunvalación norte: dispondremos el flujo de entrada de la siguiente manera:

Entrada por ramal 1 : 1.784 veh.

Salida por ramal 2 = 10 % = 178 veh

Salida por ramal 3 = 60 % = 1.070 veh

Salida por ramal 4 = 30 % = 535 veh

2.- Entrada por Ramales 2, 3 y 4

	VISADO	04/04/2007
	Normal	121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia		SRG
Visado Telemático		
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ		
Página. 8		
El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

En la hora punta distinguiremos tres tipos de vehículos

2.1 Salida del complejo hacia la autovía procedente de habitantes no trabajadores:

Lo estimamos proporcional al número de viviendas que absorbe cada vial colector:

Ramal 2: 4.265 viviendas = $(22\% \text{ s}/19.069) = 220$ vehículos

Ramal 3: 7.704 viviendas = $(40\% \text{ s}/19.069) = 400$ vehículos

Ramal 4: 7.098 viviendas = $(38\% \text{ S}/19.069) = 380$ vehículos

2.2 Salida del complejo hacia la autovía procedente de trabajadores:

Ramal 2 10 % s/200 = 20 veh

Ramal 3 : 60 % s/200 = 120 veh

Ramal 4 : 30 % s/200 = 60 veh

2.3.- Tráfico interno de la propia urbanización:

Suponemos un tráfico semejante al de salida para habitantes no trabajadores:

Ramal 2: 4.265 viviendas = $22\% \text{ s}/19.069 = 220$ vehículos

Ramal 3: 7.704 viviendas = $40\% \text{ s}/19.069 = 400$ vehículos

Ramal 4: 7.098 viviendas = $38\% \text{ S}/19.069 = 380$ vehículos

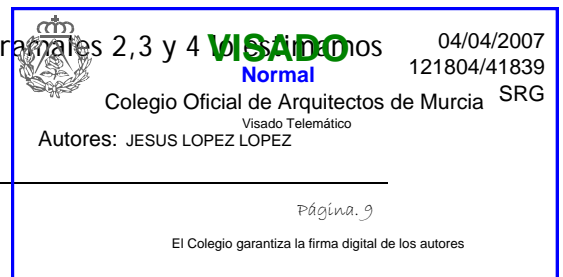
Total flujos de entrada:

Ramal 2: $220+220+20 = 460$ veh

Ramal 3: $400+400+120 = 920$ veh

Ramal 4 : $380+380+60 = 820$ veh

Los flujos de salida de la glorieta procedentes de los ramales 2,3 y 4 de la forma siguiente:



El tráfico interno se reparte al 50 % entre los otros dos ramales

El resto del tráfico es de salida hacia el ramal 1 de salida hacia la autovía

Por lo tanto nos queda la siguiente tabla:

	Entrada	Salida a R1	Salida a R2	Salida a R3	Salida a R4
Ramal 1	1.784		178	1070	535
Ramal 2	460	240		110	110
Ramal 3	920	520	200		200
Ramal 4	820	440	190	190	
totales		1.200	568	1.370	845

B) CALCULO DE GLORIETA EN ACCESO A SECTOR RESIDENCIAL

-Bases de partida:

Consideramos el acceso al sector más numeroso de los previstos: 1300 viviendas

Se estima que en cada vivienda habrá un vehículo que entrará y saldrá de su sector una media de 2 veces diarias

Por motivos de trabajo (servicio domestico, reparaciones, limpieza, mantenimiento etc) entrarán y saldrán del sector 200 veh/día

El tráfico total en la entrada será

$$\text{Entrada al sector: } 1.300 \times 2 + 200 = 2.800 \text{ veh /dia}$$

$$\text{Salida del sector : } 1.300 \times 2 + 200 = 2.800 \text{ veh/dia}$$

Consideramos que la procedencia y el destino de los viajes se reparte en un 50 % hacia cada ramal posible, con factor de hora punta de 0,15

Tendremos por tanto:

$$\text{Entrada al sector: } 2.800 \times 0,15 = 420 \text{ veh/hora}$$

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	
Página. 10 El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Salida del sector: $2.800 \times 0,15 = 420$ veh/hora

Por el vial principal, en hora punta se considera un tráfico de paso de 1.800 veh/hora repartidos al 50 % en cada sentido

Por lo que si llamamos:

Ramal 1: ramal de acceso al sector

Ramal 2: ramal procedente por un sentido del vial principal

Ramal 3 Ramal procedente por el otro sentido del vial principal

Realizaremos los cálculos con la siguiente tabla de entrada de valores:

	Entrada	Salida a R1	Salida a R2	Salida a R3
Ramal 1	420		210	210
Ramal 2	1.110	210		900
Ramal 3	1.110	210	900	
Total		420	1.110	1.110

C) CÁLCULO DEL NIVEL DE SERVICIO EN EL RAMAL DE INCORPORACIÓN A LA FUTURA AUTOVÍA MU-603

Consideramos en la hora punta el mismo flujo de salida del complejo de los trabajadores, y tendremos

a) Por motivos de trabajo:

33 autobuses

1.260 vehículos ligeros

(se desestiman los vehículos de dos ruedas)

b) Por otros motivos

4 autobuses

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	SRG
Página. 11 El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

50 camiones

1.000 vehículos ligeros

Vehículos ligeros equivalentes:

Total: $(33+4+50) \times 2 + 1.260 + 1.000 = 2.434$ veh.

El flujo en la autovía se fija en una (I.M.D.) calzada: 10.000

Demanda media horaria: 625 veh/ hora

Porcentaje de camiones: 17 % (según datos actuales)

Factor de hora punta 0,9

Longitud de carril de aceleración 273 m

Factor de anchura de carriles $f_a = 1$

Factor por carácter de conductor $f_c = 1$

Factor equivalente de vehículos pesados a ligeros = 1,5



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

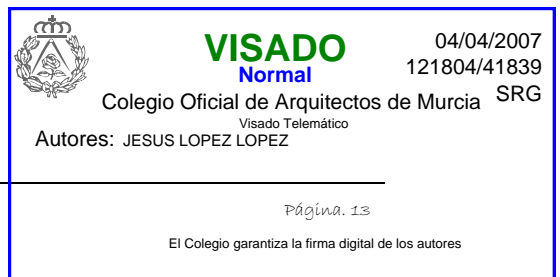
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

5.- CÁLCULO DE NIVELES DE SERVICIO EN RAMALES Y CAPACIDAD EN GLORIETAS

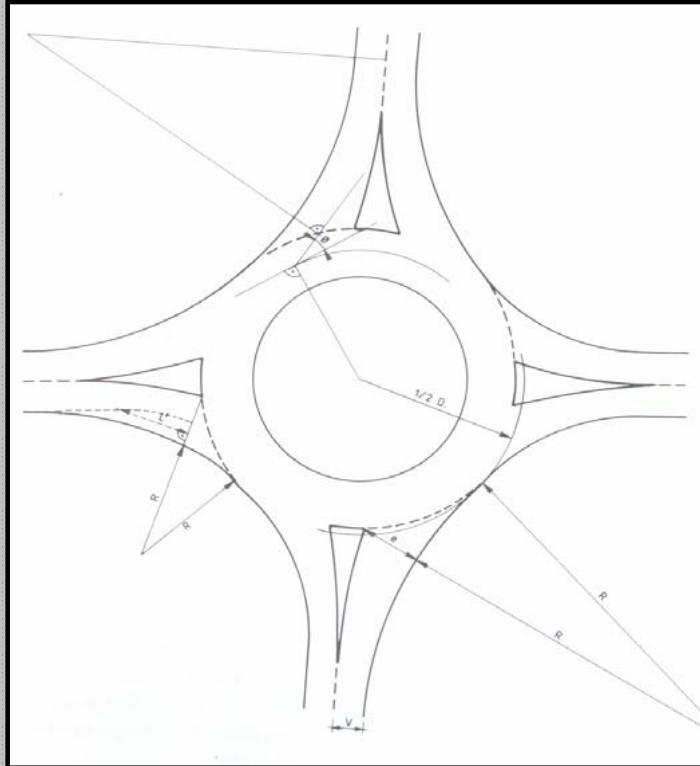
A) Cálculo de capacidad en la glorieta de acceso a MU-603

Se introducen en la hoja de cálculo los valores deducidos en el apartado anterior teniendo en cuenta que como la glorieta proyectada dispone de ramales directos desde el ramal 1 al 2 y desde el ramal 3 al 4 los valores de flujo de esos movimientos serán cero, pues no interfieren en la glorieta.



Modelo de Análisis de Intersecciones Tipo Glorieta

(De acuerdo a las Recomendaciones sobre Glorietas. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. 1999)



Descripción/Localización de la intersección tipo glorieta

glorieta de entrada desde MU-603

Parámetros geométricos de dimensionamiento de la glorieta

Número de Accesos	4
-------------------	---

Entrada	v (m)	e (m)	l (m)	fi (g)	r (m)	D (m)
1	7,00	7,00	23,00	30,0	30,0	120,0
2	7,00	7,00	28,00	30,0	30,0	120,0
3	7,00	7,00	23,00	30,0	30,0	120,0
4	7,00	7,00	28,00	30,0	30,0	120,0
5						

v -> la mitad de la anchura de la vía de aproximación e -> ancho de la entrada
 l -> longitud media efectiva del abocinamiento en la entrada fi -> ángulo de entrada (grados sexagesimales)
 r -> radio de la entrada D -> diámetro del círculo inscrito

Parámetros y coeficientes del método del cálculo de capacidad

Entrada	s	x	k	t	F	f
1	0,00	7,00	1,03	1,00	2.180	0,52
2	0,00	7,00	1,03	1,00	2.180	0,52
3	0,00	7,00	1,03	1,00	2.180	0,52
4	0,00	7,00	1,03	1,00	2.180	0,52
5	0,20	5,71	1,01	1,00	1.751	0,46

Matriz Origen / Destino. (Total Vehículos/hora)

O/D	1	2	3	4	5
1	0	0	1070	535	0
2	240	0	110	110	0
3	520	200	0	0	0
4	440	190	190	0	0
5	0	0	0	0	0

Niveles de Servicio según Grado de saturación

N.Servicio	Adecuado	Saturado	Congestion
Xsat	0,85	0,85 - 1	1

VISADO

Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

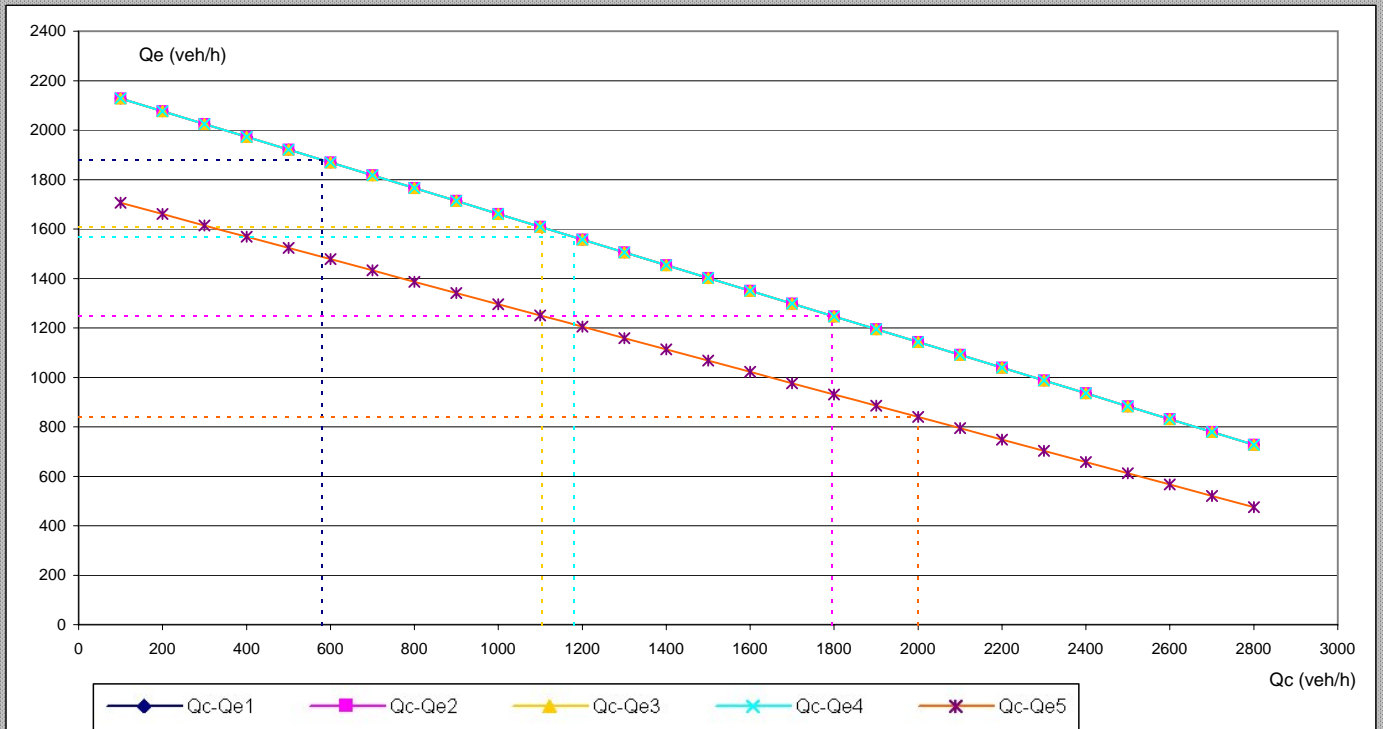
Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

04/04/2007
121804/41839

Informe Resultado del Modelo de Análisis de Intersecciones Tipo Glorieta

glorieta de entrada desde MU-603

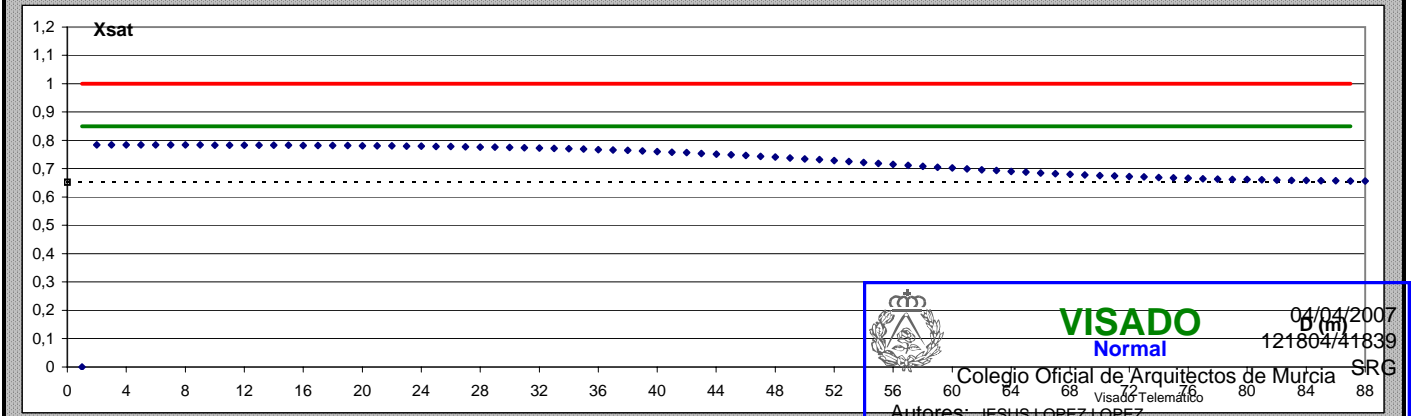


Entrada	v (m)	e (m)	l (m)	fi (g)	r (m)	D (m)	F	f	Qe (veh/h)	Qc (veh/h)
1	7,00	7,00	23,00	30,00	30,00	120,00	2.180	0,52	1.879	580
2	7,00	7,00	28,00	30,00	30,00	120,00	2.180	0,52	1.249	1.795
3	7,00	7,00	23,00	30,00	30,00	120,00	2.180	0,52	1.607	1.105
4	7,00	7,00	28,00	30,00	30,00	120,00	2.180	0,52	1.568	1.180

La capacidad de entrada Qe y circulante Qc de la tabla se corresponden con la situación de tráfico definida por la matriz de origen/destino
 $Q_e = F - f \cdot Q_c$

Funcionamiento en la situación actual					Niveles Servicio (Xsat)		Adecuado <	0,85	Congestión >	1
O/D	1	2	3	4	5	le (veh/h)	ls (veh/h)	isat = le / Qe	Nivel Saturación	
1	0	0	1070	535	0	1.605	1.420	0,85	Saturado	
2	460	0	110	110	0	680	390	0,54	Adecuado	
3	520	200	0	0	0	720	1.370	0,45	Adecuado	
4	440	190	190	0	0	820	645	0,52	Adecuado	

Dimensionamiento geométrico de la glorieta Diámetro (m) **120** Xsat **0,65**





VISADO
Normal


04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

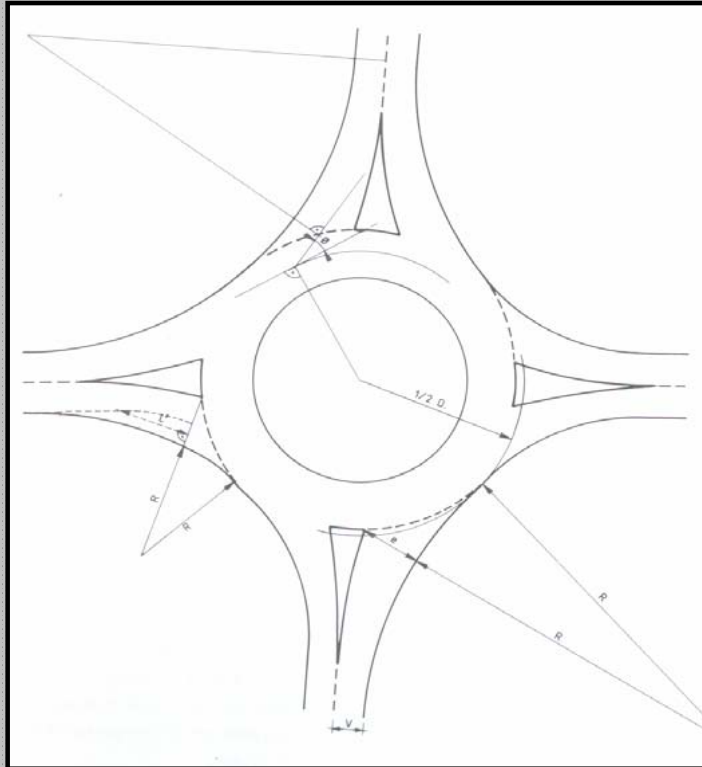
B) Cálculo de capacidad en glorieta de entrada a un sector residencial:

Entramos en la hoja de cálculo, esta vez con los valores totales pues no hay carriles directos.

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia		SRG
Visado Telemático		
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ		
Página. 16		
El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Modelo de Análisis de Intersecciones Tipo Glorieta

(De acuerdo a las Recomendaciones sobre Glorietas. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. 1999)



Descripción/Localización de la intersección tipo glorieta

glorieta entrada a sector residencial

Parámetros geométricos de dimensionamiento de la glorieta

Número de Accesos: 3

Entrada	v (m)	e (m)	l (m)	fi (g)	r (m)	D (m)
1	7,00	7,00	23,00	30,0	30,0	35,0
2	7,00	7,00	23,00	30,0	30,0	35,0
3	7,00	7,00	23,00	30,0	30,0	35,0
4						
5						

v -> la mitad de la anchura de la vía de aproximación

e -> ancho de la entrada

l -> longitud media efectiva del abocinamiento en la entrada

fi -> ángulo de entrada (grados sexagesimales)

r -> radio de la entrada

D -> diámetro del círculo inscrito

Parámetros y coeficientes del método del cálculo de capacidad

Entrada	s	x	k	t	F	f
1	0,00	7,00	1,03	1,46	2.180	0,76
2	0,00	7,00	1,03	1,46	2.180	0,76
3	0,00	7,00	1,03	1,46	2.180	0,76
4						
5						

Matriz Origen / Destino. (Total Vehículos/hora)

O/D	1	2	3	4	5
1	0	210	210	0	0
2	210	0	900	0	0
3	210	900	0	0	0
4	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0

Niveles de Servicio según Grado de saturación

N.Servicio	Adecuado	Saturado	Congestion
Xsat	0,85	0,85 - 1	1

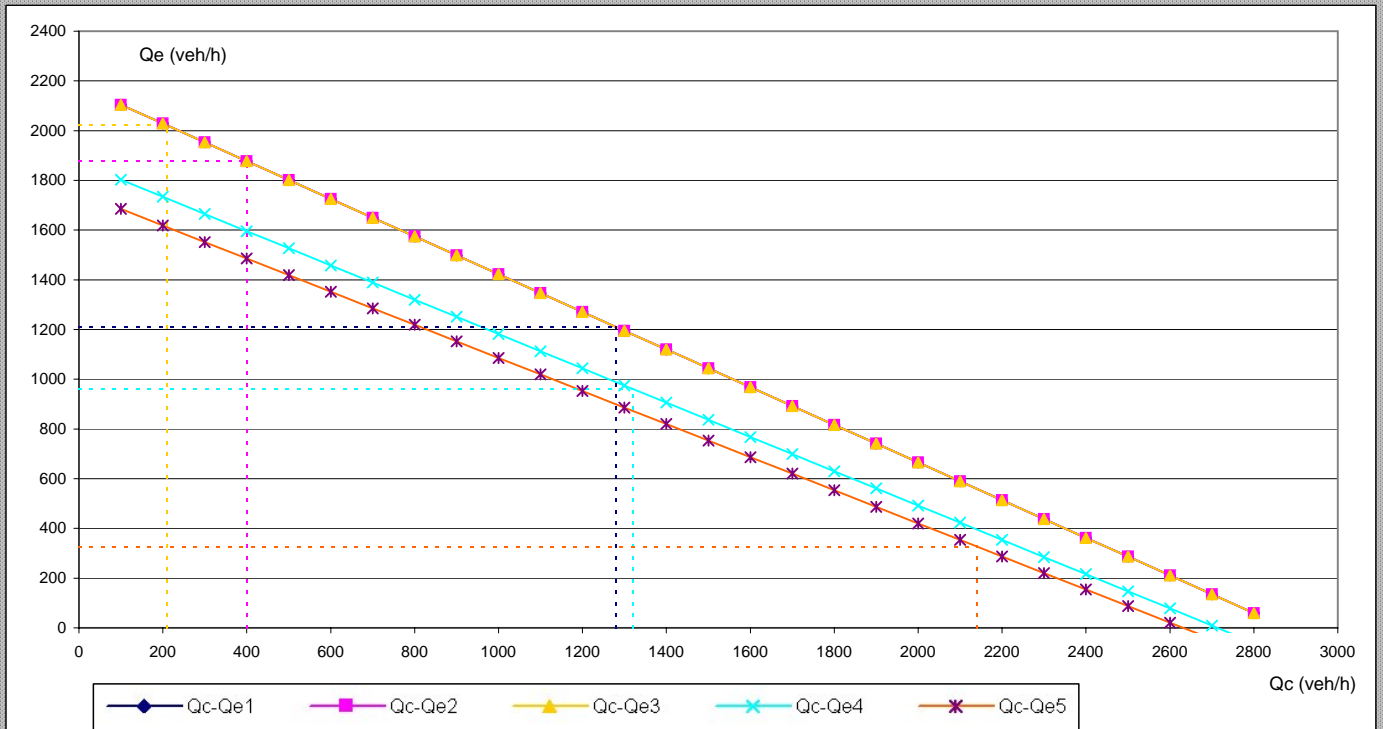


04/04/2007
121804/41839
SRG

VISADO
Normal
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia
Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

Informe Resultado del Modelo de Análisis de Intersecciones Tipo Glorieta

glorieta entrada a sector residencial

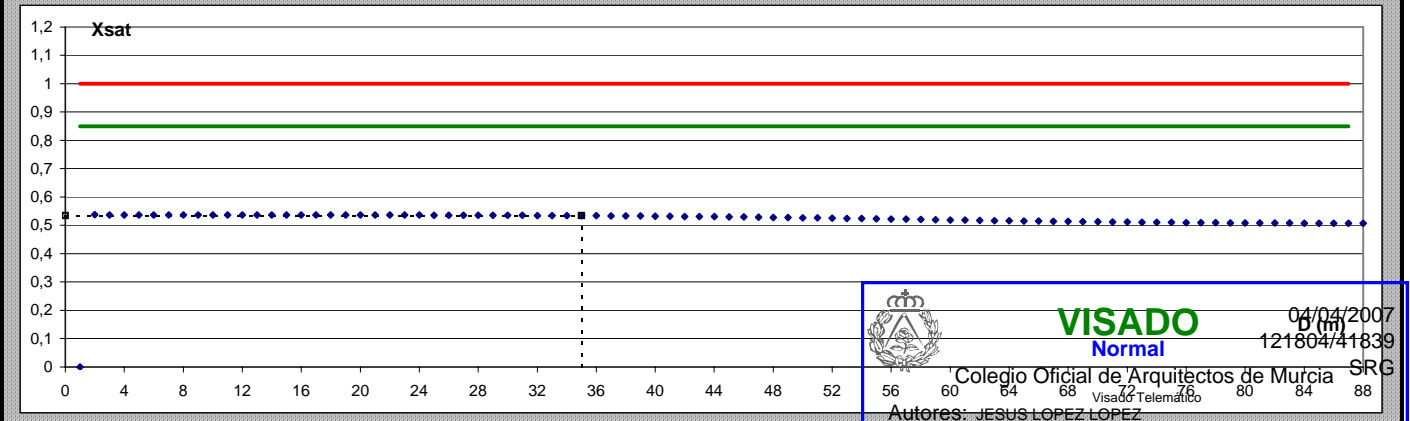


Entrada	v (m)	e (m)	l (m)	fi (g)	r (m)	D (m)	F	f	Qe (veh/h)	Qc (veh/h)
1	7,00	7,00	23,00	30,00	30,00	35,00	2.180	0,76	1.211	1.280
2	7,00	7,00	23,00	30,00	30,00	35,00	2.180	0,76	1.877	400
3	7,00	7,00	23,00	30,00	30,00	35,00	2.180	0,76	2.021	210

La capacidad de entrada Qe y circulante Qc de la tabla se corresponden con la situación de tráfico definida por la matriz de origen/destino
 $Q_e = F - f \cdot Q_c$

Funcionamiento en la situación actual					Niveles Servicio (Xsat)		Adecuado <	0,85	Congestión >	1
O/D	1	2	3	4	5	le (veh/h)	ls (veh/h)	isat = le / Qe	Nivel Saturación	
1	0	210	210	0	0	420	420	0,35	Adecuado	
2	210	0	900	0	0	1.110	1.110	0,59	Adecuado	
3	210	900	0	0	0	1.110	1.110	0,55	Adecuado	

Dimensionamiento geométrico de la glorieta Diámetro (m) 35 Xsat 0,53



04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

C) Cálculo del nivel de servicio en ramal de incorporación a la futura autovía MU-603 (Enlace en "trompeta")

Con los datos de partida descritos en el apartado anterior y de acuerdo con el Manual de Capacidad:

En la autovía:

$$F_{vp} = 1 / (1 + 0,17(1,5 - 1)) = 1 / 1,085 = 0,921$$

En el ramal de incorporación:

$$F_{vp} = 1 / (1 + 0,05(1,5 - 1)) = 1 / 1,025 = 0,976$$

Con lo cual:

Flujo Qa por la autovía:

$$Q_a = 625 \text{ veh/hora} / 0,9 * 1 * 0,921 * 1 = 754 \text{ veh/hora}$$

Flujo Qa en el ramal de incorporación:

$$Q_a = 2.434 \text{ veh/hora} / 1 * 1 * 0,976 * 1 = 2.494 \text{ veh/hora}$$

Por lo que $Q_{12} = 754 + 2.494 = 3.248 \text{ veh/hora}$


Este valor es inferior a los 4.400 veh/hora que el Manual de capacidad admite como máximo para una autovía de dos carriles por sentido

La densidad esperada en la zona de influencia del ramal puede calcularse ahora utilizando la fórmula de la tabla 5.3 del Manual de Capacidad:

$$D_r = 3,4027 + 0,00456Q_r + 0,00485 Q_a - 0,01278 L_a$$

$$D_r = 3,4027 + 0,00456 \times 754 + 0,00485 \times 2.494 - 0,01278 \times 273 = 15,44$$

Entrando en la tabla 5.2 del manual se obtiene un nivel de servicio C.

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	
Página. 19 El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

6.- CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos podemos concluir lo siguiente:

a) En la glorieta de entrada procedente de la MU-603, se produce un nivel de servicio correspondiente a "nivel de saturación" en el ramal 1, es decir, en el ramal de entrada procedente de la Autovía si bien el cociente "Isat", es decir la relación entre la intensidad previsible y la máxima, es de 0,85, justo el límite entre el nivel de servicio adecuado y saturado. Aunque el valor anterior se sitúa lejos todavía del nivel de congestión, es aconsejable el disponer glorietas a distinto nivel que permita dar prioridad a la circulación en el vial norte, como solución final de diseño para los siguientes nudos:

- Nudo de entrada desde MU-603. Glorieta 3
- Nudo correspondiente a la intersección del vial perimetral con el vial principal. Glorieta 1.

En el anexo nº4 se recogen aspectos a tener en cuenta en el diseño de las glorietas a distinto nivel para el proyecto de urbanización.

b) La hipótesis estudiada estaba basada en que todos los flujos de entrada a la urbanización se realizan por la MU-603, sin tener en cuenta la futura conexión con la MU-602, puesto que la misma se materializará a muy largo plazo

A pesar de lo anterior, el nivel de saturación esperado en la entrada corrobora la idea de que para que no existan problemas imprevistos en los accesos al Complejo resultaría conveniente prever un segundo enlace con la MU-603 en el vértice sur-oeste del sector, no sólo para solucionar un posible problema de funcionalidad para garantizar la accesibilidad en el caso de bloqueo accidental de la entrada al sector por el Norte sino por garantizar un nivel de servicio "Adecuado" en las entradas.

c) En relación con las glorietas de entrada a los sectores residenciales los resultados avanzan un nivel de servicio adecuado, por lo que no se prevén problemas en su funcionamiento.

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	SRG
Página. 20 El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

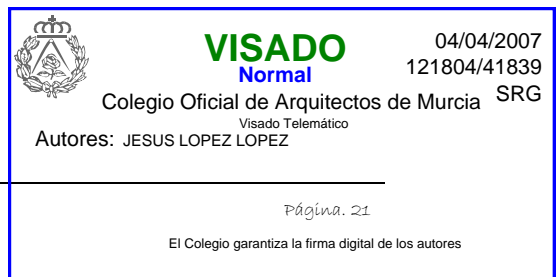
d) Por último, la confluencia del ramal de incorporación a la autovía genera un nivel de servicio C en la misma, por lo que no existirán problemas en su funcionamiento.

No se espera por tanto ninguna turbulencia ni la formación de colas.

Murcia, Octubre de 2005

El Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos autor del estudio

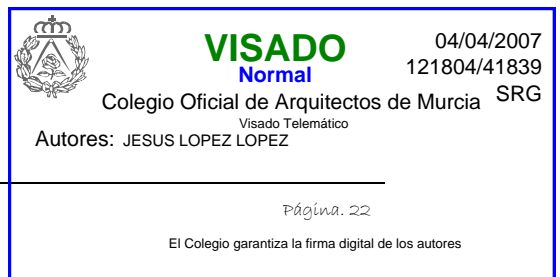
Fdo: Antonio M. Martínez Menchón



ANEXO 1.- AVANCE DE DISEÑO DE NUDOS

INDICE DE PLANOS Y ESQUEMAS:

- 1.- NUMERACIÓN DE NUDOS DE LAS RED VIARIA
- 2.- NUDO DE ENTRADA DESDE MU-603. GLORIETA 3
- 3.- INTERSECCIÓN VIAL PRINCIPAL CON VIAL PERIMETRAL. GLORIETA 4
- 4.- INTERSECCIÓN DOS VIALES PRINCIPALES EN T. GLORIETA 2
- 5.- INTERSECCIÓN VIAL PERIMETRAL CON VIAL PRINCIPAL. GLORIETA 1
- 6.- INTERSECCIÓN VIAL PRINCIPAL CON ACCESO A SECTOR CON VIAL DOBLE CALZADA. GLORIETA 5-A
- 7.- INTERSECCIÓN VIAL PRINCIPAL CON ACCESO A SECTOR CON VIAL UNA CALZADA. GLORIETA 5-B
- 8.- INTERSECCIÓN VIAL PERIMETRAL CON ACCESO A SECTOR CON VIA DE DOBLE CALZADA. GLORIETA 6-A
- 9.- INTERSECCIÓN VIAL PERIMETRAL CON ACCESO A SECTOR CON VIA DE UNA CALZADA. GLORIETA 6-B
- 10.- SECCIONES TIPO





PROYECTISTA		POLARIS WORLD	
ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT ALHAMA DE MURCIA			
NUMERACION DE NUDOS DE LA RED VIARIA		Nº	FOLIOS
		1	1
FECHA		OCTUBRE 2005	

04/04/2007
121804/41839 SRG

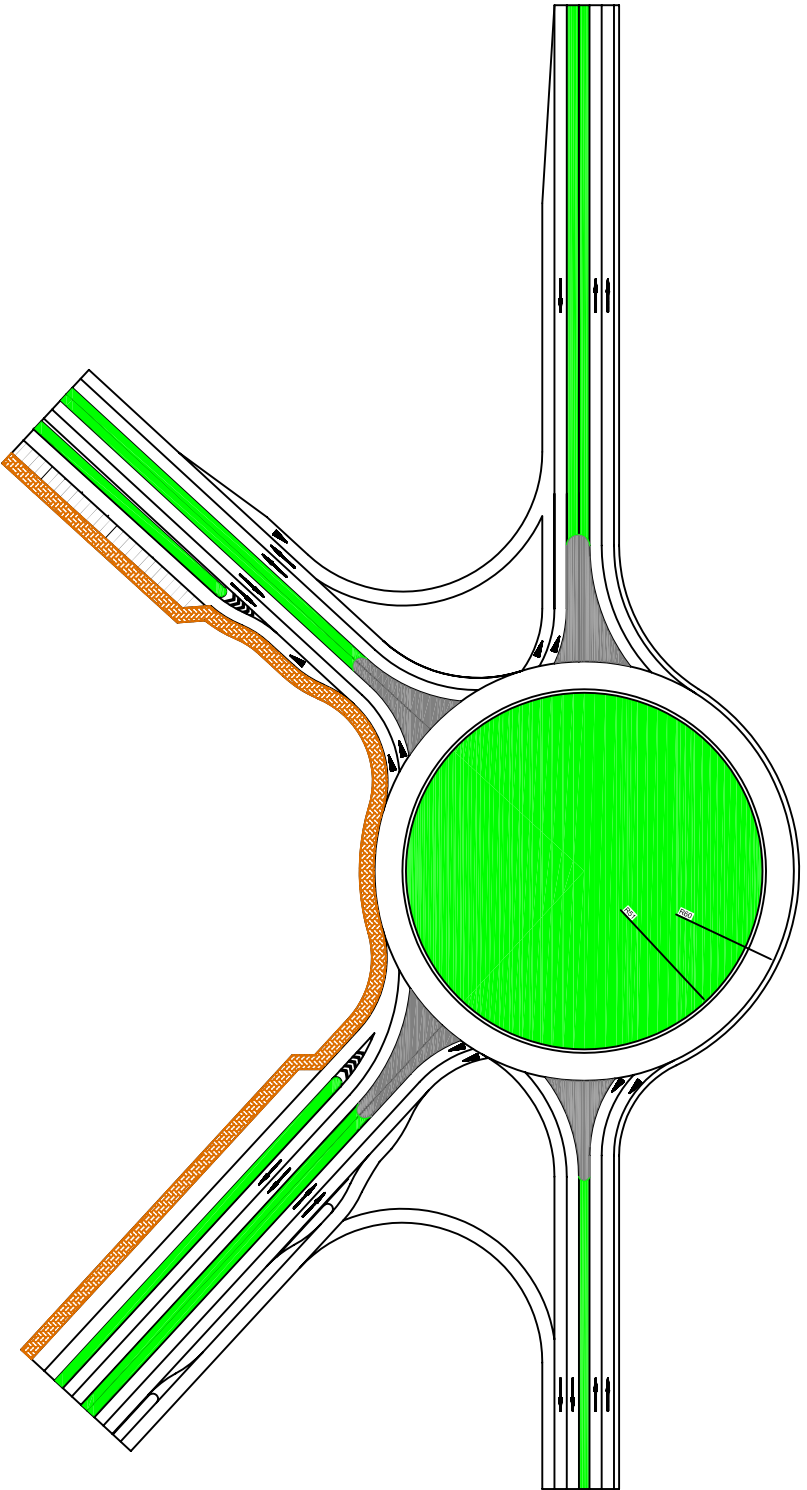
VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia
Visado Telemático

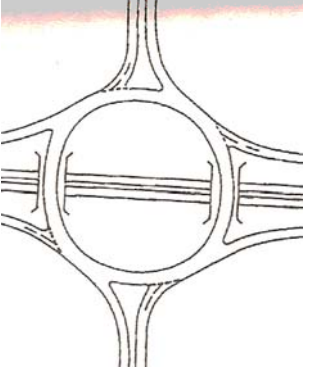
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

NUDO DE ENTRADA DESDE MU-603



CROQUIS GLORIETA A DISTINTO NIVEL



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

PROYECTOR:

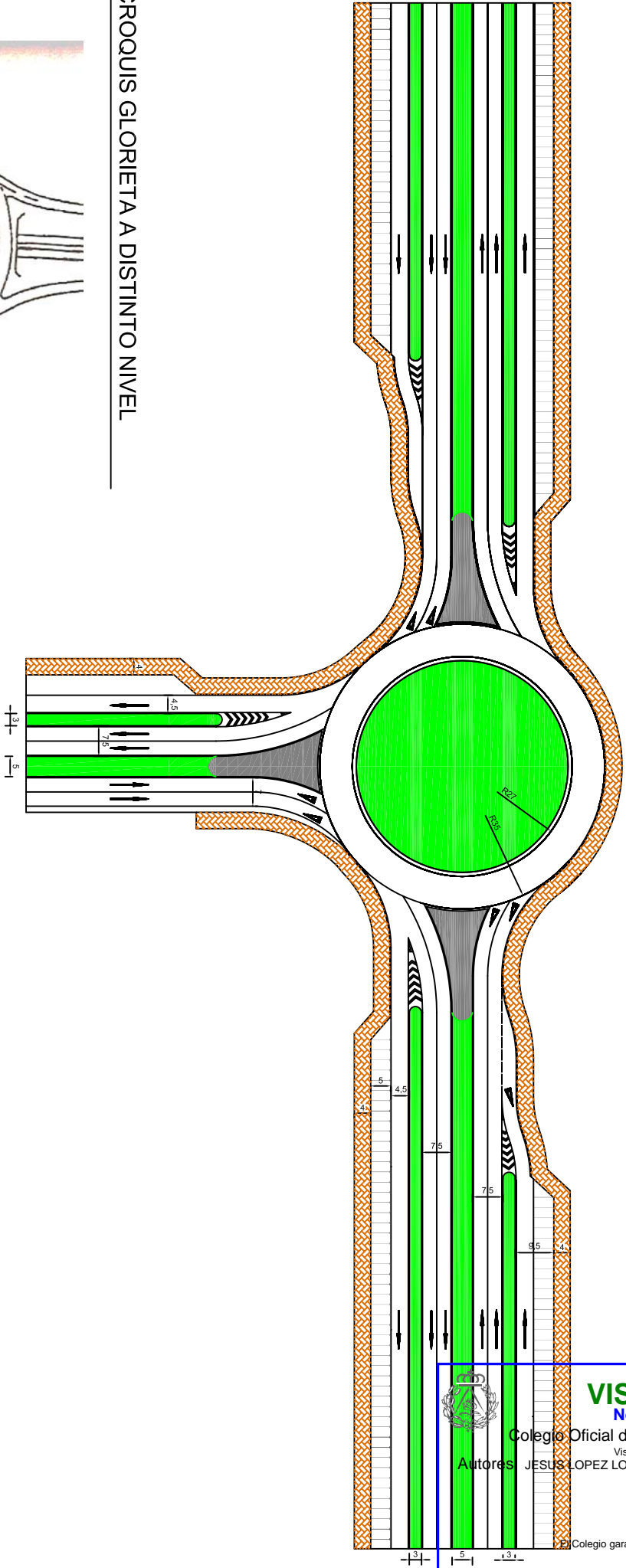
POLARIS WORLD

ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

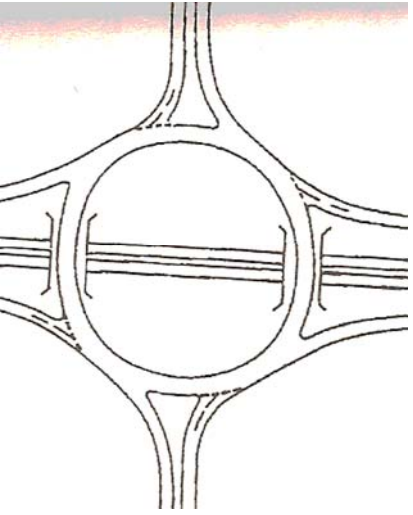
NUDO DE ENTRADA
DESDE MU-603, GLORIETA 3

Nº	H.O.A.:
2	
FECHA:	
OCTUBRE 2005	

INTERSECCIÓN VIAL PRINCIPAL CON VIAL PERIMETRAL



CROQUIS GLORIETA A DISTINTO NIVEL



04/04/2007
121804/41839

VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático


Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

PROMOTOR:

POLARIS WORLD

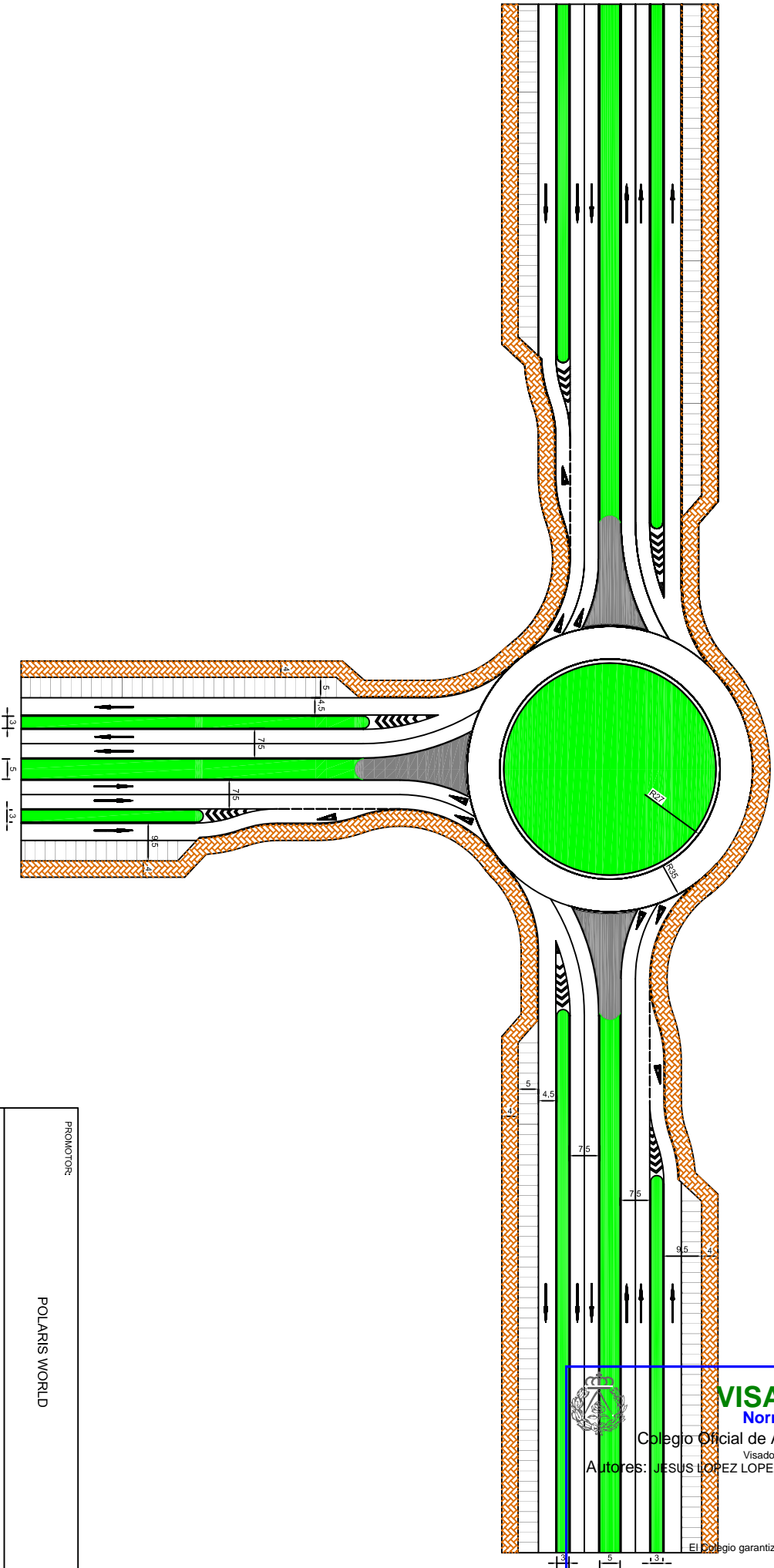
ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

INTERSECCION VIAL PRINCIPAL
CON VIAL PERIMETRAL GLORIETA 4.

Nº: 3
HOLM:

FECHA:
OCTUBRE 2005

INTERSECCIÓN DOS VALES PRINCIPALES EN T



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

SRG
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

PROMOTOR:

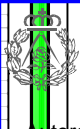
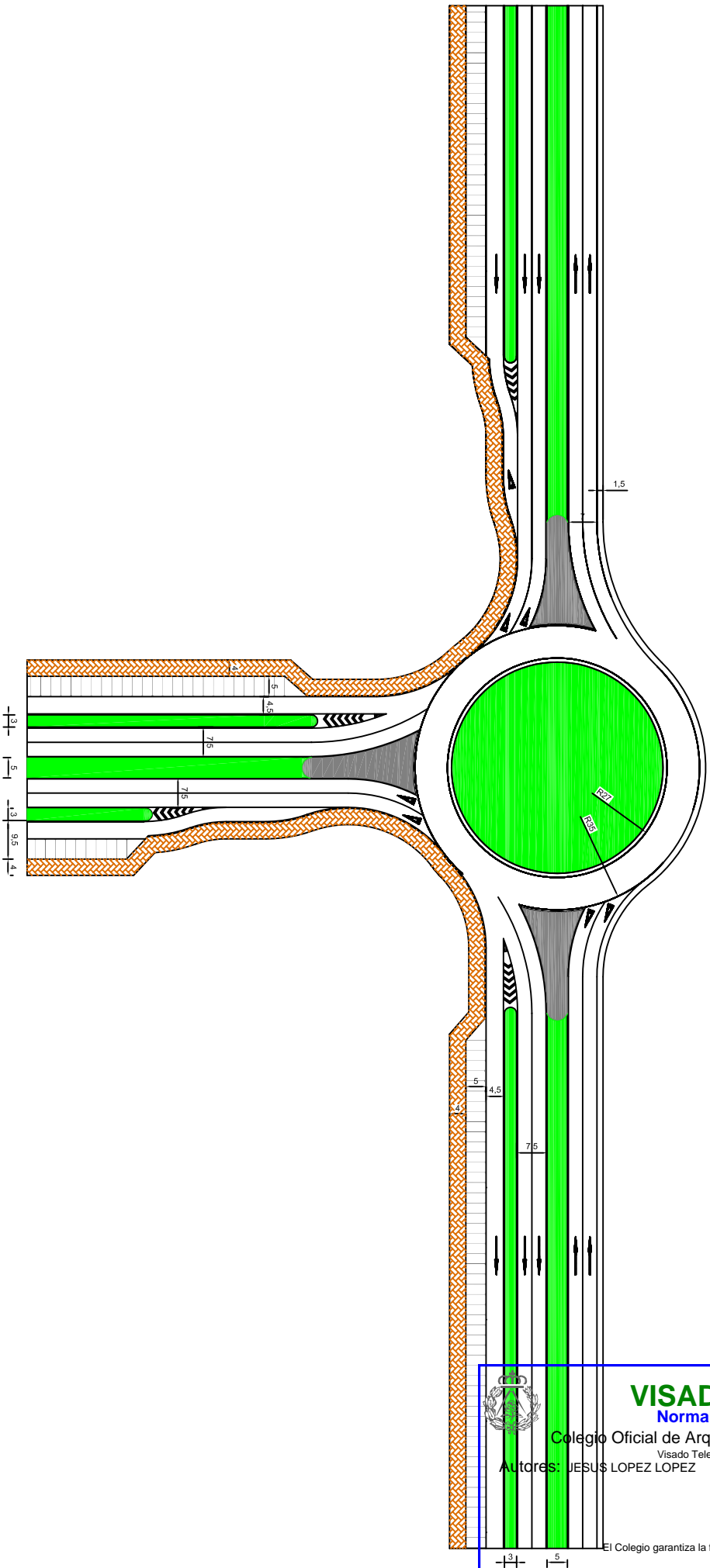
POLARIS WORLD

ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

Nº 4
FECHA: OCTUBRE 2005

HOLA:

INTERSECCIÓN VIAL PERIMETRAL CON VIAL PRINCIPAL



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

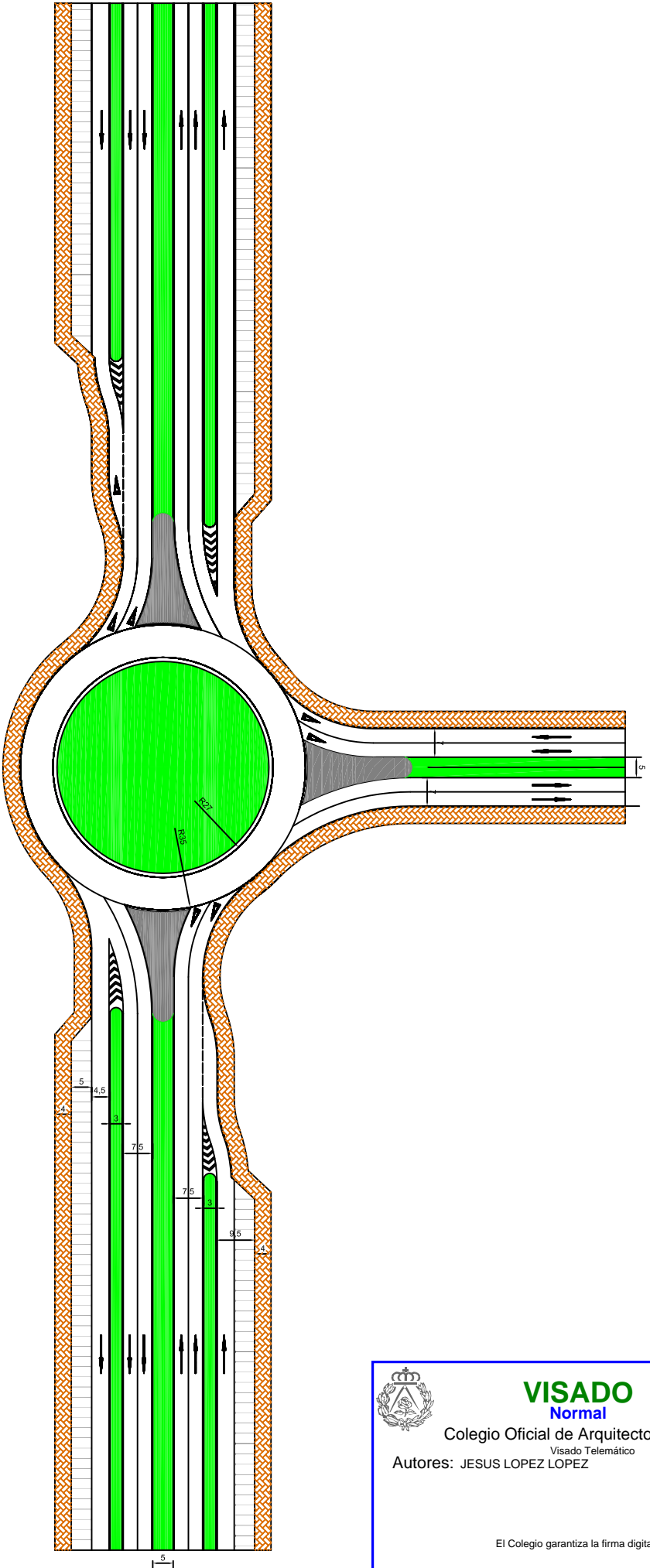
PROMOTOR:

POLARIS WORLD

ESTUDIO NUDOS VALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

INTERSECCION VIAL PERIMETRAL CON VIAL PRINCIPAL, GLORIETA 1		Nº	HORA:
		5	
FECHA:		OCTUBRE 2005	

INTERSECCIÓN VIAL PRINCIPAL CON ACCESO A SECTOR CON VIAL DOBLE CALZADA



PROMOTOR:

POLARIS WORLD

ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

INTERSECCION VIAL PRINCIPAL CON ACCESO
A SECTOR CON VIAL DOBLE CALZADA.
GLORIETA S.A.

Nº 6

HOLA:

FECHA:
OCTUBRE 2005



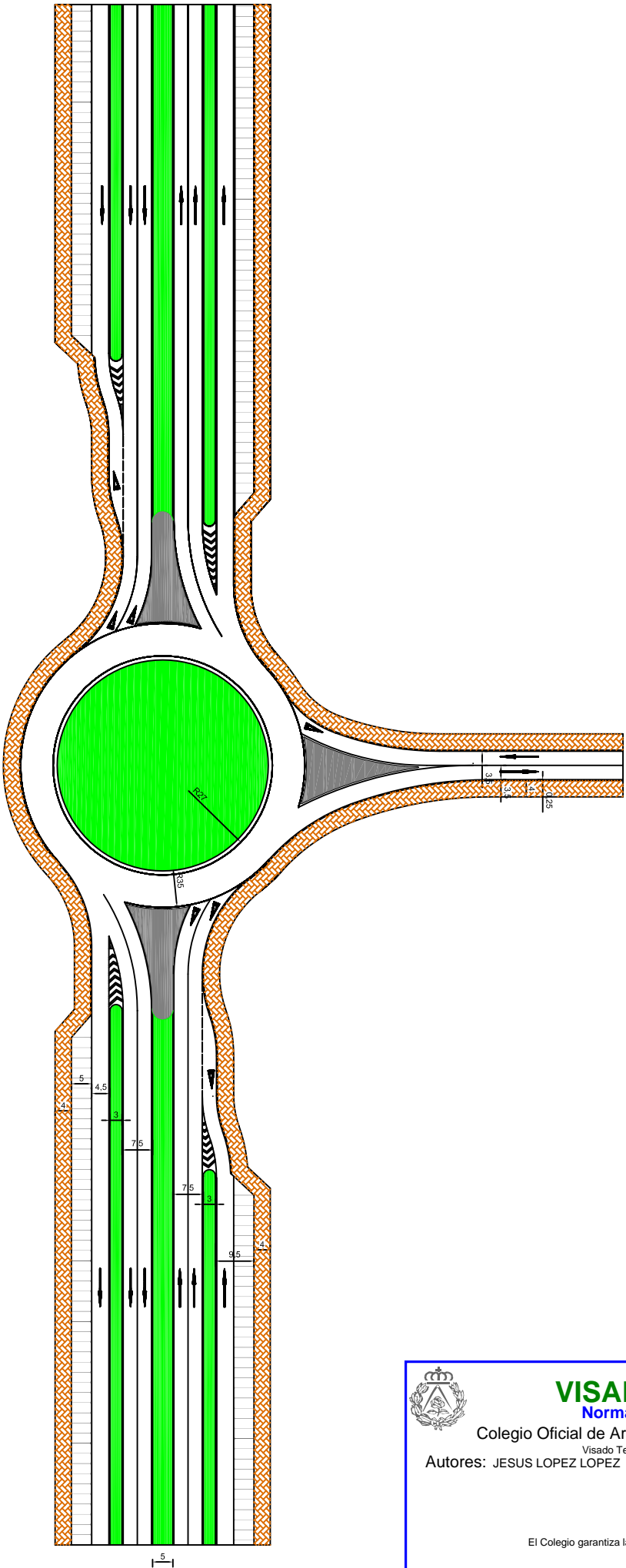
VISADO
Normal


04/04/2007
121804/41839 SRG
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia
Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

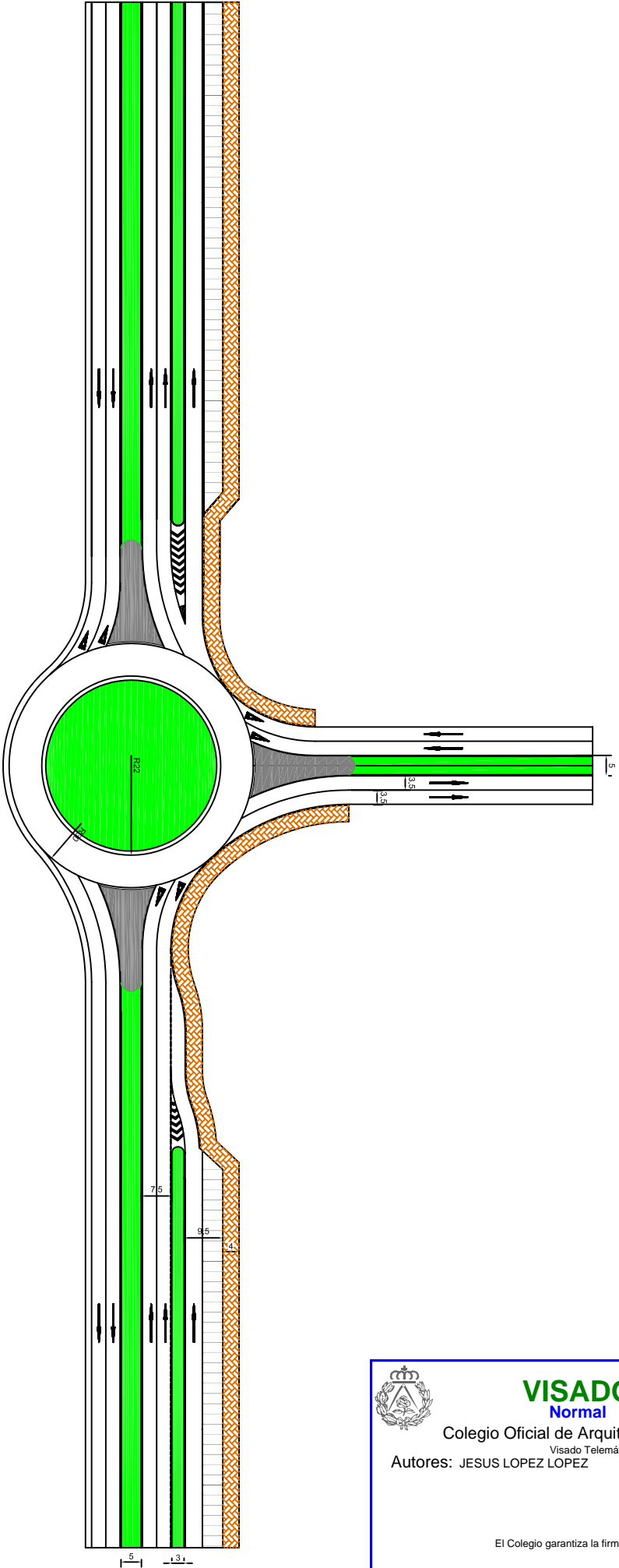
INTERSECCIÓN VIAL PRINCIPAL CON ACCESO A SECTOR CON VIAL UNA CALZADA



 <p>VISADO Normal</p> <p>Visado Telemático</p> <p>Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ</p>	<p>04/04/2007</p> <p>121804/41839</p> <p>SRG</p>
	<p>El Colegio garantiza la firma digital de los autores</p>

PROMOTOR: POLARIS WORLD	
ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT ALHAMA DE MURCIA	
Nº 7	HOJA:
FECHA: OCTUBRE 2005	
INTERSECCION VIAL PRINCIPAL CON ACCESO A SECTOR CON VIAL UNA CALZADA. GLORETA 5-B	

INTERSECCIÓN VIAL PERIMETRAL CON ACCESO A SECTOR CON VIA DE DOBLE CALZADA



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839 SRG
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia
Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

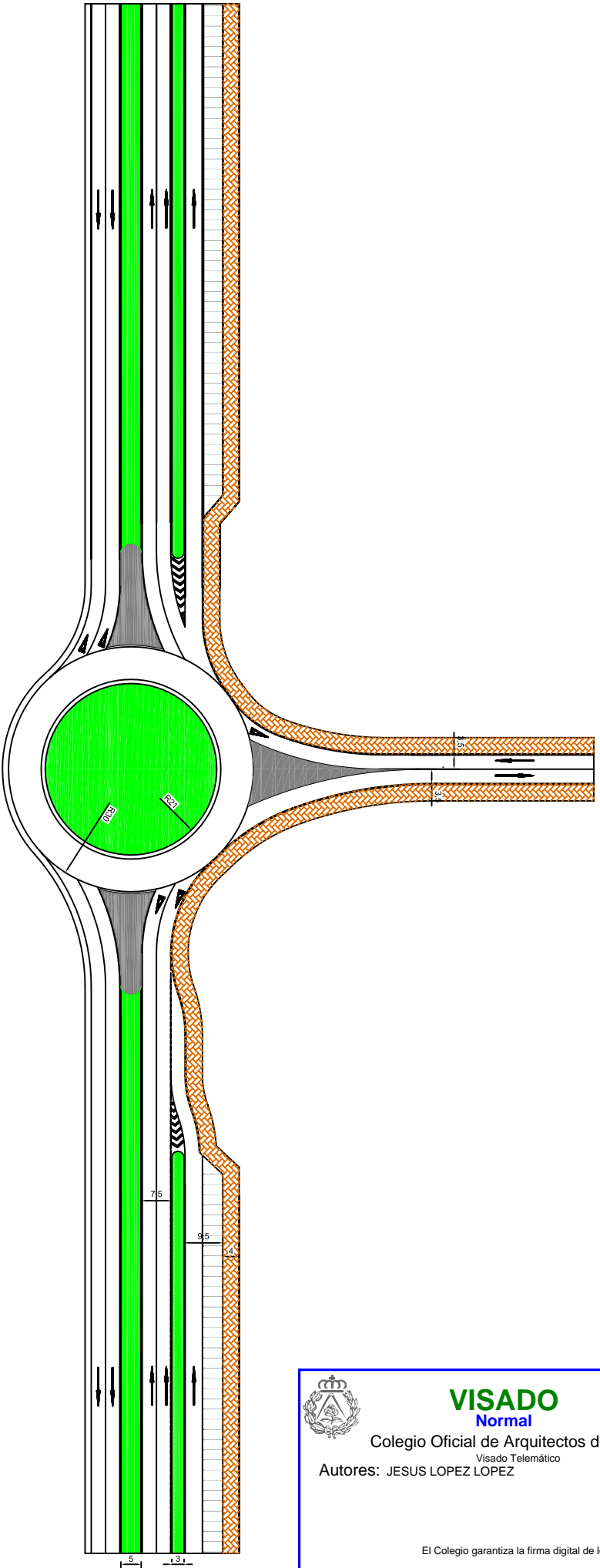
PROMOTOR:

POLARIS WORLD

ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

INTERSECCION VIAL PERIMETRAL CON ACCESO A SECTOR CON VIA DOBLE CALZADA. GEOMETRIA 6 A		Nº	8
		FECHA:	OCTUBRE 2005
		HORA:	

INTERSECCIÓN VIAL PERIMETRAL CON ACCESO A SECTOR CON VIA DE UNA CALZADA



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

PROMOTOR:

POLARIS WORLD

ESTUDIO NUDOS VIALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

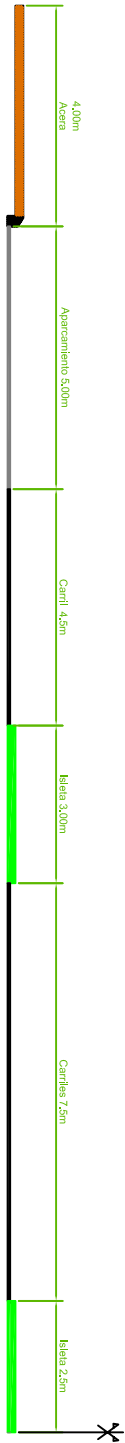
INTERSECCION VIAL PERIMETRAL CON
ACCESO A SECTOR CON VIA DE UNA CALZADA,
GLORIETA 6 B

Nº
9

HOLA:

FECHA:
OCTUBRE 2005

SECCION A-A'



SECCION B-B'



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

SRG
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

PROMOTOR:

POLARIS WORLD

ESTUDIO NUDOS VALES PLAN PARCIAL ALHAMA GOLF RESORT
ALHAMA DE MURCIA

SECCIONES TIPO		Nº	HOL/A
		10	
FECHA:		OCTUBRE 2005	

ANEXO 2.- MÉTODO DE CÁLCULO DE NIVELES DE SERVICIO EN RAMALES DE ENLACE DE AUTOVÍAS



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

I. INTRODUCCIÓN

Un ramal puede definirse como un tramo de calzada con la exclusiva función de proporcionar una conexión entre dos carreteras. Este capítulo se centra en el análisis de las uniones ramal-autopista, proporcionando además cierta información sobre los troncos de los ramales. Los procedimientos de análisis de las uniones ramal-autopista de este capítulo pueden aplicarse también para analizar con cierta aproximación las uniones de un ramal con estructuras viarias distintas de las autopistas, como son las autovías urbanas, las carreteras multicarril, y las carreteras de dos carriles, siempre que estas intersecciones lleven implícitos movimientos de convergencia y divergencia no controladas por semáforos, o señales de STOP. En las intersecciones ramal-calle controladas mediante estos dispositivos, se deberán aplicar los procedimientos del Capítulo 9, Intersecciones con Semáforos, o el Capítulo 10, Intersecciones sin Semáforos.

ELEMENTOS DE UN RAMAL

Un ramal se compone de tres elementos geométricos básicos:

1. La intersección ramal-autopista,
2. El tronco del ramal, y
3. La intersección ramal-calle.

Una unión ramal-autopista se proyecta generalmente para que los movimientos de confluencia o bifurcación a alta velocidad interfieran mínimamente la circulación del carril adyacente a la autopista. Las características geométricas de las intersecciones ramal-autopista son variables. Ciertos elementos tales como la posible existencia de carriles de aceleración/deceleración, su longitud, el ángulo de convergencia o divergencia, la pendiente relativa entre la autopista y el ramal, y otros varios, pueden afectar el funcionamiento del ramal. Los procedimientos de este capítulo son aplicables a vías de alta calidad. Sin embargo, algunos de los modelos utilizados tienen en cuenta explícitamente

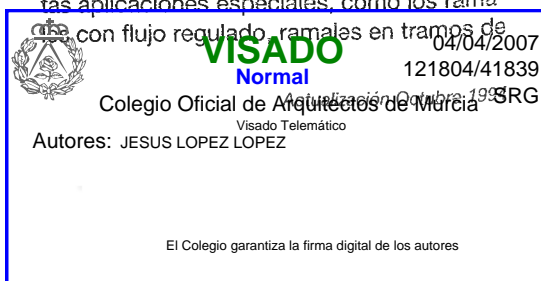
los efectos de la longitud de los carriles de aceleración/deceleración y de la velocidad libre del ramal y pueden, por lo tanto, aplicarse a una amplia gama de trazados, incluyendo algunos que se podrían denominar "por debajo del nivel estándar". La AASHTO (1) ofrece unas especificaciones para el trazado de los ramales y de las intersecciones de ramales.

Las características geométricas de los troncos de los ramales también varían de un lugar a otro. Los ramales se diferencian por el número de carriles (habitualmente uno o dos), la velocidad de proyecto, la inclinación, y la curvatura en planta. El tronco de un ramal rara vez es en sí mismo la causa de los problemas existentes en su funcionamiento, salvo que algún incidente de tráfico produzca una interrupción en alguno de sus tramos. Los problemas en la intersección ramal-calle pueden generar una cola a lo largo del ramal, aunque generalmente ésto no guarda relación con el trazado del ramal.

Los ramales de autopista-autopista tienen dos terminales ramal-autopista y no tienen una terminal ramal-calle. Muchos ramales, sin embargo, conectan viales de acceso controlado con arterias y colectores locales. La terminal ramal-calle es, frecuentemente en estos ramales, un elemento crítico del diseño. Las intersecciones ramal-calle pueden permitir los movimientos de convergencia y divergencia sin regulación o adoptar la forma de una intersección a nivel.

Este capítulo proporciona los procedimientos para identificar los probables colapsos de las terminales ramal-autopista (NS F) y para analizar la capacidad de las terminales ramal-autopista y del tronco de los ramales, fijando su NS entre el A y el E. Las intersecciones ramal-calle a nivel pueden analizarse utilizando los procedimientos del Capítulo 9, Intersecciones con Semáforos, o el Capítulo 10, Intersecciones sin Semáforos.

Este capítulo se ocupa también de ciertas aplicaciones especiales, como los ramales con flujo regulado, ramales en tramos de



autopista de cinco carriles (en un sentido), ramales de dos carriles, áreas de convergencia importantes, y áreas de divergencia importantes.

CARACTERISTICAS DE LA OPERACION

Una intersección ramal-autopista es una zona donde se produce una competencia por el espacio entre dos circulaciones. La demanda de la autopista corriente arriba a la zona de confluencia entra en competencia con la demanda del tráfico del ramal de acceso. Generalmente la demanda del ramal de acceso se genera localmente, si bien las calles colectoras y arteriales pueden atraer al ramal vehículos de orígenes más alejados. El flujo de una autopista corriente arriba del ramal es una combinación de viajes que obedecen a distintos patrones y orígenes.

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

La acción de entrada de cada vehículo convergente sobre el flujo del carril 1 crea una turbulencia en el flujo de tráfico en las proximidades del ramal. Los vehículos de la

autopista que se aproximan se desplazan hacia la izquierda para evitar esta turbulencia. Los estudios recientes (2) muestran que los efectos más pronunciados de estos vehículos convergentes se producen en los carriles 1 y 2 de la autopista y en el carril de aceleración en una distancia que llega hasta 450 m flujo abajo del punto físico de confluencia. La Figura 5-1 muestra esta "zona de influencia" en las intersecciones de ramales convergentes. Los modelos presentados en este capítulo se centran en las características operativas dentro de este área de influencia.

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

En los ramales de salida la maniobra básica es una bifurcación, esto es, un flujo único que se separa en dos distintos. Los vehículos que van a salir *deben* ocupar el carril adyacente al ramal de salida, éste es el carril 1 para un ramal de salida por la derecha. Así pues, al acercarse al ramal de salida, los vehículos con destino en ese ramal se desplazarán a la derecha. Esto ocasionará una redistribución del resto de los vehículos de la autopista, los cuales se desplaza-

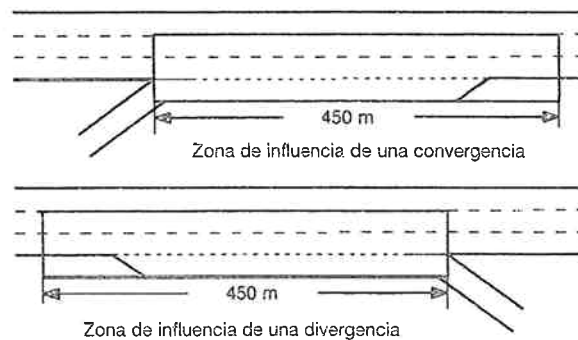


Figura 5-1. Zonas de influencia de ramales de incorporación y bifurcación.

Actualización Octubre 1994



VISADO
Normal

06/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

rán a la izquierda para evitar la turbulencia del área de divergencia inmediata. Nuevamente, los estudios recientes (2) muestran que el área de mayor turbulencia es el carril de deceleración y los carriles 1 y 2 en una longitud de 450 m corriente arriba del punto físico de divergencia. La Figura 5-1 muestra esta disposición.

En los procedimientos presentados en este capítulo para el análisis de la capacidad de las zonas influenciadas por los ramales se supone que los volúmenes de la autopista y de los ramales son conocidos. En consecuencia, las aplicaciones de proyecto y planeamiento se convierten en cálculos de ensayo y error utilizando las técnicas de análisis de la circulación como se especifica más adelante. Esto es lógico, puesto que el ramal es un punto muy concreto dentro de una carretera cuyos flujos o bien se conocen, o bien se especifican.

Los procedimientos de este capítulo suponen que el comportamiento de los vehículos que convergen o divergen queda inalterado por las constricciones o alteraciones

de los flujos corriente arriba o corriente abajo. En una zona de convergencia o divergencia, por ejemplo, los problemas corriente abajo pueden propagarse fácilmente corriente arriba. En estos casos la circulación refleja las características del colapso corriente abajo y no es de esperar que se ajuste a los modelos aquí presentados.

MEDIDA DE LA LONGITUD DE LOS CARRILES DE ACELERACION Y DECELERACION

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

II. METODOLOGIA

Tal y como muestra la Figura 5-1, el enfoque básico en el modelaje de las áreas de convergencia y divergencia se centra en un área de influencia de 450 m que incluye el carril de aceleración o deceleración y los carriles 1 y 2 de la autopista.

El modelo tiene tres pasos principales:

1. Se determina el flujo que entra por los carriles 1 y 2 inmediatamente flujo arriba del área de influencia de la convergencia o del comienzo del carril de deceleración en un ramal de salida. Se designa a este flujo por Q_{12} . Este debe ser conocido, porque es un determinante fundamental de las características de explotación dentro del área de influencia del ramal.

2. Se determinan los valores críticos de la capacidad, y se comparan los flujos de la demanda con estos valores. La comparación determina la posibilidad de que el área de convergencia o divergencia se colapse.

La capacidad se evalúa en dos puntos: (a) el flujo total máximo de salida del área de convergencia o divergencia (Q_{as}) para los ramales de entrada; $Q_{as} + Q_r$ en ramales de salida) y (b) el flujo total máximo que razonablemente puede entrar la zona de influencia del área de convergencia/divergencia (Q_{r12}) en los ramales de entrada; Q_{12} en los ramales de salida). El colapso es probable si la demanda excede cualquiera de estos dos valores de capacidad.

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

La Figura 5-2 muestra estas variables básicas y las relaciones entre ellas. Todos los aspectos de este modelo y de los criterios de



nivel de servicio se expresan en intensidades máximas en vehículos ligeros equivalentes por hora en los 15 min punta de la hora de interés. Por lo tanto, antes de aplicar cualquiera de estos procedimientos, se deben convertir todos los flujos relevantes de la autopista y de los ramales a los equivalentes en vehículos ligeros por hora en condiciones ideales para el periodo de 15 min punta de la hora de interés. Para convertir cualquier intensidad horaria en vehículos a la hora en el formato deseado se utilizará la Ecuación 5-1:

$$Q_{v/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP f_{VP} f_A f_C} \quad (5-1)$$

siendo

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

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

FHP = factor de hora punta,

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

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

f_C = factor de ajuste por el tipo de conductores.

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

PREDICCIÓN DEL FLUJO ENTRANTE EN LOS CARRILES 1 Y 2 (Q_{12})

Los estudios han mostrado que las influencias fundamentales en la distribución de los vehículos de autopista entre los dos carriles, inmediatamente flujo arriba de las áreas de convergencia y divergencia, provienen de:

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

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

L_a o L_d = longitud total del carril de aceleración o deceleración (m);

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

El flujo total de la autopista es, con mucho, el factor dominante de entre todos estos. Los modelos están estructurados para tener en cuenta este fenómeno sin distorsionar las otras relaciones. El flujo total del ramal tiene un papel fundamental en la distribución del flujo entre carriles inmediatamente flujo arriba de los ramales de salida,

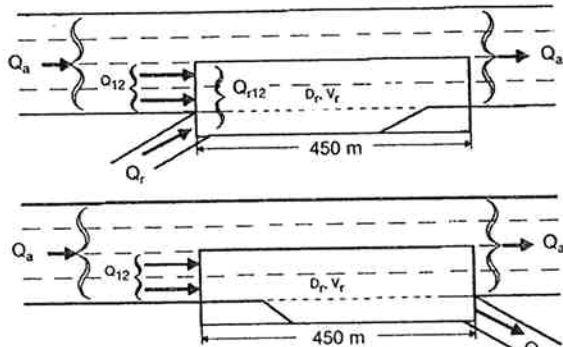


Figura 5-2. Valores críticos de las funciones de los ramales.

04/04/2007
121804/41839

VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

163

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

porque para acceder al mismo todo el tráfico del ramal debe estar en el carril 1. Sorprendentemente, en los ramales de entrada este parámetro tiene muy poca influencia en el flujo que entra en los carriles 1 y 2.

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

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

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

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

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

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

El nivel de influencia de los ramales contiguos flujo arriba o flujo abajo sobre la distribución del flujo entre los carriles depende del tamaño de la autopista, de la combinación específica de ramales flujo arriba o flujo

abajo (o de ambos), y de las distancias y flujos involucrados.

Estructura General del Modelo

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

$$Q_{12} = Q_a \times P_{ac} \quad (5-2)$$

siendo

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

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

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

El modelo para ramales de salida por la derecha de un solo carril toma una estructura diferente. En el caso de ramales de salida Q_{12} es el flujo inmediatamente corriente arriba del comienzo del carril de deceleración. Por lo tanto, Q_{12} debe incluir a Q_r , el flujo del ramal de salida. Lo importante es la proporción de vehículos de paso que permanecen en los carriles 1 y 2 en este punto. El siguiente modelo expresa esta lógica

$$Q_{12} = Q_r + (Q_a - Q_r) \times P_{ad} \quad (5-3)$$

Este modelo se centra en la predicción de la selección a realizar por los conductores de la autopista que se acercan a la zona



de divergencia y que no salen por el ramal (es decir, aquellos conductores que tienen elección).

Modelos Específicos

La metodología está basada en los resultados de un estudio del National Cooperative Highway Research Program (2) en el que se calibraron las ecuaciones para P_{ac} y P_{ad} para las distintas configuraciones posibles, incluyendo consideraciones sobre la anchura de la autopista y de los ramales corriente arriba y corriente abajo.

La base de datos del estudio incluyó a 58 emplazamientos de siete regiones de la nación, cada uno de los cuales se estudió durante un período de 2 a 4 h.

La Figura 5-3 muestra los modelos utilizados para los ramales de entrada por la derecha de un solo carril y proporciona una matriz para determinar el modelo a aplicar a cada configuración dada. La Figura 5-4 proporciona una información similar para ramales de salida por la derecha de un solo carril. Estas figuras proporcionan un índice de los modelos predictivos de Q_{12} .

La predicción de Q_{12} para autopistas de cuatro carriles es trivial, puesto que los carriles 1 y 2 constituyen un sentido completo de la autopista. Los conductores deben atravesar la zona de influencia del ramal, porque no hay otros carriles que permitan evitarla.

La forma de cada ecuación indica las interacciones causales entre las variables de explotación y geométricas de las áreas de convergencia y divergencia. La Ecuación 2, ecuación general para los ramales de entrada de un único carril en autopistas de seis carriles, es muy sencilla. Sugiere que la única variable que afecta a la proporción del flujo que permanece en los carriles 1 y 2 inmediatamente flujo arriba de la convergencia es la longitud del carril de aceleración. Cuanto más largo sea el carril de aceleración mayor será el número de vehículos que permanezca en los carriles 1 y 2, al reducirse la turbulencia en la zona de convergencia.

Actualización Octubre 1994

Las Ecuaciones 3 y 4 tratan las convergencias en autopistas de seis carriles pero tienen en cuenta el efecto de los ramales de salida contiguos flujo arriba y flujo abajo del ramal en estudio.

Solo se deben utilizar estas ecuaciones cuando todas las variables queden dentro de los límites mostrados en la Figura 5-3. La ecuación general para autopistas de seis carriles, Ecuación 2, debe utilizarse cuando algunas variables de entrada queden fuera de estos límites. La ecuación general se aplica también cuando existan ramales adyacentes corriente arriba o corriente abajo; no hay evidencia reciente apoyando el hecho de que afecten el comportamiento del ramal estudiado.

La Ecuación 5 se utiliza para todos los ramales de incorporación por la derecha de un solo carril en autopistas de ocho carriles. No se les aplica ningún tipo de ecuación especial para tener en cuenta los efectos de los ramales adyacentes corriente arriba y corriente abajo. La Ecuación 5 indica que los flujos de ramal elevados tienen un impacto negativo en Q_{12} , mientras que la proporción de tráfico que permanece en los carriles 1 y 2 aumenta al aumentar la longitud del carril de aceleración (como es el caso en las autopistas de seis carriles) y con la reducción de la velocidad libre del ramal. Esto último sugiere que cuando los vehículos del ramal entran en la autopista cuanto mayor es su velocidad, mayor es el desplazamiento de los vehículos de la autopista a los carriles 1 y 2.

La Ecuación 7 es la ecuación general para divergencias en autopistas de seis carriles. La Ecuación 8 se aplica a los ramales de divergencia en autopistas de seis carriles en los que existe un ramal adyacente corriente arriba, mientras que la Ecuación 9 se utiliza cuando existe un ramal adyacente corriente abajo. Estas ecuaciones deben utilizarse únicamente cuando todas las variables permanecen dentro de los rangos indicados en la Figura 5-4. Cuando no sea así, en la Ecuación 7 se deben utilizar valores sustitutos por omisión. La Ecuación 7



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

165 SRG
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

$$Q_{12} = Q_a \times P_{ac}$$

Ecuaciones:

ECN 1	$P_{ac} = 1,00$
ECN 2	$P_{ac} = 0,5775 + 0,000009 L_a$
ECN 3	$P_{ac} = 0,7289 - 0,0000135 (Q_a + Q_r) - 0,001273 V_{Lr} + 0,000207 D_{ar}$
ECN 4	$P_{ac} = 0,5487 + 0,080101 Q_{ab}/D_{ab}$
ECN 5	$P_{ac} = 0,2178 - 0,000125 Q_r + 0,058859 L_a/V_{ar}$

Estadísticos relevantes:

Estadístico	ECN 1	ECN 2	ECN 3	ECN 4	ECN 5
R^2	N/D	0,93	0,96	0,89	0,97
SE	N/D	202	143	219	128
Rango de Q_a	N/D	950-7792	950-7280	2038-5886	4012-9102
Rango de Q_r	N/D	112-2310	160-1822	160-2310	244-672
Rango de L_a	N/D	99-701	N/D	N/D	211-407
Rango de V_{ar}	N/D	N/D	48-85	N/D	51,5-80,5
Rango de Q_{ab}	N/D	N/D	N/D	80-1122	N/D
Rango de D_{ab}	N/D	N/D	N/D	365-488	N/D
Rango de D_{ar}	N/D	N/D	137-823	N/D	N/D

Matriz de selección:

Configuración	Autopistas de 4 carriles	Autopistas de 6 carriles	Autopistas de 8 carriles
Aislada	ECN 1	ECN 2	ECN 5
c/Ramal de entrada corriente arriba	ECN 1	ECN 2	ECN 5
c/Ramal de salida corriente arriba	ECN 1	ECN 3 o ECN 2	ECN 5
c/Ramal de entrada corriente abajo	ECN 1	ECN 2	ECN 5
c/Ramal de salida corriente abajo	ECN 1	ECN 4 o ECN 2	ECN 5

Figura 5-3. Modelos de predicción de Q_{12} en ramales de incorporación.

$$Q_{12} = Q_r + (Q_a - Q_r) P_{ad}$$

Ecuaciones:

ECN 6	$P_{ad} = 1,00$
ECN 7	$P_{ad} = 0,760 - 0,000025 Q_a - 0,000046 Q_r$
ECN 8	$P_{ad} = 0,717 - 0,000039 Q_a + 0,1841 Q_{ar}/D_{ar}$
ECN 9	$P_{ad} = 0,616 - 0,000021 Q_a + 0,038039 Q_{ab}/D_{ab}$
ECN 10	$P_{ad} = 0,436$

Estadísticos relevantes:

Estadística	ECN 6	ECN 7	ECN 8	ECN 9	ECN 10
R'	N/D	0,87	0,92	0,97	0,85
SE	N/D	156	119	77	138
Rango de Q_a	N/D	3624-6190	3624-6190	3763-5973	5382-8278
Rango de Q_r	N/D	502-1688	502-1688	502-696	468-1238
Rango de L_d	N/D	N/D	N/D	N/D	N/D
Rango de Q_{ar}	N/D	N/D	236-548	N/D	N/D
Rango de D_{ar}	N/D	N/D	610-1372	N/D	N/D
Rango de Q_{ab}	N/D	N/D	N/D	476-1219	N/D
Rango de D_{ab}	N/D	N/D	N/D	290-427	N/D

Matriz de selección:

Configuración	Autopistas de 4 carriles	Autopistas de 6 carriles	Autopistas de 8 carriles
Aislada	ECN 6	ECN 7	ECN 10
c/Ramal de entrada corriente arriba	ECN 6	ECN 8 o ECN 7	ECN 10
c/Ramal de salida corriente arriba	ECN 6	ECN 7	ECN 10
c/Ramal de entrada corriente abajo	ECN 6	ECN 7	ECN 10
c/Ramal de salida corriente abajo	ECN 6	ECN 9 o ECN 7	ECN 10

Figura 5-4. Modelos de predicción de Q_{12} en ramales de salida.

Actualización Octubre 1994

04/04/2007
121804/41839

VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

se utiliza también para ramales de divergencia en autopistas de seis carriles cuando existen ramales adyacentes de divergencia corriente arriba y carriles de convergencia adyacentes corriente abajo. No tienen ninguna influencia significativa en los comportamientos de los ramales de divergencia.

La Ecuación 10 se utiliza para todos los ramales de divergencia por la derecha de un único carril en autopistas de ocho carriles. Sugiere que la proporción de tráfico que no abandona la autopista y permanece en los carriles 1 y 2 es constante. Por lo tanto, Q_{12} queda influenciado únicamente por Q_a y Q_r , que son parte del modelo general utilizado.

VALORES DE LA CAPACIDAD

Como indica la Figura 5-2 la capacidad de las áreas de confluencia se expresa de dos maneras. La primera se refiere a la intensidad máxima de la autopista que puede abandonar el área de confluencia. Esta capacidad es 2.200 vl/h/c para autopistas de cuatro carriles y 2.300 vl/h/c para autopistas de 6 o más carriles.

La segunda manera de evaluar la capacidad de las áreas de confluencia es en términos del flujo total máximo que puede entrar en el área de influencia de la confluencia. Este valor es la suma del flujo del ramal más el flujo de los carriles 1 y 2 ($Q_r + Q_{12}$), al que se le ha designado como Q_{r12} . Esta capacidad ha quedado establecida en 4.400 vl/h para autopistas de cuatro carriles y 4.600 vl/h para autopistas de seis o más carriles. En una autopista de cuatro carriles, todos los vehículos que entran en la zona de influencia de la confluencia están obligados a permanecer dentro de ella. En una autopista de seis o más carriles, los vehículos que entran dentro de la zona de influencia de la convergencia tienen la oportunidad de abandonarla a lo largo de su longitud. Esta característica permite unos flujos de entrada ligeramente mayores.

La capacidad de las áreas de divergencia se expresa igualmente de dos maneras.

La primera es en términos de flujo máximo total que puede salir de la zona de divergencia por la autopista y por el ramal ($Q_{as} + Q_r$). Este es el mismo valor que la capacidad de la autopista corriente arriba, lo que esencialmente limita el número de vehículos que pueden entrar en la zona de divergencia. También puede estar limitado por la capacidad de la sección transversal corriente abajo de la autopista y por el tronco del ramal en sí. En ramales de divergencia de un único carril, la sección de la autopista corriente abajo tiene en general la misma o prácticamente la misma capacidad que la sección de aproximación corriente arriba y raramente constituye un factor de consideración. Si el ramal en sí mismo tiene una capacidad inferior a su demanda, la capacidad total de descarga puede quedar todavía más restringida. Más adelante dentro de este mismo capítulo se presentan las capacidades de ramal. Como el regulador principal del flujo total de salida es la capacidad de la sección de autopista corriente arriba, sus capacidades son de 2.200 vl/h/c para autopistas de cuatro carriles y 2.300 vl/h/c para autopistas de seis o más carriles.

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



VISADO

Normal

Actualización Octubre 1994

04/04/2007
121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

TABLA 5-1. VALORES DE CAPACIDAD DE LAS ZONAS DE CONFLUENCIA Y DIVERGENCIA (RAMALES DE 1 SOLO CARRIL)

Anchura de la autopista (Número de carriles por sentido)	Zona de confluencia		Zona de divergencia	
	Q_{as} (vl/h)	Q_{r12} (vl/h)	$Q_{as} + Q_r$ (vl/h)	Q_{12} (vl/h)
4	4,400	4,400	4,400	4,400
6	6,900	4,600	6,900	4,400
8	9,200	4,600	9,200	4,400
>8	2,300/carril	4,600	2,300/carril	4,400

La Tabla 5-1 resume estas cifras de capacidad. Se expresan en vehículos ligeros por hora en condiciones ideales. Cada una debe ser comparada con la demanda convertida a vehículos ligeros por hora en condiciones ideales (Ecuación 5-1). Si la demanda supera cualquiera de los dos valores de capacidad, es probable que la sección se colapse (es decir que se formen colas a lo largo del tramo). Si se previera este colapso, se asignaría automáticamente el nivel de servicio F.

CRITERIOS DEL NIVEL DE SERVICIO

Los NS A a E en terminales de ramal de autopista están basados en la densidad en la zona de influencia del ramal y suponiendo que no se produzca un colapso. El NS F significa que existe una condición de colapso, o que se espera que exista. El NS F se produce cuando las intensidades de demanda exceden los límites indicados en la Tabla 5-1. Cuando no se exceden ninguno de estos límites, no se espera ningún colapso, y el nivel de servicio se basa únicamente en la densidad, como se indica en la Tabla 5-2. La Tabla 5-2 también da la velocidad media de los vehículos en la zona de influencia del ramal como parámetro secundario del nivel de servicio. Esto es especialmente útil al comparar estos criterios con datos de cam-

po, puesto que la densidad rara vez se mide directamente.

Los valores de densidad dados para los NS A a E asumen un régimen de funcionamiento estable, y sin colapsos. Ciertos estudios (2) han mostrado que existe un solape en los campos de densidad de forma que en algunas operaciones en colapso puede existir una densidad inferior a la alcanzable en condiciones de explotación estable. Esto se debe a los movimientos de tipo onda de los vehículos dentro de una cola y a la longitud relativamente más corta de las zonas de influencia del ramal de salida. El modelo

TABLA 5-2. CRITERIOS DE NIVELES DE SERVICIO PARA ZONAS DE INFLUENCIA DE LAS UNIONES RAMAL-AUTOPISTA

Nivel de servicio	Densidad máxima (medida primaria) vl/km/c	Velocidad mínima (medida secundaria) km/h
A	6,2	93,3
B	12,4	90,1
C	17,4	83,7
D	21,7	74,0
E	>21,7	67,6
F	^a	^a

^a Los flujos de demanda exceden los límites de la Tabla 5-1.



obliga a la determinación de la existencia del NS F utilizando los valores de intensidad máxima de la Tabla 5-1. Solamente después de haber hecho ésto, y si el flujo es estable, se estima una densidad y se asigna otro nivel de servicio.

Cada uno de los límites de densidad es mayor que el correspondiente a un tramo básico de autopista (Capítulo 3) excepto para el NS A. Esto se debe a que: (a) los conductores esperan un incremento de turbulencia y mayor proximidad entre vehículos en una zona de convergencia o divergencia y (b) los conductores dentro de una zona de convergencia o divergencia viajan a velocidades inferiores para cualquier intensidad por carril de lo que lo harían en una autopista normal.

El NS A representa una explotación sin restricciones. La densidad es suficientemente baja para permitir maniobras de convergencia y divergencia sin alteración del flujo de los vehículos de paso. Virtualmente no existe ninguna turbulencia detectable en la zona de influencia del ramal, y las velocidades permanecen cercanas a las esperadas en el tramo básico de autopista.

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

En el NS C, la velocidad media dentro de la zona de influencia del ramal comienza a declinar, al tiempo que la turbulencia de convergencia y divergencia se hace más patente. Tanto los vehículos de la autopista como los del ramal de incorporación comienzan a ajustar sus velocidades para acomodar suavemente sus maniobras de convergencia. En las zonas de divergencia, los vehículos comienzan a reducir su veloci-

dad para permitir el cambio de carril al ir aproximándose a la divergencia los vehículos con destino en el ramal de divergencia. Las condiciones de conducción en este nivel son todavía relativamente confortables.


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

El NS E, representa unas condiciones que se acercan y alcanzan la capacidad. Las velocidades se reducen a cifras entre 64 y 70 km/h, y la turbulencia de las maniobras de convergencia y divergencia llega a constituir una intromisión en la actividad de todos los conductores que están en la zona de influencia. Los niveles de intensidad pueden acercarse a los límites de la capacidad y los pequeños cambios de la demanda o las alteraciones del flujo circulatorio pueden ocasionar el comienzo de la formación de colas tanto en el ramal como en la autopista.

El NS F, representa un funcionamiento en régimen de colapso, o inestable. En este nivel, las demandas que se aproximan exceden la capacidad de descarga de la autopista corriente abajo (y del ramal, en el caso de áreas de divergencia). Es notoria la formación de colas en la autopista y en los ramales de incorporación, que continuarán creciendo mientras las intensidades de aproximación excedan la capacidad de descarga del tramo. Las colas de la autopista no son de la misma naturaleza que las colas en una intersección o en otros tipos de parada. Para una descripción más completa consúltese el Capítulo 3.

Predicción de la Densidad

La Tabla 5-3 proporciona modelos predictivos de la densidad en las zonas de influencia de confluencias y divergencias. Como datos de entrada se tienen las intensidades de entrada a la zona de influencia y la



04/04/2007
121804/41839

VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid SRG
Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

longitud de los carriles de aceleración y deceleración. Estos carriles tienen un efecto importante sobre la densidad, porque proporcionan una longitud de carril adicional a lo largo de la cual se puede dispersar la intensidad total de la zona de influencia.

Los modelos de densidad de la Tabla 5-3 se aplican solamente a aquellos casos en los que no se produce o se espera, para las intensidades de demanda existentes, que no se produzca el colapso. Por lo tanto, todas las densidades predichas por estos modelos están, por definición, en el rango del NS A al E. Hasta el momento no existen modelos para la predicción directa de la densidad en una zona de influencia de un ramal que opere en el NS F.

Los valores de Q_r , L_{ar} y L_{ab} son datos. Como ya se comentó anteriormente, los valores de Q_{12} se predicen utilizando los modelos de las Figuras 5-3 y 5-4.

Predicción de la Velocidad

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

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

La Tabla 5-4 proporciona modelos para la predicción de la velocidad media de los vehículos dentro de la zona de influencia de los ramales definida en este capítulo.

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

Todas las ecuaciones están basadas en el concepto de velocidad máxima y mínima en condiciones estables o inestables. Para flujo estable, la velocidad máxima es la velocidad libre de la autopista (V_{La}). Al haberse encontrado la cifra de 67,6 km/h como línea divisoria entre flujos estables e inestables, se ha adoptado ésta como la velocidad mínima para los modelos de flujo estable. Los factores C y D son los factores de intensidad de convergencia y divergencia utilizados para escalonar la caída desde la velocidad máxima a la mínima. No se propone ningún modelo de flujo inestable, pero el campo práctico de variación de las velocidades en el NS F oscila entre un mínimo de 16 a 19 km/h a un máximo de 67,6 km/h.



TABLA 5-3. MODELOS PARA PREDECIR LA DENSIDAD EN LAS ZONAS DE INFLUENCIA DE LOS RAMALES

ELEMENTO	ECUACION O VALOR
ZONA DE CONVERGENCIA EN RAMALES DE ENTRADA DE UN SOLO CARRIL	
Modelo	$D_r = 3,4027 + 0,00456 Q_r + 0,00485 Q_{12} - 0,01278 L_a$
R ²	0,88
Error estándar (vl/km/c)	2,68
Períodos aforados (no.)	167
ZONA DE DIVERGENCIA EN RAMALES DE SALIDA DE UN SOLO CARRIL	
Módulo	$D_r = 2,6426 + 0,005345 Q_{12} - 0,0183 L_d$
R ²	0,93
Error estándar ((vl/km/c)	1,75
Períodos aforados (no.)	86

TABLA 5-4. MODELOS PARA PREDECIR LA VELOCIDAD EN LAS ZONAS DE INFLUENCIA DE RAMALES

ELEMENTO	ECUACION O VALOR
RAMALES DE ENTRADA DE UN CARRIL, FLUJO ESTABLE	
Modelo	$V_r = V_{La} - (V_{La} - 67,6) C_v$ $C_v = 0,321 + 0,0039 e^{(Q_r/12/1.000)} - 0,004 \left(\frac{L_a V_{Lr}}{1.000} \right)$
R ²	0,60
Error estándar (km/h)	2,20
Períodos aforados (no.)	132
RAMALES DE SALIDA DE UN CARRIL, FLUJO ESTABLE	
Modelo	$V_r = V_{La} - (V_{La} - 67,6) D_v$ $D_v = 0,883 + 0,00009 Q_r - 0,008 V_{Lr}$
R ²	0,44
Error estándar ((hm)	2,46
Períodos aforados (no.)	73



III. PROCEDIMIENTOS DE APLICACION

RAMALES DE CONVERGENCIA Y DE DIVERGENCIA DE UN UNICO CARRIL.

En el epígrafe anterior se han presentado y comentado los modelos para el análisis de terminales de autopista influenciadas por ramales de convergencia y divergencia de un único carril. Este epígrafe proporciona unos procedimientos sencillos y paso a paso para su aplicación. La Figura 5-5 muestra un formulario en el que se resumen los resultados de este tipo de análisis.

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

Paso 1: Especificación de la geometría y de los volúmenes de demanda. Para realizar un análisis de circulación es preciso especificar tanto la geometría como los volúmenes de demanda. En la parte superior del formulario de la Figura 5-5 se dibuja un boceto de la geometría del ramal a analizar. Este debe mostrar todos los carriles y su configuración, las anchuras de carril, el volumen del ramal (Q_r) en vehículos a la hora, y el volumen de la autopista en la zona de aproximación (Q_a) en vehículos a la hora. Cuando se disponga de información sobre los ramales contiguos corriente arriba o corriente abajo se debe anotar a la izquierda y derecha del boceto del formulario.

Paso 2: Conversión de los volúmenes de demanda a intensidades (en vehículos ligeros a la hora) en condiciones ideales. Todos los volúmenes de demanda especi-

ficados en vehículos mixtos a la hora para la hora completa en estudio deben convertirse en intensidades (para el período punta de 15-min de la hora) en vehículos ligeros equivalentes por hora en condiciones ideales. Esto se hace de acuerdo con la Ecuación 5-1:

$$Q_{v/h} = \frac{Q_{v/h}}{FHP f_{VP} f_A f_C}$$

Con este modelo se deben convertir los siguientes volúmenes: Q_a , Q_r , Q_{ar} , y Q_{ab} . El factor de hora punta, FHP, debe especificarse sobre la base de la demanda local. Los tres factores de ajuste se toman utilizando los modelos especificados en el Capítulo 3, Tramos Básicos de Autopista.

Paso 3: Estimación de Q_{12} . La intensidad de los vehículos de la autopista que permanecen en los carriles 1 y 2 inmediatamente corriente arriba del punto de confluencia o del comienzo del carril de deceleración es una variable crítica. El modelo apropiado selecciona de las Figuras 5-3 (zonas de confluencia) o 5-4 (zonas de divergencia). Todas las intensidades utilizadas en estas ecuaciones deben pasarse a vehículos ligeros por hora en condiciones ideales (es decir, se toman de la parte de "conversión" del formulario). Se anotan, como se indica, los resultados de este cálculo en la tercera sección del formulario. También se muestra el número apropiado de ecuación (de la Figura 5-3 ó 5-4) con objeto de que se pueda comprobar más tarde.

Cuando una situación pueda resolverse por más de una ecuación, como cuando existan ramales adyacentes corriente arriba y corriente abajo que entren dentro de los dominios de aplicación apropiados, se deben realizar ambos cálculos. Se utilizará el valor de Q_{12} mayor de los obtenidos.

Sólo se utilizarán las ecuaciones relativas a los efectos de los ramales adyacentes

Actualización Octubre 1994



VISADO
Normal 173

04/04/2007
121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

FORMULARIO PARA EL ANALISIS DE TERMINALES DE RAMAL-AUTOPISTA

RAMAL CONTIGUO FLUJO ARRIBA SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> De entrada <input type="checkbox"/> De salida <input type="checkbox"/> D _{ar} = ___ m Q _{ar} = ___ v/h	EMPLAZAMIENTO: ANALISTA: _____ PERIODO DE TIEMPO: TERRENO: _____ V _L = ___ km/h V _{Lr} = ___ km/h Boceto (mostrar los carriles, L _{a,d} , Q _r , Q _a)	RAMAL CONTIGUO FLUJO ABAJO SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> De Entrada <input type="checkbox"/> De Salida <input type="checkbox"/> D _{ab} = ___ m Q _{ab} = ___ v/h
---	--	--

CONVERSION A VL/H EN CONDICIONES IDEALES:

	v/h	FHP	Anchura de carril (m)	f _A	% VP	f _{VP}	f _C	v/h = $\frac{v/h}{FHP f_A f_{VP} f_C}$
Q _a								
Q _r								
Q _{ar}								
Q _{ab}								

ZONAS DE CONVERGENCIA
 ZONAS DE DIVERGENCIA

ESTIMACION DE Q₁₂:

Q ₁₂ = Q _a (P _{ac}) P _{ac} = _____ Utilizando la Ecuación Q ₁₂ = _____ v/h	Q ₁₂ = Q _r + (Q _a - Q _r) P _{ad} P _{ad} = _____ Utilizando la Ecuación Q ₁₂ = _____ v/h
--	--

COMPROBACIONES DE LA CAPACIDAD:

	Real	Máximo	¿NS F?		Real	Máximo	¿NS F?
Q _{as}		4440: 4 carriles 6900: 6 carriles 9200: 8 carriles		Q _{as} + Q _r		4440: 4 carriles 6900: 6 carriles 9200: 8 carriles	
Q ₁₂		4440: 4 carriles 4600: 6 carriles 4600: 8 carriles		Q ₁₂		4440: todos	

DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO (SI NO ES EL F):

$D_r = 3,4027 + 0,00456 Q_r + 0,00485 Q_{12} - 0,01278 L_a$	$D_r = 2,6426 + 0,005345 Q_{12} - 0,0183 L_d$
---	---

CALCULAR D_r = _____ vl/km/c NS = _____ (Tabla 5-2) Calcular V_r = _____ km/h

Figura 5-5. Formulario para el análisis de terminales de ramal en autopista.

VISADO Actualización Octubre 2004/2007
 Normal 121804/41839
 Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
 Visado Telemático
 Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

corriente arriba y corriente abajo cuando todas las variables queden dentro de los dominios de calibración indicados en las Figuras 5-3 y 5-4. En cualquier otro caso, se utilizarán las ecuaciones generales para el tipo de la autopista considerada, independientemente de que las variables queden dentro de los dominios de calibración de estas ecuaciones o no. Debe tenerse cuidado cuando se utilicen las ecuaciones generales fuera de su campo de calibración. Estadísticamente la exactitud de la predicción no puede evaluarse fuera de estos campos. Pese a ello, deberán utilizarse cuando no existan otros modelos alternativos. Sin embargo, el usuario debería verificar la validez del resultado.

Paso 4: Cálculo de las intensidades de comprobación. Una vez estimado el valor de Q_{12} , puede combinarse éste con los valores conocidos Q_a y Q_r para calcular las intensidades de comprobación, necesarias para realizar las comparaciones con los valores de capacidad de la Tabla 5-1.

Para zonas de confluencia,

$$Q_{as} = Q_a - Q_r$$

$$Q_{r12} = Q_r + Q_{12}$$

Para las zonas de divergencia, todas las variables se definen igual que en el caso anterior.

Las intensidades de comprobación se comparan con las cifras de capacidad de la Tabla 5-1, incluidas en el formulario. Si los valores existentes o esperados exceden estas capacidades, el NS F es el indicado, y se anotará una F en la columna apropiada. Cuando los flujos existentes o esperados no excedan estas capacidades, el flujo es estable en el campo del NS A al E, y se anotará una N en la casilla de "¿NS F?".

Paso 5: Determinación del nivel de servicio. Si el resultado del Paso 4 es el NS F, se debe saltar este paso.

El Paso 4 ha determinado que el nivel del servicio queda en el campo del A al E;

mediante la utilización de las ecuaciones de la Tabla 5-3, mostradas en el formulario, se computará la densidad esperada en la zona de influencia del ramal. Estas ecuaciones "solamente" son válidas cuando el nivel de servicio está en el dominio del A al E. Las intensidades deben venir en vehículos ligeros por hora en condiciones ideales. Se determinará el nivel de servicio comparando la densidad resultante con los criterios de la Tabla 5-2. Si se deseará información adicional, se puede aproximar groseramente la velocidad media en la zona de influencia del ramal utilizando las ecuaciones de la Tabla 5-4.

APLICACIONES ESPECIALES

Los procedimientos definidos en el epígrafe anterior son aplicables a las zonas de influencia de las terminales de autopista de los ramales de convergencia y divergencia por la derecha de un solo carril. Existen un cierto número de situaciones especiales que obligan a modificar el procedimiento básico. En los subepígrafes siguientes se comenta cada una de éstas:

Ramales de convergencia (entrada) de dos carriles

La Figura 5-6 muestra un ramal de incorporación de dos carriles a una autopista. Se caracteriza por dos carriles de aceleración separados, que fuerzan, cada uno de ellos y de forma sucesiva, maniobras de convergencia a la izquierda. Aunque la intención general con este tipo de ramales es permitir una más suave convergencia de mayores flujos de ramal con la circulación principal, ciertos estudios (2) no han conseguido demostrar claramente que los ramales de convergencia de dos carriles puedan dar servicio efectivo a mayores intensidades de ramal que los ramales de un solo carril.

Los ramales de convergencia de dos carriles imponen dos modificaciones a la metodología básica: (a) Los flujos que permanecen en los carriles 1 y 2, inmediatamente corriente arriba del ramal de incorpo-



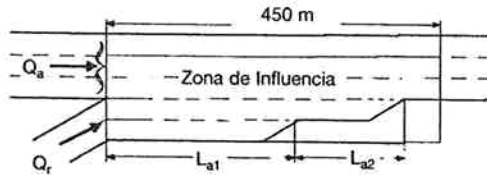


Figura 5-6. Ramal de incorporación de dos carriles típico.

ración, son ligeramente mayores que los existentes en situaciones similares en ramales de un sólo carril, y (b) las densidades en la zona de convergencia son menores que los casos similares de ramales de convergencia de un sólo carril. Esto último se debe fundamentalmente a la existencia de dos carriles de aceleración y a la mayor longitud que en general los dos carriles de aceleración suelen tener. La eficiencia de los ramales de incorporación de dos carriles se debe, por lo tanto, a que pueden dar servicio a mayores flujos de ramal de una forma más suave y con mejores niveles de servicio que si estos flujos fueran soportados por ramales de un solo carril en un diseño de la zona de confluencia de tipo convencional.

Para calcular Q_{12} se utiliza la expresión estándar de los ramales de incorporación de dos carriles:

$$Q_{12} = Q_a (P_{ac})$$

Sin embargo se sustituye la fórmula para P_{ac} dada por la Figura 5-3 por los siguientes valores:

- Para autopistas de cuatro carriles, $P_{ac} = 1,0000$.
- Para autopistas de seis carriles, $P_{ac} = 0,5550$.
- Para autopistas de ocho carriles, $P_{ac} = 0,2093$.

Se aplica la ecuación estándar de la Tabla 5-3 para el cálculo de la densidad esperada en el área de influencia del ramal, aunque se sustituye la longitud del carril de aceleración, L_a , por la longitud efectiva del carril de aceleración, L_{aeff} , como se indica a continuación:

$$L_{aeff} = 2 L_{a1} + L_{a2} \quad (5-4)$$

donde L_{a1} y L_{a2} quedan definidos en la Figura 5-6.

Los valores de capacidad que gobiernan las intensidades máximas de Q_{as} y Q_{r12} no quedan afectados por el uso de un ramal de incorporación de dos carriles. La capacidad de la sección corriente abajo de la autopista continúa controlando la capacidad total de salida de la zona de confluencia, sin que mejore, por la existencia de un ramal de incorporación de dos carriles, el número de vehículos que puedan entrar en la zona de influencia por los carriles 1 y 2 de la autopista. Los valores de capacidad de la Tabla 5-1 continúan inalterables.

Ramales de divergencia (salida) de dos carriles

Como indica la Figura 5-7 existen dos configuraciones geométricas de ramales de divergencia de dos carriles. En la primera, se disponen sucesivamente dos carriles de deceleración. En la segunda, solo se utiliza un único carril de deceleración, permitiéndose a los conductores del carril 1 de la autopista acceder directamente sin carril de deceleración al segundo carril del ramal.

Como sucede en los ramales de incorporación de dos carriles, las intensidades de

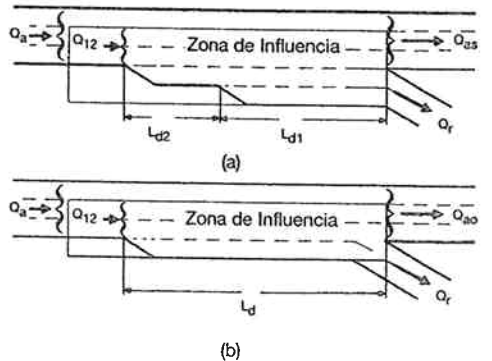


Figura 5-7. Trazado habitual de los ramales de salida de dos carriles.



VISADO 04/04/2007
 No. 12180441839
 Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
 Visado Telemático
 Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

los carriles 1 y 2 se ven influenciadas por la existencia de un ramal de divergencia de dos carriles, y la densidad resultante en la zona de influencia queda reducida cuando se utiliza el trazado mostrado en la Figura 5-7(a).

Para calcular Q_{12} se utiliza la ecuación general para zonas de divergencia:

$$Q_{12} = Q_r + (Q_a - Q_r) P_{ad}$$

Sin embargo, P_{ad} no se obtiene de las ecuaciones de la Figura 5-4, si no que toma los valores siguientes:

- Para autopistas de cuatro carriles, $P_{ad} = 1.000$
- Para autopistas de seis carriles, $P_{ad} = 0,450$
- Para autopistas de ocho carriles, $P_{ad} = 0,260$

Para estimar la densidad en el área de influencia del ramal se aplica la ecuación de la Tabla 5-3. Cuando el trazado es del tipo mostrado en la Figura 5-7(a), se sustituye la longitud del carril de deceleración, L_d , por la longitud efectiva del carril de deceleración, L_{deff} , indicada a continuación:

$$L_{deff} = 2 L_{d1} + L_{d2} \quad (5-5)$$

Cuando el trazado sea del tipo mostrado en la Figura 5-7(b) se aplicará la ecuación estándar de la densidad sin ninguna modificación.

Al igual que en los ramales de incorporación de dos carriles, las limitaciones básicas de la capacidad de los ramales de divergencia de dos carriles no son diferentes de las de los ramales de divergencia de un carril. El elemento de control del flujo de salida total ($Q_{as} + Q_r$) es la capacidad de la sección básica de autopista corriente arriba, puesto que esta capacidad limita el flujo total que llega a la divergencia. No existe evidencia que indique que el máxi-

mo valor de Q_{12} se vea afectado por el número de carriles del ramal de divergencia. Por lo tanto, pueden aplicarse sin modificación las cifras de capacidad de la Tabla 5-1.

Aunque el flujo total que puede ser descargado por un ramal de divergencia de dos carriles no es diferente del que puede ser descargado por un ramal de divergencia de un carril, si se ve afectada la distribución de este flujo entre la autopista y el ramal. Un ramal de divergencia de dos carriles puede dar servicio a cantidades significativamente mayores de flujo que un ramal de divergencia de un solo carril. Suponiendo que no existe una limitación más restrictiva en el otro extremo del ramal, un ramal de divergencia de dos carriles puede dar servicio a flujos de hasta 4.000 vl/h. Los ramales de divergencia de un solo carril tienen capacidades significativamente inferiores, como se detalla en un epígrafe posterior. Los ramales de divergencia de un carril generalmente no alcanzan el nivel apetecido debido a una capacidad de ramal insuficiente, y no por ningún otro factor relacionado con el área de divergencia en sí misma.

Adiciones y supresiones de carriles

A veces los ramales de incorporación están asociados con la adición de carriles y los ramales de divergencia con el desvanecimiento de carriles. Cuando un ramal de un solo carril se convierte en una adición o en una supresión de carril su capacidad queda gobernada por su trazado, como se indica en la Tabla 5-6 de un epígrafe posterior de este capítulo.

Cuando un ramal de dos carriles se convierta en una adición o supresión de un carril, el tramo debe tratarse generalmente como una zona de convergencia o de divergencia importante, de acuerdo con los procedimientos que se describirán en un epígrafe posterior de este capítulo.



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

177

SRG

ANEXO 3.- MÉTODO DE CÁLCULO CAPACIDAD DE LAS GLORIETAS



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

1.- INTRODUCCIÓN

La instrucción "Recomendaciones sobre Glorietas" del Ministerio de Fomento (1999) desarrolla el método del "Transport Road and Research Laboratory" para el cálculo de la capacidad en glorietas, considerado como uno de los mejores métodos empíricos existentes.

Este método modeliza la glorieta como una sucesión de intersecciones en T, calculándose su capacidad como tal, en función del tráfico que circula por el anillo y del tráfico que pretende acceder a la glorieta.

Este modelo, por su sencilla concepción e hipótesis teóricas utilizadas, no pretende igualar las prestaciones de los programas comerciales existentes en el mercado, sino servir de apoyo a los Servicios de Conservación y Explotación para obtener un orden de magnitud de los tráficos previsibles en las glorietas, de forma que permita evaluar su funcionamiento.

2.- DATOS NECESARIOS

Para el cálculo de capacidad se precisa disponer de:

A. Datos geométricos


- Semianchura de la calzada del acceso v (m).
- Anchura de la entrada e (m).
- Longitud del abocinamiento de la entrada l (m).
- Angulo entre las trayectorias de entrada y anular f (g).
- Mínimo radio de la trayectoria de entrada r (m).
- Diámetro de la glorieta D (m).

B. Datos de demanda de tráfico

- Matriz origen - destino.

Cada elemento de la matriz, a_{ij} , representa el número de vehículos totales equivalentes a ligeros (ligeros+pesados+motocicletas) que necesitan acceder a la glorieta por la entrada i y se dirigen a la salida j .

Para evaluar el funcionamiento de la glorieta en cualquier situación de tráfico se introducen los valores a_{ij} de la matriz origen-destino como Intensidades horarias



VISADO
Normal

Intensidades Horarias

Visado Telemático

Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

04/04/2007
121804/41839

SRG

Página. 25

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

de cada movimiento. Se recomienda evaluar la glorieta para las intensidades horarias en hora punta.

Para tener en cuenta el efecto de los vehículos pesados se considerará que un camión, autobús o vehículo de peso superior a 3.500 kg. equivale a 2 vehículos ligeros. Igualmente se considerará que una motocicleta equivale a 0,5 vehículos ligeros (Manual de Capacidad).

3.- COEFICIENTES DE CÁLCULO

El programa calcula automáticamente los siguientes coeficientes.

$$s = 1,6 \times \frac{e-v}{l}$$

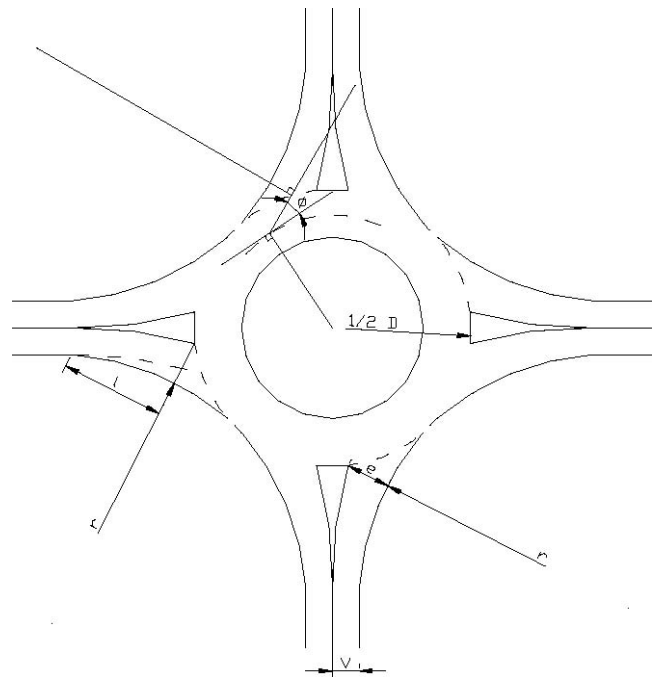
$$x = v + \frac{e-v}{l + 2 \times s}$$

$$k = l - \frac{f-33}{259} - 0,978 \times \left(\frac{1}{r} - 0,05 \right)$$

$$t = 1 + \frac{0,5}{1 + e^{0,1 \times D - 6}}$$


$$F = 303 \times x \times k$$

$$f = 0,21 \times t \times k \times (1 + 0,2 \times x)$$



4.- CAPACIDAD DE UNA ENTRADA

La capacidad de una entrada para una situación concreta de intensidades horarias definidas por una matriz origen-destino se calcula mediante la ecuación que relaciona la capacidad de cada entrada y la intensidad circular que la conforma.



04/04/2007
121804/41839

VISADO
Normal

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG
Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

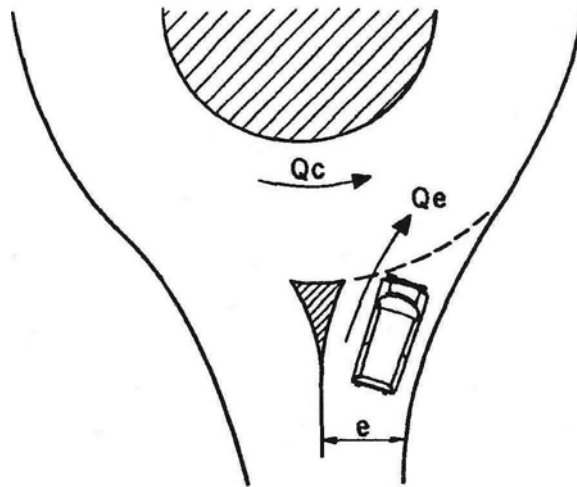
Página. 26

El Colegio garantiza la firma digital de los autores

$$Q_e = F - f \times Q_c$$

donde:

- Q_e : Capacidad de la entrada (máximo nº de vehículos que podrán acceder por esa entrada).
- F y f : Coeficientes función del trazado en planta, calculados automáticamente por el programa.
- Q_c : Intensidad anular que corta dicha entrada.




El valor de la intensidad circular (Q_c) para cada entrada es sencillo de calcular a partir de la matriz origen-destino, de forma que conociendo las trayectorias de los distintos vehículos que acceden a la glorieta se conocen los tráficos que se oponen a cada entrada. El programa calcula este valor de forma automática a partir de la matriz de origen-destino.

El proceso de cálculo de la capacidad es iterativo, convergiendo tras una serie de iteraciones en un equilibrio global de la glorieta.

Para ello se calcula en cada iteración y para cada entrada el equilibrio entre la capacidad de acceso (Q_e) y la intensidad circular (Q_c), verificando que la intensidad de entrada (I_e) no sea superior a la capacidad (Q_e) en ningún acceso.

En caso de que esto ocurra ($I_e > Q_e$), el programa corregirá la intensidad de entrada limitándola a la capacidad, aplicando un coeficiente reductor igual a Q_e/I_e en cada movimiento de la entrada, recalculando de nuevo las intensidades circulares (Q_c) en el siguiente paso.

Al final del proceso iterativo se llega a la convergencia y equilibrio global de todas las entradas.

	VISADO Normal	04/04/2007 121804/41839
	Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia Visado Telemático Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ	SRG
Página. 27 El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Para obtener los tráficos de salida obtenemos de la matriz origen-destino los valores porcentuales de los vehículos que salen por cada ramal respecto de las intensidades de entrada de los otros n-1 accesos.

$$Is_i = \sum p_{ji} \times Ie_j$$

donde:

Is_i : Intensidad de salida en el ramal i

Ie_j : Intensidad de entrada en el ramal j

p_{ij} : Porcentaje de vehículos que salen por el ramal i del total de los que entran por el ramal j

Utilizando los datos anteriores, el Programa calcula el Nivel de Saturación de cada entrada a la glorieta, como resultado del cociente entre la intensidad de entrada (Ie) por cada ramal y la capacidad teórica (Qe) de la misma:

- o • Si el cociente intensidad/capacidad (denominado grado de saturación) es inferior a 0,85 significa que existe un nivel de saturación "Adecuado", iluminándose la casilla correspondiente al mismo en color verde,
- o • cuando el cociente entre la intensidad de entrada y la capacidad es mayor a 0,85 y menor a 1 corresponde a un nivel de saturación "Saturado" y la casilla correspondiente se ilumina en color naranja,
- o • y por último, cuando el cociente intensidad de entrada/capacidad es mayor a 1,00 hay un nivel de saturación de "Congestión" y la casilla se ilumina en color rojo.

5.- FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA

Este sencillo programa utiliza una hoja de cálculo Excel que se compone de los siguientes apartados:


1. Memoria (en la que nos encontramos).

Donde se expone el funcionamiento del programa.

2. Esquema de Parámetros Geométricos.

Representa una glorieta tipo en la que se definen gráficamente las magnitudes que utiliza el programa para el cálculo de la capacidad.

3. Entrada de Datos.

	VISADO	04/04/2007
	Normal	121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia		SRG
Visado Telemático		
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ		
Página. 28		
El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Consta de una primera parte de parámetros geométricos que han de introducirse en las casillas habilitadas para cada entrada, y de una segunda parte de datos de demanda de tráfico, que es la matriz de Origen - Destino, de forma que por ejemplo la celda situada en la fila 2 y columna 3 se corresponde con la intensidad total (ligeros+pesados+motocicletas) de tráfico (vehículos/hora) que accede por la entrada 2 y sale por la 3. Previamente el usuario deberá tener en cuenta el equivalente de pesados/ligeros=2 y de motocicletas/ligeros=0,5.


Es importante que la numeración de los accesos se realice de forma consecutiva y en sentido antihorario o sentido del tráfico tal y como se indica en la figura del esquema de parámetros geométricos

Al mismo tiempo que se realiza la entrada de datos, pulsando el botón correspondiente es posible calcular los coeficientes F y f que definen en cada entrada la relación entre la capacidad de entrada (Q_e) y la intensidad circular (Q_c). ($Q_e = F - f \cdot Q_c$)

Además, haciendo uso del botón "Comprobar datos de entrada" se verifica que los valores introducidos para los parámetros geométricos cumplen lo establecido en el apartado 4 de las recomendaciones sobre glorietas del Ministerio de Fomento, Año 1999. Resaltándose en color rojo la casilla de aquellos parámetros que no se encuentran en los rangos definidos en dichas recomendaciones.

4. Resultados e informes.

A partir de los datos introducidos, se calcula para cada acceso la intensidad de entrada (I_e), de salida (I_s), la capacidad de entrada (Q_e), la intensidad circular (Q_c), el grado de saturación o cociente (I_e/Q_e) y el nivel de servicio. Si el grado de saturación es bajo indica fluidez y si es alto indica congestión.

	VISADO	04/04/2007
	Normal	121804/41839
Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia		SRG
Visado Telemático		
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ		
Página. 29		
El Colegio garantiza la firma digital de los autores		

Se permite también imprimir un informe de los datos de entrada introducidos y otro de los resultados obtenidos con el modelo, presentándose en este último gráficamente el nivel de congestión que previsiblemente se producirá en la glorieta en función del diámetro elegido para la misma, lo cual permite tomar una decisión justificada del diámetro más conveniente, debiendo ser complementada esta decisión con otras consideraciones en base al espacio disponible, coste, etc...

6.- BIBLIOGRAFÍA DE REFERENCIA

- 1.-Recomendaciones sobre Glorietas. Año 1999. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento.
- 2.-Recomendaciones para el diseño de glorietas en carreteras suburbanas. Consejería de Transportes. Dirección General de Carreteras. Comunidad de Madrid
- 3.-Análisis del funcionamiento de intersecciones giratorias. Conclusiones de la observación de doce glorietas. Consejería de Transportes. Dirección General de Carreteras. Comunidad de Madrid
- 4.-Curso "El reto de los nudos viarios: concepción, diseño y explotación". Madrid 26-28 de Noviembre de 2002
- 5.-Roundabouts: An Informational Guide. Publication No. FHWA-RD-00-067. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration
- 6.-AASidra User Guide. February 2002. Akcelik & Associates Pty Ltd
- 7.-Highway Capacity Manual. HCM 2000. Metric Units. Transportation Research Board. National Research Council



ANEXO 4.- ASPECTOS A CONSIDERAR EN DISEÑO DE LAS GLORIETAS A DISTINTO NIVEL



VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

1.- INTRODUCCIÓN

Las recomendaciones que se incluyen en el presente anexo son de carácter orientativo han sido recogidas del libro "Nudos de carreteras" editado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

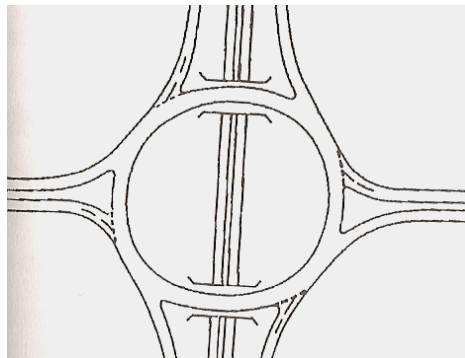
2.- DEFINICIÓN

Es una glorieta en la que al menos un tramo conecta con una carretera que la cruza a otro nivel.

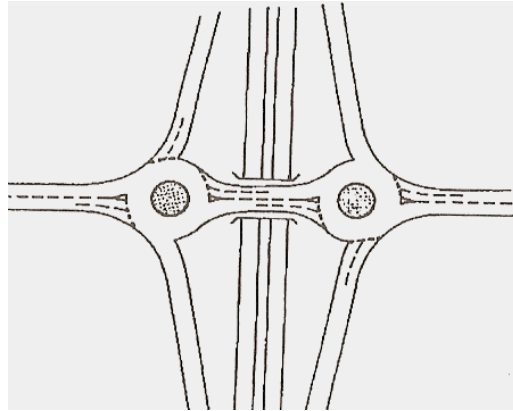
3.- TIPOS

Las más comunes son las siguientes:

- Glorieta de dos puentes: Debido a su gran tamaño, que permite velocidades elevadas, puede haber problemas de seguridad.



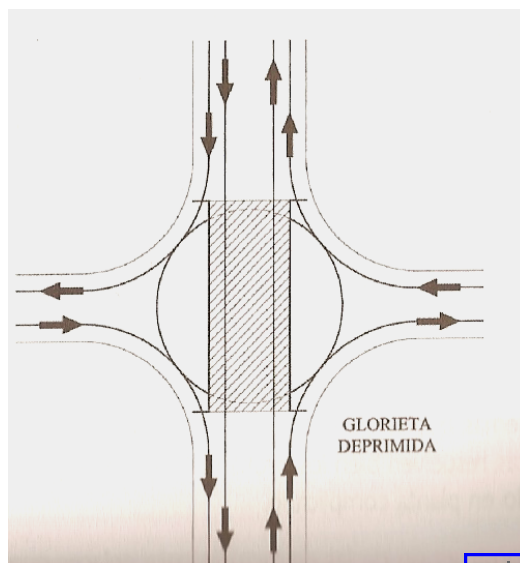
- Glorieta tipo "pesa": Es una solución intermedia entre el enlace en diamante y la glorieta de dos puentes que tiene la ventaja de su forma compacta y su bajo coste.



4.- ESTRUCTURAS NECESARIAS

En los enlaces tipo glorieta pueden surgir dos tipos estructurales:

- Si la glorieta está deprimida, el tronco superior que cruza necesita dos estructuras, normalmente de un vano, o una estructura continua que, en caso de glorietas no demasiado importantes, se resuelve bien con una estructura de tres vanos.



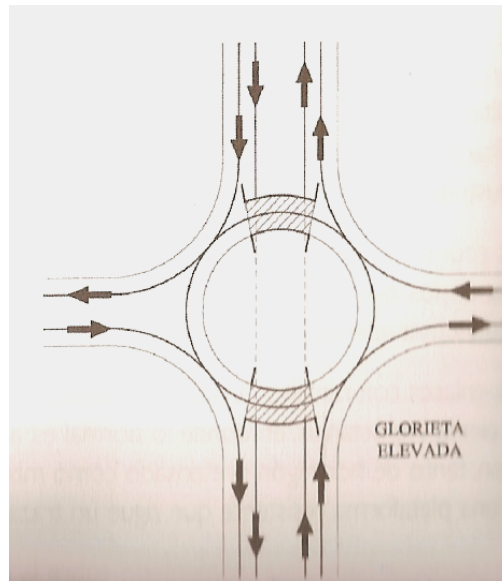
VISADO
Normal

04/04/2007
121804/41839

Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia SRG

Visado Telemático
Autores: JESUS LOPEZ LOPEZ

- Si es el tronco el que se deprime, el cruce de la glorieta sobre aquél se resuelve mediante dos estructuras isostáticas, generalmente de bastante curvatura y de apoyos esviados.



- Si el enlace es del tipo "pesa", una sola estructura de uno, dos o tres vanos, en función de la anchura del tronco, resuelve bien el cruce.

