

MEMORIA TÉCNICA CON ALTERNATIVAS VALORADAS PARA EVACUACIÓN DE PLUVIALES EN SECTOR S.I.-1 DE VILLANUEVA DE LA TORRE (GUADALAJARA)



Nombre del perito: **Javier Chiva de Agustín, Dr. Ingeniero**
Solicitante del Informe: **Ayuntamiento de Villanueva de la Torre**
Emplazamiento geográfico: **Sector Industrial S I-1**

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES Y OBJETO	4
2. ANTECEDENTES Y OTROS DATOS DE PARTIDA	5
2.1. SITUACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL SECTOR	5
2.2. PROBLEMÁTICA DE LAS AGUAS PLUVIALES	11
2.3. ENFOQUES TRADICIONALES Y ALTERNATIVOS PARA PLUVIALES	11
2.4. UBICACIÓN DE LA EDAR	17
3. METODOLOGÍA DE ESTUDIO Y CALCULOS BÁSICOS HIDROLÓGICOS.	19
3.1. CALCULOS HIDROLOGICOS BÁSICOS PARA ESTE ESTUDIO	20
3.2. REVISION DE CONCEPTOS RECOGIDOS EN ORDEN FOM/298/2016. BOE Ministerio de FOMENTO	21
3.3. METODOLOGÍA DE CÁLCULOS ESTIMATIVOS PARA ELECCIÓN DE PROPUESTA	29
3.4. MODELIZACION SEGÚN CASOS	37
CASO 1: SECTOR I-1. TOTALMENTE IMPERMEABILIZADO (excepto zonas verdes)	37
CASO 2: SECTOR I-1. PARCIALMENTE IMPERMEABILIZADO Y CON EJECUCION DE SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLES Y ZONAS VERDES	39
4. LOCALIZACIÓN DEL PUNTO NATURAL DE EVACUACION DE AGUAS PLUVIALES DEL SECTOR. PROBLEMÁTICA EXISTENTE.....	47
5. ALTERNATIVAS DE ESTUDIO PARA IDENTIFICAR EL PUNTO DE VERTIDO DE LA RED DE PLUVIALES DEL S.I.-1.	50
5.1. SISTEMA 1. Conducción por gravedad a punto de vertido en Arroyo de las Monjas en Meco. (Plano 2)	50
5.2. SISTEMA 2. Conducción por impulsión a punto de vertido en Arroyo de las Monjas en el casco de Villanueva de la Torre. (Plano 3)	55
5.3. SISTEMA 3. Conducción forzada a punto de vertido en Arroyo Vallejo en Alovera. (Plano 4)	60

5.4.	<i>SISTEMA 4. Integración de conjunto de sistemas urbanos de drenaje sostenible.</i>	
	<i>(Plano 5)</i>	65
6.	PLANOS	68
6.1.	<i>P.1: PROPUESTA ALTERNATIVAS DE PUNTO VERTIDO PLUVIALES.</i>	68
6.2.	<i>P.2: PROPUESTA VERTIDO ARROYO LAS MONJAS (MECO).</i>	68
6.3.	<i>P.3: PROPUESTA VERTIDO ARROYO LAS MONJAS (VILLANUEVA)</i>	68
6.4.	<i>P.4: PROPUESTA VERTIDO ARROYO VALLEJO (ALOVERA)</i>	68
6.5.	<i>P.5: PROPUESTA INTEGRACIÓN DE CONJUNTO DE SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE</i>	68
7.	CONCLUSIONES	74
8.	ANEJOS	77
	ANEJO 1. ANEJO TOPOGRAFICO	78
	ANEJO 2. REPORTAJE FOTOGRÁFICO	80

1. ANTECEDENTES Y OBJETO

El Plan de Ordenación Municipal de Villanueva de la Torre fue aprobado inicialmente por el Pleno del Ayuntamiento en julio de 2004, y por la Comisión Provincial de Urbanismo en febrero de 2005.

Este POM contemplaba la ordenación de dos sectores industriales situados al norte de la carretera GU-102 que une Villanueva de la Torre con Azuqueca de Henares.

Estos sectores industriales se denominan:

- Sector I-1 (Audal), con 307.955 m² de superficie
- Sector I-2 (Rumbales), con 335.722 m² de superficie

A partir de la aprobación del POM se redactan y aprueban los elementos de desarrollo de distintos sectores residenciales, así como parte de los planes especiales de infraestructuras (PEI's).

Tan solo queda reflejado el vial denominado SGV-19 en el interior del S I-1, y que comunicaría la carretera GU-102 con el antiguo Camino de Alovera (SGV-11/P.E.I.V.-4).

No obstante, y en lo relativo a los dos sectores industriales planeados, hasta la fecha no se ha redactado ningún Plan de actuación ni ningún otro instrumento de desarrollo de los mismos. De hecho, en los PEI's existentes ni siquiera se hace mención a estos dos sectores. Este es el motivo por el que el Planeamiento en vigor no contempla, por ejemplo, la evacuación de las aguas fecales ni pluviales en estos sectores, quedando su diseño pendiente de aprobación en futuros instrumentos de desarrollo urbanístico.

Sin embargo, las circunstancias actuales han llevado al equipo de gobierno municipal (a través de los servicios técnicos municipales) a intentar dar solución a aquellos aspectos técnicos que no aparecían contemplados ni en el POM ni en los PEI's y que permitirían el desarrollo de estos sectores.

De esta forma, los servicios técnicos municipales se ponen en contacto con este Estudio para que se presenten distintas alternativas para dar solución al problema concreto de la evacuación de pluviales.

Así, el Objeto del trabajo consiste en la elaboración de propuestas de soluciones técnicas a la evacuación de las aguas pluviales del SECTOR INDUSTRIAL S.I.-1 del POM de Villanueva de la Torre (Guadalajara), denominado Audal. Estas propuestas incluirán aspectos económicos, viabilidad técnica y administrativa, así como la determinación de fortalezas y debilidades de cada una de ellas.

2. ANTECEDENTES Y OTROS DATOS DE PARTIDA

2.1. SITUACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL SECTOR

El sector sobre el que se pretende actuar es el denominado S.I.-1 (Audal) en el POM de Villanueva de la Torre actualmente en vigor. Se encuentra ubicado entre la carretera GU-102 y el antiguo Camino de Alovera, al sur-este del casco urbano.

Entre las características del sector, *según* aparecen definidas en el POM, estarían:

- Superficie de actuación: 307.955 m²
- Calificación: Industrial
- Sistemas Generales: aparece definido el SGV 19, con una superficie de 12.856 m² y que cruzaría el Sector tal y como aparece reflejado en su ficha urbanística.
- Plazos de ejecución: se establecía un plazo en el POM de 2 años para la elaboración de un PAU.
- Zonas verdes: atendiendo a lo indicado por los técnicos municipales, el Sector contará con una superficie mínima destinada a zonas verdes de 15.398 m².

Aprobado inicialmente por el Ayuntamiento Pleno
en sesión del día 23 de Julio de 2004

AYUNTAMIENTO DE VILLANUEVA DE LA TORRE
FICHA DE DESARROLLO DE SECTOR DE SUELO URBANIZABLE

SECTOR I-1

AUDAL

SUPERFICIE TOTAL: 307.955 m² (incluidos sistemas generales propuestos)

SS. GG.	INCLUIDO	ADSCRITOS	TOTAL
Viario:	12.856 m ²	---	12.856 m ²
Espacios Libres	---	---	---
Total Sistemas Generales			12.856 m²

USO GLOBAL: INDUSTRIAL

Industrial, Almacenes, Terciario-Comercio, Reunión, Terciario-Oficinas,
Dotacional, Espacios Verdes.

USOS COMPLEMENTARIOS: Según Título X de las NN.UU.

EDIFICABILIDAD: 153.977 m².

APROVECHAMIENTO TIPO: 0,50 m²/m² (Constituye un área de reparto)

CONDICIONES DE DESARROLLO: Según criterios de la Lógica Secuencial y ficha.

Ordenanzas de referencia: Ordenanza 5ª, 6ª y 7ª.
Ordenanza Tipo Título X

CESIONES: Según Ley 1/2003

SISTEMA DE EJECUCIÓN: Gestión Indirecta. Iniciativa PRIVADA

PLANEAMIENTO DE DESARROLLO: Según Ley 1/2003.

PLAZOS DE EJECUCIÓN:

2 años desde Aprobación Def. Plan de
Ordenación Municipal

OBSERVACIONES Y CONDICIONES COMPLEMENTARIAS: Su desarrollo está
condicionado a la resolución de las condiciones específicas que se recogen en este
Documento en el Punto 5.4.

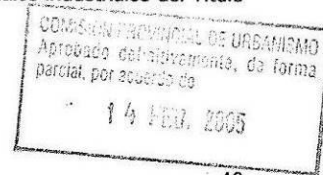
La edificabilidad no contempla la correspondiente a los usos dotacionales públicos.

El aprovechamiento patrimonializable es el 90% de la edificabilidad atribuida.

La red de Saneamiento deberá ser Separativa

Cumplirán las condiciones especiales de vertidos de aguas residuales industriales del Título
VII de las Normas Urbanísticas.

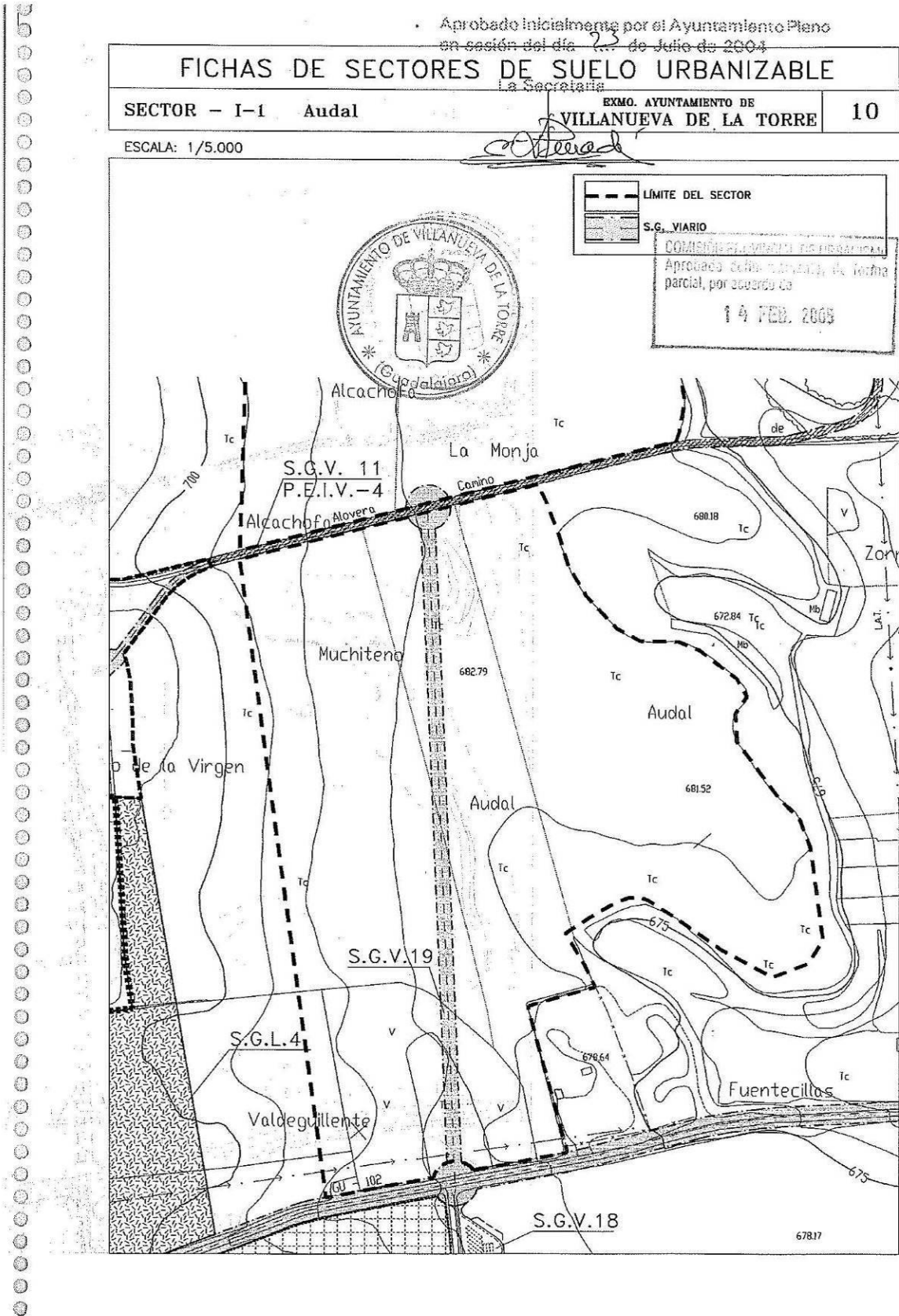
Villanueva de la Torre. Gestión y Ejecución. 2004



40

Información facilitada por JCCM al Colegio de Aparejadores el 20/1/2014. Registro:1188

Imagen: Ficha de desarrollo de sector urbanizable S. I.-1. Fuente: POM Villanueva de la Torre.



Información facilitada por JCCM al Colegio de Aparejadores el 20/11/2014. Registro: 1188

Imagen: Ficha de desarrollo de sector urbanizable S. I.-1. Fuente: P.O.M. Villanueva de la Torre.

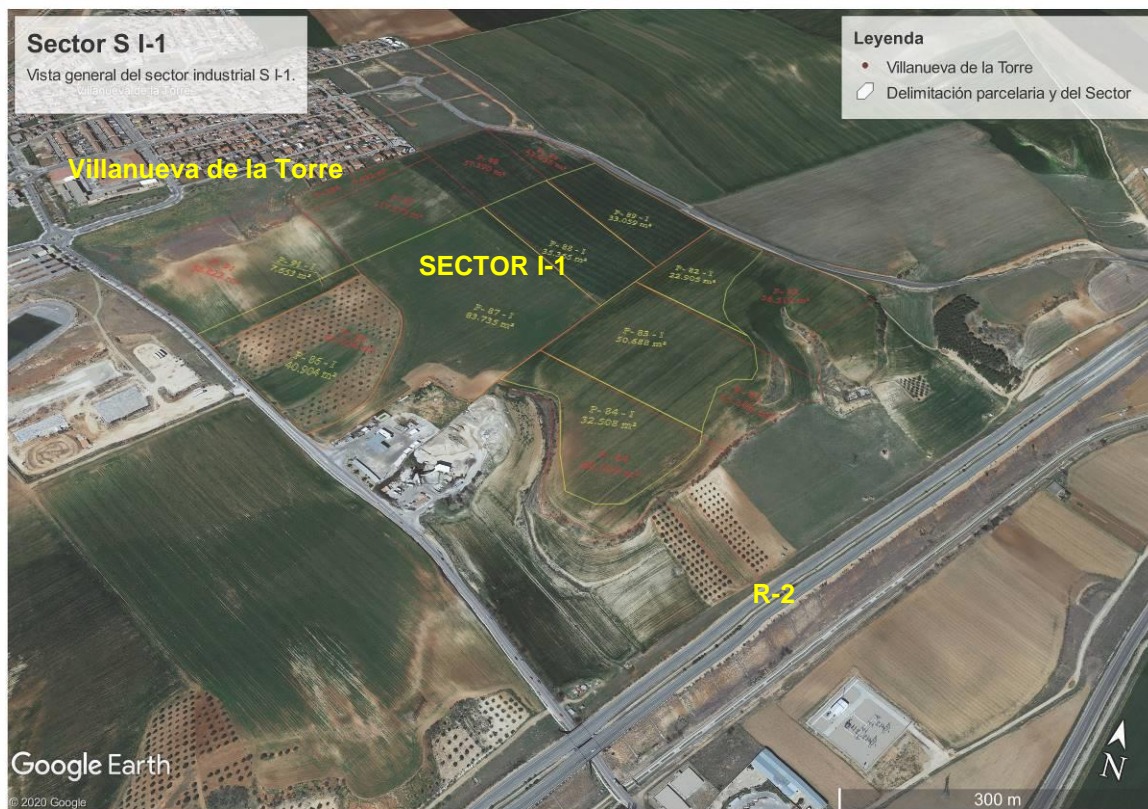


Imagen: Vista general del sector Industrial S. I.-1. Fuente Google Earth

Analizando el POM, separado de este Sector S.I.-1 por el camino de Alovera se encuentra planeado el Sector Industrial S.I.-2 (Rumbales), el cual presenta los mismos problemas de planeamiento que el Sector I-1. Es por ello que se realiza la oportuna consulta ante los servicios técnicos municipales del Ayuntamiento de Villanueva, los cuales confirman que el S.I.-2 no va a ser desarrollado ni ahora ni a posteriori, dado que está emplazado en su totalidad dentro de la ZEPA “Estepas Cerealistas de la Campiña”.

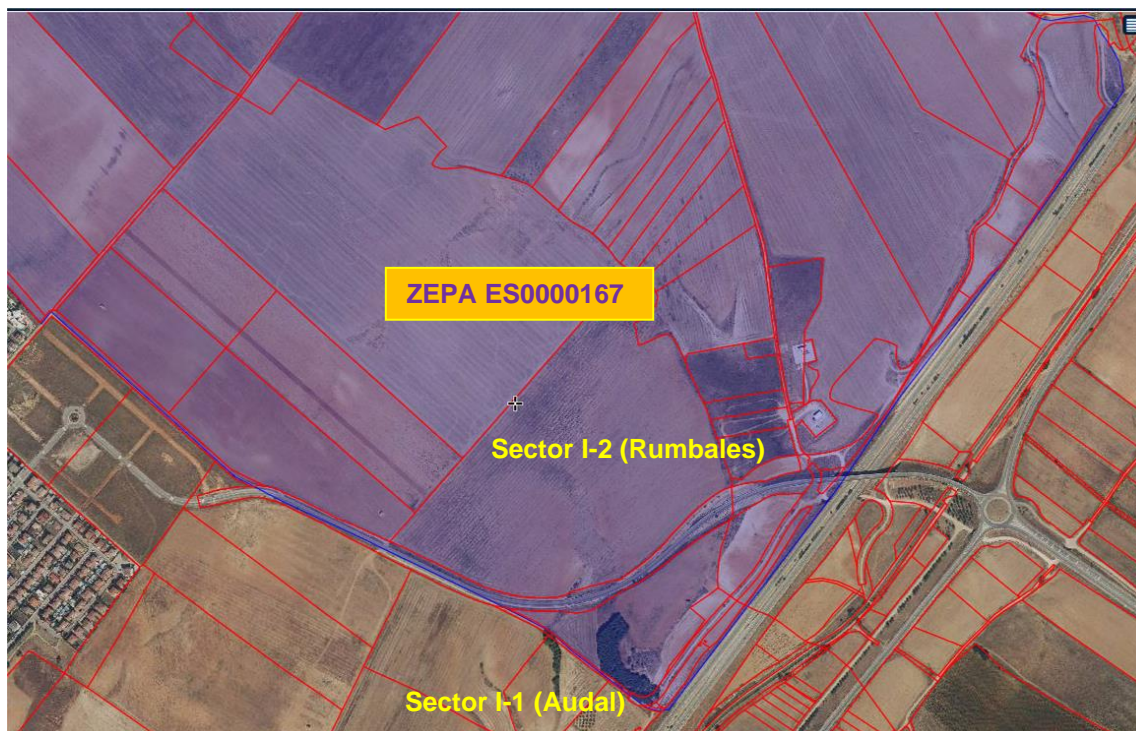



Imagen: Delimitación de ZEPA sobre sectores Industriales Villanueva de la Torre Fuente: SIGPAC

Atendiendo al cuadro general de superficies de sectores y sistemas generales:

CUADRO GENERAL DE SUPERFICIES SECTORES Y SISTEMAS GENERALES

Sector	Incluidos				Exteriores Adscritos				Total S.G. Adscrito	Total S.G. (Has)	Sup. Total (Has)			
	S.G. Verde (Has) (c)	Nº S.G. Esp Libres	S.G. Vario Interior (p)	Nº S.G. Vario P.E.I. (b)	S.G. Vario (Has) (a+b)	S.G. Equip. (Has) (d)	Nº S.G. Dotic.	S.G. S. Neta (Has) (e)				S.G.V.-P.E.I.-11	S.G.D-4 Dotiac.	S.G. Infraest.
Sector 1	11,6141		1,38	S.G.V.-12, 13%	1,38			0,00	11,61	2,9665				1,5000
Sector 2	12,2566		0,81	S.G.V.-13%, 14	0,81		0,00	12,28	3,2271					0,2300
Sector 3	16,6450	3,3828	1,11	S.G.V.-15	1,38		3,38	13,27	0,6000					
Sector 4	17,5624	0,7988	0,51	S.G.V.-0%	0,24	S.G.V.-8	0,87	14,99	1,1416					0,1100
Sector 5	17,1151	1,3940	0,84	S.G.V.-0%	0,65	S.G.V.-8	1,02	15,78						0,6425
Sector 6	23,9198	2,3852	0,81	S.G.V.-16	1,17	S.G.V.-9	1,98	21,63						1,2285
Sector 7	10,4923	1,0226	0,1681	S.G.V.-0%	0,17	S.G.V.-9	0,17	9,41	0,4950					0,2300
Sector 8	17,3877	0,6552	0,81	S.G.V.-17, 0%	1,19	S.G.V.-9	1,19	16,73	0,7736					2,2000
Sector 9	7,6501				0,81	S.G.V.-17, 0%	0,81	6,18						0,1150
Total Resid.	134,5801	9,5096	5,9350	4,3757	10,3107	3,3200	12,93	121,75	0,4950	0,77	7,9352	0,5879	-1,2285	5,0275
Total Industrial	64,3877		1,29				12,93	121,75	0,4950	0,77	7,94			5,0275
Total Sectors	199,0478	9,0096	15,3107	12,93	4,3757	10,3107	12,93	121,75						0,0000
S.G. Exteriores Adscritos														
S.G. Cementerio (7)	1,2285													
S.G. Verde (4)	5,0275													
S. G. Vario (10)	0,4950													
S.G. Vario (11)	0,7736													
S.G. Dotiac. (4)	7,9352													
S.G. Infraest. (18)	0,5879													
S.G. Exteriores	16,0257													
Total Sectors	215,0735	9,61	15,95	12,93	4,38	10,31	12,93	121,75						0,0000



 Anexo inicial
 el 23 Julio 2004

COMISION PROVINCIAL DE PLUVIALES
 Aprobado definitivamente el 14 FEB. 2005

Imagen: Cuadro general de superficies Sectores y Sistemas Generales. Fuente: P.O.M. Villanueva de la Torre.

2.2. PROBLEMÁTICA DE LAS AGUAS PLUVIALES

Inicialmente se debe considerar que el Sector Industrial sobre el que se pretende actuar contará con red separativa de aguas pluviales y fecales. Este hecho repercutirá tanto en el dimensionado, como en las posibilidades de vertido del efluente. Es por ello, que tan solo se pretende la solución técnica a las aguas recogidas en la red de pluviales.

Las aguas residuales (red de saneamiento de fecales), deberán contar con un sistema de tratamiento adecuado de forma que el efluente a verter cumpla con la normativa al respecto. Para dar cumplimiento a lo establecido para este tipo de vertidos (saneamiento de fecales), Villanueva de la Torre cuenta con una EDAR ubicada en el Camino de Meco. Las aguas fecales provenientes del sector S.I.-1 serán derivadas a esta EDAR mediante el sistema que el Ayuntamiento determine, y que en ningún caso es objeto de este estudio.

En el caso de vertidos de aguas procedentes de redes de pluviales, el objetivo es la recogida y drenaje o evacuación para evitar los daños que su escorrentía pudiese provocar ante una situación de impermeabilización del suelo motivada de la urbanización del suelo.

Simplificando las alternativas de vertido de este tipo de aguas, podemos clasificarlas en:

- Ser vertidas a cauce, solicitando punto de vertido a la administración correspondiente.
- Ser vertidas a terreno, en distintos puntos del sector, reteniendo el agua de pluviales en distintos puntos y filtrándolo al terreno a estratos más profundos
- Ser reutilizadas, creando puntos de almacenamiento y reutilizándolos para usos alternativos

En el caso de que se pretenda su vertido directo a cauce, este vertido precisará de autorización del organismo de cuenca correspondiente. En este caso el organismo sería la Confederación Hidrográfica del Tajo (CHT).

Otro aspecto a tener en cuenta es la calidad de las aguas a verter. Tal y como se ha indicado se tratará de aguas pluviales, esto es, se presupone que son aguas limpias que procederán de la red separativa de pluviales formada por los imbornales ubicados en los viales, así como el agua recogida en cada una de las parcelas del sector.

En relación con las aguas a evacuar de cada una de las parcelas, hay que considerar varios aspectos:

- Cada parcela deberá contar con una red separativa de las aguas pluviales, de forma que éstas viertan directamente a la red de pluviales.
- En función de la actividad a desarrollar en la parcela, podrá ser obligatoria la instalación de un sistema de tratamiento de las aguas pluviales previo al vertido a la red (como por ejemplo ocurriría con una estación de servicio donde sería obligatoria la instalación de una red interna de saneamiento que recoja las aguas hidro-carburadas y pasen por un separador de grasas previo al vertido a red).

2.3. ENFOQUES TRADICIONALES Y ALTERNATIVOS PARA PLUVIALES

En general, las actuaciones urbanizadoras suponen un aumento de las superficies impermeables, lo cual genera una grave alteración del ciclo natural del agua. Esto, a su vez, aumenta los problemas relacionados con el drenaje y la gestión del agua proveniente de redes de pluviales.

Del mismo modo, hay que entender que las técnicas tradicionales consistentes en transportar la escorrentía hacia cotas inferiores mediante conducciones impermeables (colectores), puede solucionar el problema en la zona, pero no aguas abajo: este tipo de técnicas han ido quedando obsoletas.

Es por ello, que entre las propuestas a presentar se incluirán formas alternativas de tratamiento de este tipo de aguas: los **SUDS** (Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible), o también llamados **TDUS** (Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible).

En el ciclo natural del agua, parte de la precipitación es interceptada por las plantas antes de tocar el suelo, el resto, una vez en el terreno, se infiltra y aumenta la humedad del mismo hasta alcanzar el máximo, produciéndose a partir de entonces acumulaciones superficiales y flujos de escorrentía superficial y subsuperficial. El agua acumulada superficialmente puede formar lagos naturales o artificiales, o bien infiltrarse recargando los acuíferos. Mientras, la escorrentía superficial de una cuenca tiene un tiempo de concentración que depende de la topografía, el tipo de suelo y la vegetación (*Dirección General de Carreteras, 1990*).

Por el contrario, el ciclo del agua en las zonas urbanizadas es completamente distinto. En estas zonas no hay apenas cobertura vegetal para interceptar la lluvia, sino cubiertas y suelos impermeables con un umbral de escorrentía muy bajo. (*Umbral de Escorrentía: precipitación mínima que ha de caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía, Orden FOM/298/2016, Ministerio de Fomento*)

Por lo tanto, la precipitación se transforma en su mayor parte en escorrentía superficial que se concentra rápidamente originando inundaciones en puntos de la red y grandes caudales punta. Esta gran cantidad de agua es drenada a través de sumideros y alcantarillas pasando al sistema de saneamiento y evitando las acumulaciones de grandes volúmenes en los puntos más bajos de la zona urbanizada. De esta forma, puede afirmarse que apenas existe escorrentía subsuperficial, infiltración, almacenamiento (ya sea superficial o subterráneo), evapotranspiración y evaporación que se produciría en un ambiente natural.

La diferencia entre el hidrograma de escorrentía de una precipitación dada comparando un terreno urbano y uno natural, se produce en la punta de caudal generado en un breve espacio de tiempo motivado por las superficies impermeables, con el consiguiente peligro de daños:

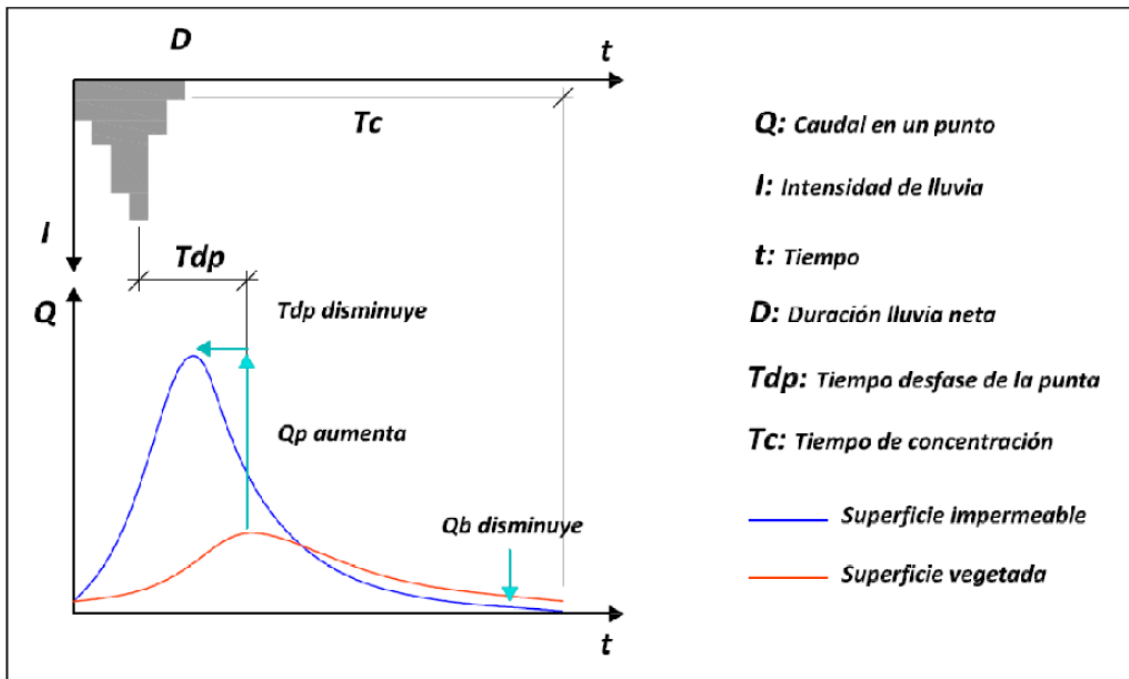


Imagen: Hidrograma de avenida en función de la superficie de escorrentía. Fuente: Adaptado de Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008

La alteración de la superficie del terreno natural provoca una variación en las propiedades del mismo. Las principales variaciones son:

- Disminuye el número de Manning (n) por lo que aumenta la velocidad del caudal.
- Disminuye el umbral de escorrentía, esto es, la cantidad de precipitaciones (medidas en mm) a partir de las cuales el suelo ya no puede infiltrar más agua y por tanto discurre sobre la superficie. Según la Norma 5.2-I.C sobre drenaje superficial (Orden FOM/298/2016 de 15 de febrero)¹.
- Contaminación del agua de escorrentía: motivada por el arrastre de contaminantes suspendidos en el aire (lluvia ácida), y que son arrastrados por la superficie impermeable.

La siguiente tabla muestra los valores iniciales del umbral de escorrentía, considerando tipos de cultivo comunes en Guadalajara, así como distintos tipos de firmes en suelo urbanizado según Norma 5.2-IC:

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	>3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	>3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	>3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	>3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	8
Rotación de cultivos densos	>3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	>3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	70	33	18	13
		Muy buena	80	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	80	35	17	10
		Buena	120	55	22	14
		Muy buena	250	100	25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	>3	Pobre	62	26	15	10
		Media	80	34	19	14
		Buena	100	42	22	15
	<3	Pobre	75	34	19	14
		Media	95	42	22	15
		Buena	150	50	25	16

Imagen: Valores iniciales de umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2-I.C

¹ <https://www.mitma.gob.es/carreteras/normativa-tecnica/07-drenaje>

Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	>3	Pobre	62	26	15	10
		Media	80	34	19	14
		Buena	100	42	22	15
	<3	Pobre	75	34	19	14
		Media	95	42	22	15
		Buena	150	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	75	34	22	16
		Espesa	90	47	31	23
		Muy espesa	120	65	43	33
TIPO DE TERRENO	PENDIENTE (%)	UMBRAL DE ESCORRENTÍA (mm)				
Rocas permeables	>3	3				
	<3	5				
Rocas impermeables	>3	2				
	<3	4				
Firmes granulares sin pavimento		2				
Adoquinados		1,5				
Pavimentos bituminosos o de hormigón		1				

Tabla: Valores iniciales de umbral de escorrentía. Fuente: Norma 5.2-I.C

La determinación del grupo hidrológico de suelo se hará conforme al mapa de grupos hidrológicos del suelo y la siguiente tabla:

Grupo	Infiltración (cuando están muy húmedos)	Potencia	Textura	Drenaje
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeño (litosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el Grupo D.

Tabla: Permeabilidad del suelo en función de textura.

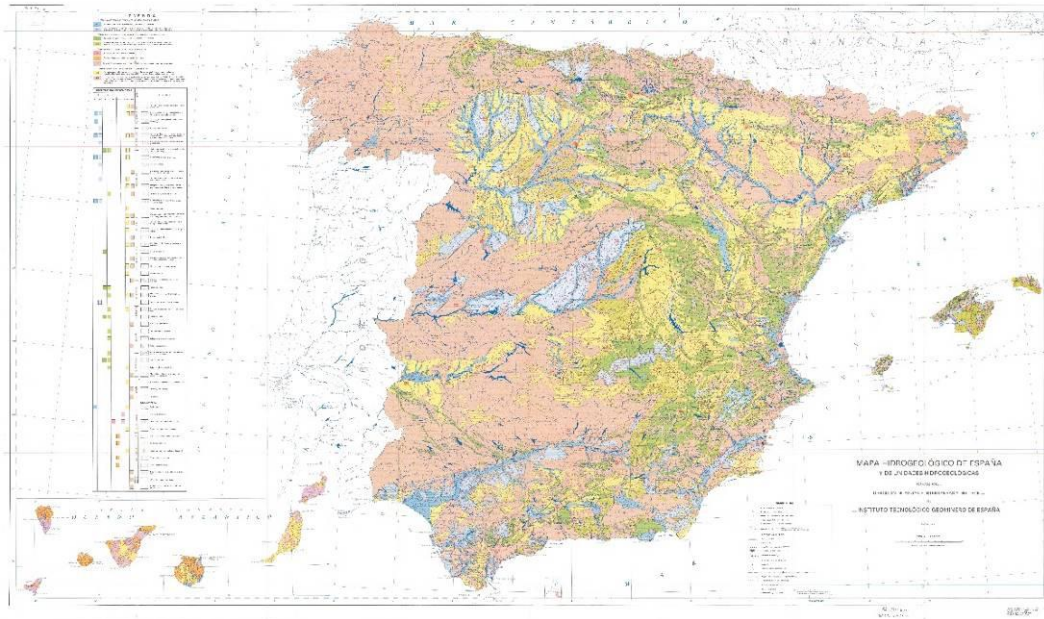


Imagen: Mapa hidrológico nacional año 2000. General y detalle. Fuente: Instituto Geológico y Minero

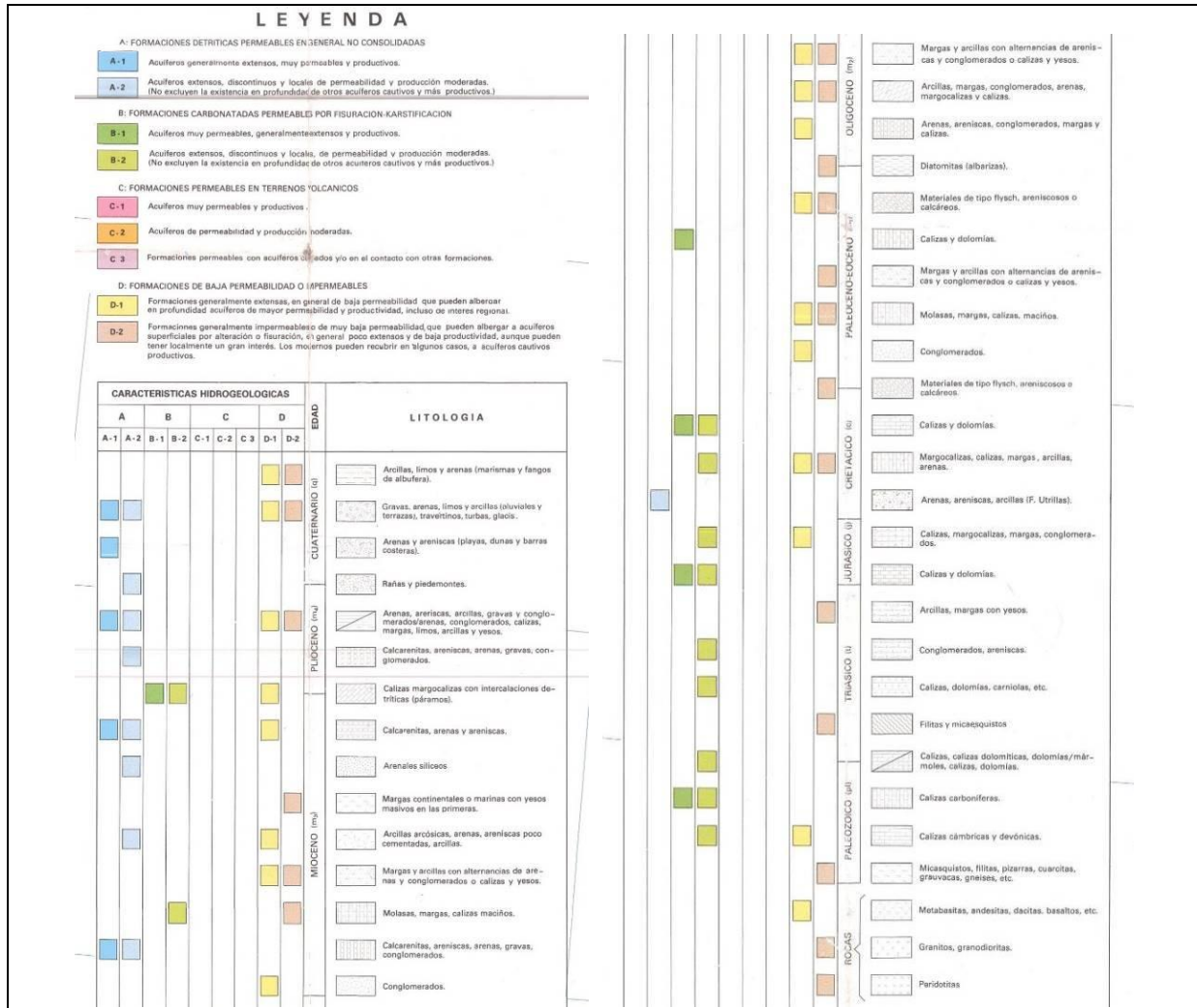


Imagen: Mapa hidrológico nacional año 2000. General y detalle. Fuente: Instituto Geológico y Minero

En el caso de la zona de Villanueva de la Torre es en una zona englobada en un **Grupo B** (Acuíferos extensos, discontinuos y locales de permeabilidad y producción moderada. No excluyen la existencia en profundidad de otros acuíferos cautivos y más productivos).

Si se admite que el objetivo de la recogida de las aguas pluviales es el evitar los daños producidos por la escorrentía del agua (sobre todo ante precipitaciones tormentosas que acumulen gran cantidad de agua en un pequeño espacio de tiempo), las alternativas básicas, tal y como ya se ha adelantado vendrían dadas por:

- Uso convencional de colectores y posterior vertido
- Uso de sistemas alternativos SUDS

	SISTEMA CONVENCIONAL DE COLECTORES	SISTEMAS ALTERNATIVOS SUDS
Coste de construcción	Depende de longitud y diámetro	Depende del tipo elegido
Coste de operación y mantenimiento	Establecido	Establecido
Control de inundaciones en la propia cuenca	Si	SI
Control de inundaciones aguas abajo	No	SI
Reutilización	No	SI
Recarga / Infiltración	No	SI
Eliminación de contaminantes	Baja	Alta
Requerimientos de espacio	Pequeño	Depende del tipo elegido

Un esquema de clasificación de las técnicas de drenaje urbano vendría dado de esta forma:

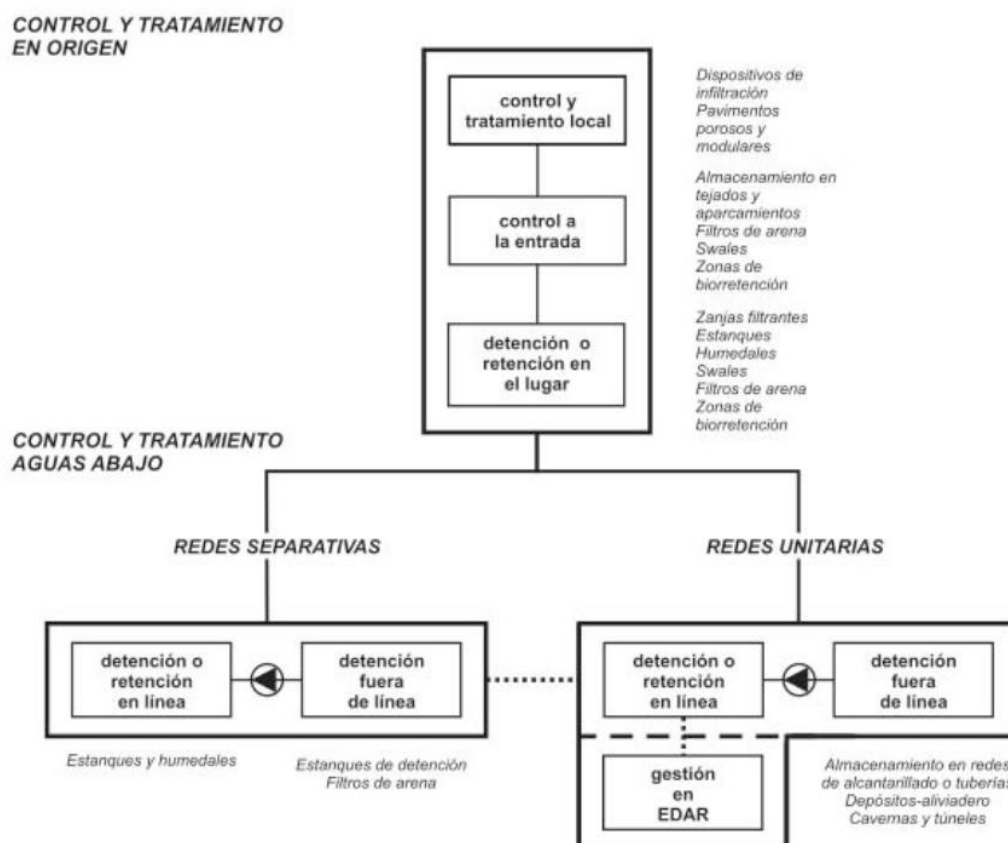


Imagen: Clasificación de técnicas de drenaje urbano sostenible. General y detalle.

2.4. UBICACIÓN DE LA EDAR

Villanueva de la Torre cuenta con una EDAR instalada en el municipio. Ésta se ubica en la carretera que une esta población con Meco, vertiendo en el Arroyo de las Monjas.

Si bien el vertido de aguas pluviales (provenientes de una red separativa) no es preceptivo que pase por la EDAR (dependerá del nivel de sustancias contaminantes que transporten), se procede a un estudio preliminar para comprobar la ubicación de la misma con respecto del sector S.I.-1.

De esta forma, se comprueba que el punto más bajo del terreno en el sector S I-1 se encuentra a una cota aproximada de 678 m (*frente Instituto Geográfico Nacional IGN y Google Earth*), mientras que el punto de vertido de la EDAR sobre el Arroyo de las Monjas estaría a una cota de 683 m (5 m más alta), y además debiendo salvar una cota intermedia de 708 m como se muestra en el siguiente perfil y planta:



Imagen: Traza de conducción de pluviales a arroyo las Monjas en Meco, traza, longitud y perfil orientativos.
Fuente: IGN y Google Earth

3. METODOLOGÍA DE ESTUDIO Y CALCULOS BÁSICOS HIDROLÓGICOS.

Como ya se ha indicado en puntos anteriores, se pretende ofrecer distintas alternativas para la evacuación de las aguas pluviales.

Las alternativas planteadas se agruparán en dos grandes grupos:

1. Alternativas donde se contemple evacuación mediante colector a punto de vertido, sin reutilización del agua.
2. Alternativas basadas en SUDS (sistemas urbanos de drenaje sostenible) con posibilidad de reutilización parcial del agua, si procediera.

Independientemente del tipo de alternativas que se plantee, el esquema bajo el que se presentarán será siempre el mismo:

- Definición de la propuesta, incluyendo breve descripción.
- Identificación de los retos técnicos de la propuesta
 - o Plazo de ejecución
 - o Coste de ejecución
- Identificación de hitos administrativos de la propuesta
 - o Plazo de los procedimientos administrativos
- Cuadro con “Debilidades” y “Fortalezas” de la propuesta

De esta forma se facilitará la comparativa entre las distintas alternativas propuestas, ya que todas ellas serán analizadas bajo una misma metodología.

3.1. CALCULOS HIDROLOGICOS BÁSICOS PARA ESTE ESTUDIO

El presente trabajo no pretende hacer un cálculo hidrológico detallado, pero sí evaluar de manera sucinta la cuenca afectada por el Sector Industrial S.I.-1, la superficie de afectación, el caudal de referencia, el periodo de retorno a aplicar y, por consecuencia, el volumen de agua resultante a considerar, evacuar y/o manejar en un aguacero en un periodo de retorno considerado adecuado.

De esta forma se contará con elementos objetivos que permitan proponer alternativas en la redacción de los condicionantes del futuro proyecto de urbanización del S.I.-1, en lo que se refiera a actuaciones de obras hidráulicas relativas a la gestión de aguas pluviales.

El presente trabajo no exime de la necesidad de realizar un estudio hidrológico e hidráulico de detalle en el momento de desarrollar el proyecto de urbanización que corresponda.

Hay que considerar varios puntos: las combinaciones de alternativas son múltiples, el propio proyecto de urbanización influirá en los coeficientes de escorrentías a considerar finalmente, la aplicación de técnicas de drenaje sostenibles que pueden asumir gran parte de la escorrentía superficial. Esto hace que sea conveniente establecer unos parámetros generales de partida, los cuales se calcularán siempre desde el lado de la prudencia y la seguridad.

En todo caso, se tomará en consideración la siguiente normativa:

- *Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales (1987 MOPU)*
- *Norma 5.2 -IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras (1990 MOPU)*
- *Orden FOM/298/2016.BOE. Drenaje superficial de Instrucción de Carreteras. Ministerio de Fomento*

Esta última recoge y actualiza las anteriores y recopila importantes avances en el campo de la hidrología y del cálculo hidráulico, debidos a la aplicación de las nuevas tecnologías, cambios de normativa, aumento de la sensibilidad social en aspectos relacionados con el medioambiente, etc.

A partir de esta orden y adaptándola al caso que nos ocupa se definen para este sector las siguientes definiciones y cálculos:

El drenaje superficial referido al sector, abarcará lo siguiente:

- La captación o recogida de aguas de las plataformas de las parcelas industriales, de las cubiertas de las edificaciones, mediante los elementos específicos que procedan.
- La conducción y evacuación del drenaje de las calles y su drenaje subterráneos a donde procede el punto de vertido: Cauces naturales, sistemas de alcantarillados o capa freática.
- En caso de punto de vertido en alguna obra de drenaje transversal, existente, se evaluaría la influencia que pudiera tener sobre esta.

Para ello y basándonos en la misma orden FOM, se analizan los criterios de proyecto:

- Criterios hidráulicos y medioambientales: determinación del CAUDAL DEL PROYECTO para cada tipo de obra.
- Definición de la secuencia: captación o recogida / conducción o restitución del cauce / desagüe, atendiendo a los siguientes principios:
 - Evitar sobreelevaciones no admitidas en lámina de agua.

- Evitar velocidades que puedan producir erosiones.
- Identificar y controlar las posibles zonas de deposición de sedimentos y arrastres.
- Minimizar el impacto ambiental.

3.2. REVISION DE CONCEPTOS RECOGIDOS EN ORDEN FOM/298/2016. BOE Ministerio de FOMENTO

PERIODO DE RETORNO:

Se denomina periodo de retorno T al periodo de tiempo expresado en años para el cual el caudal máximo anual tiene una probabilidad de ser excedido en cuantía igual a $1/T$. Otra definición que se puede plantear sería aquella que considera el período de retorno de un caudal T cuando, como media, es superado una vez cada T años.

La probabilidad de que en un año se produzca un caudal máximo superior al de período de retorno T viene dada por la siguiente expresión:

$$p(Q > Q_T) = \frac{1}{T}$$

Donde:

Q (m ³ /s)	Caudal máximo anual
Q_T (m ³ /s)	Caudal máximo anual correspondiente al período retorno T
T (años)	Periodo de retorno

La elección adecuada del periodo de retorno es clave en el proyecto. La misma orden FOM recoge la posibilidad de la administración competente para influir en su cálculo. En cualquier caso, dado que las soluciones son múltiples para derivar las aguas de drenaje superficial y a priori se desconoce la elección final, se opta un periodo de retorno de 100 años (que incluiría las obras afectadas de drenaje transversal). De esta forma se considera una estimación más conservadora frente a periodos de retorno de 25 años indicado para plataformas y márgenes.

Como se verá más adelante esta elección repercute sobre el caudal del proyecto y por tanto sobre el volumen de agua a derivar de la red de pluviales del proyecto.

TIPO DE CUENCA A CONSIDERAR

La superficie de la cuenca, su topografía original y modificada, los materiales empleados (y por tanto su impermeabilización y artificialización) van a influir en los coeficientes de escorrentía, y afectarán de manera directamente proporcional al caudal del proyecto.

En cualquier caso, se considera una cuenca de área inferior a $A < 50 \text{ km}^2$, por lo que se puede disponer de datos sobre caudales máximos proporcionados por la administración Hidráulica, o bien en ausencia de ellos se puede aplicar el método racional.

METODO RACIONAL: FORMULA GENERAL DE CÁLCULO

El caudal máximo anual Q_r , en un periodo retorno T , se expresa según la siguiente fórmula para cuencas homogéneas y no situadas en levante y Sureste peninsular:

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

Donde:

Q_T	(m ³ /s)	Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T , en el punto de desagüe de la cuenca
$I(T, t_c)$	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno considerado T , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca o superficie considerada.
C	(adimensional)	Coeficiente medio de escorrentía de la
A	(km ²)	Área de la cuenca o superficie considerada.
K_t	(adimensional)	Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación Hidrología.

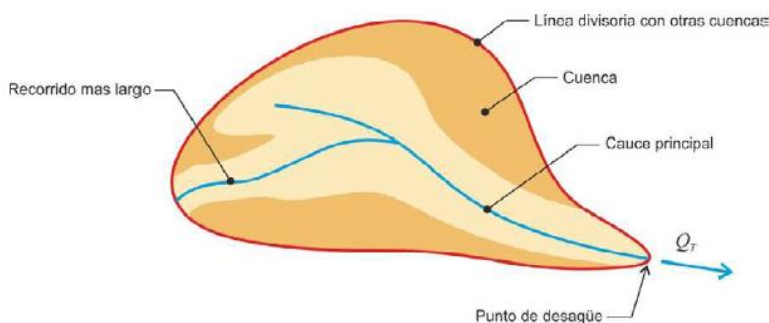


Figura: Esquema de Cuenca. Fuente: Orden FOM/298/2016.BOE.

INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

Para un periodo de retorno T y para una duración de un aguacero t , la intensidad de precipitación $I(T, t)$, se calcula por la siguiente formula:

$$I(T, t) = I_d \cdot F_{int}$$

$I(T, t)$	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del aguacero t
-----------	--------	---

I_d	(mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T.
F_{int}	(adimensional)	Factor de intensidad.

La intensidad de precipitación a considerar en el cálculo del caudal máximo anual para el período de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca Q_T , es la que corresponde a una duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t = t_c$) de dicha cuenca.

INTENSIDAD MEDIA DIARIA DE PRECIPITACIÓN CORREGIDA

Esta intensidad correspondiente al periodo de retorno, se obtiene por la formula,

$$I_d = \frac{P_d \cdot K_A}{24}$$

Donde:

I_d	(mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida
P_d	(mm)	Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T
K_A	(adimensional)	Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

La precipitación diaria se debe calcular a partir del mayor valor obtenido por los datos oficiales (p.e. de datos de la Dirección General de Carreteras, de estudios estadísticos de precipitaciones máximas anuales, o de pluviómetros existentes en la cuenca o próxima a la misma). Estas a su vez se han ajustar la función de distribución extremal considerando las funciones de Gumbel y SQRT ET-max.

Considerando la ORDEN FOM, para la precipitación media, se calculará el valor medio en la superficie de la cuenca (media areal), considerando la interpolación espacial de los valores obtenidos en cada uno de los pluviómetros considerados.

FACTOR REDUCTOR DE LA PRECIPITACIÓN POR ÁREA DE LA CUENCA

Este es el factor que reduce la precipitación por área de cuenca, considerando la no simultaneidad de la lluvia en toda la superficie. Se expresa en la siguiente formula:

$$\begin{aligned} \text{Si } A < 1 \text{ km}^2 & \quad K_A = 1 \\ \text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2 & \quad K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} \end{aligned}$$

Donde:

K_A	(adimensional)	Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca
A	(km ²)	Área de la cuenca.

Se observa que cuencas mayores de 100 km², el factor reductor repercute un valor de un 15 % y por tanto en la precipitación media diaria corregida.

Para el caso del Sector I-1 y sin influencia de cuencas adyacentes, se considerará una superficie menor de 1 km² y por tanto, K_A=1.

FACTOR DE INTENSIDAD F_{int}

Este factor indica la torrencialidad de la lluvia en la cuenca de estudio y depende a su vez de dos factores:

- La duración del aguacero t .
- El Periodo de retorno T , en caso que disponga curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF) aceptados por la dirección general de carreteras (DGC) en un pluviógrafo entorno de la zona de la cuenca en el que pueda ser representativo su comportamiento.

Se ha de tomar el mayor valor obtenido de entre los que se obtengan a continuación

$$F_{int} = \max (F_a, F_b)$$

Donde:

F_{int}	(adimensional)	Factor de intensidad
F_a	(adimensional)	Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d)
F_b	(adimensional)	Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo

a) Obtención de F_a

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 t^{0,1}}$$

Donde:

F_a	(adimensional)	Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d). Ver figura adjuntas
(I_1/I_d)	(adimensional)	Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la figura adjunta (en el caso que se estudia este índice tiene un valor de 10 por estar situado en Villanueva de la Torre (Guadalajara)
t	(adimensional)	Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo

Para poder obtener el factor F_a se ha de individualizar la expresión de un tiempo de duración del aguacero al tiempo de concentración ($t=t_c$)

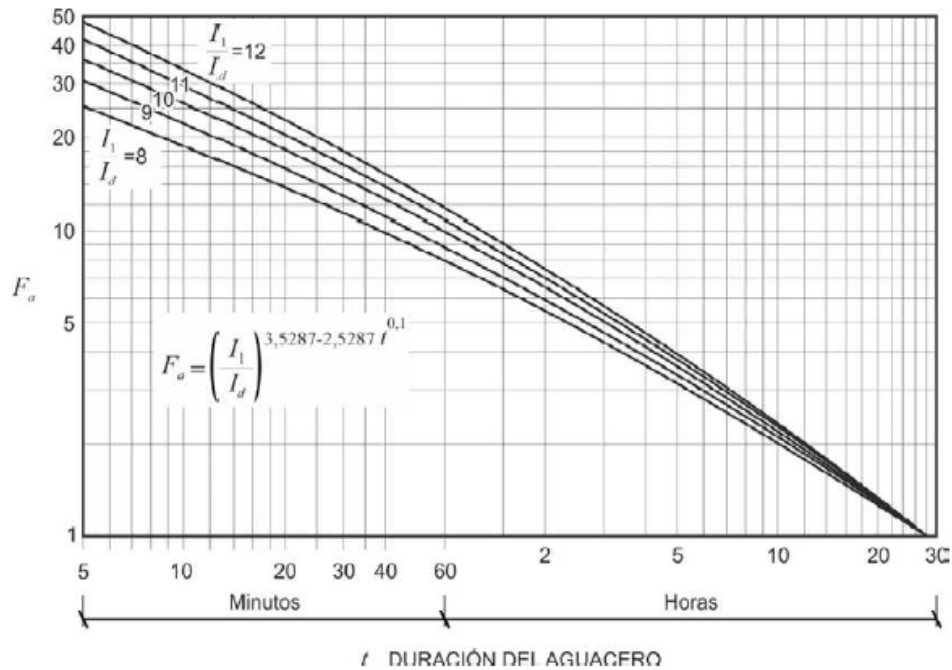


Tabla: Calculo factor F_a Fuente: Orden FOM/298/2016.BOE.

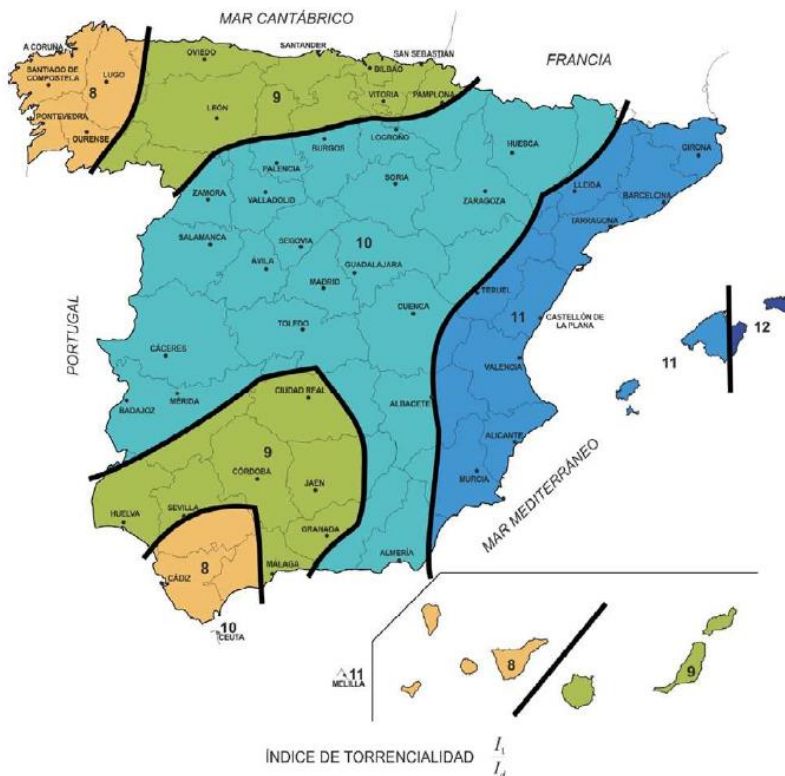


Imagen: Mapa del índice de torrencialidad Fuente: Orden FOM/298/2016.BOE.

b) Obtención de F_b

$$F_b = k_b \frac{I_{IDF}(T, t_c)}{I_{IDF}(T, 24)}$$

Donde:

F_b	(adimensional)	Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.
$I_{IDF}(T, t_c)$	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y al tiempo de concentración t_c , obtenido a través de las curvas IDF del pluviógrafo (ver figura adjunta)
$I_{IDF}(T, 24)$	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y a un tiempo de aguacero igual a veinticuatro horas ($t=24$ h), obtenido a través de curvas IDF (ver figura adjunta)
k_b	(adimensional)	Factor que tiene en cuenta la relación entre la Intensidad máxima anual en un período de veinticuatro horas y la intensidad máxima anual diaria. En defecto de un cálculo específico se puede tomar $k_b = 1,13$

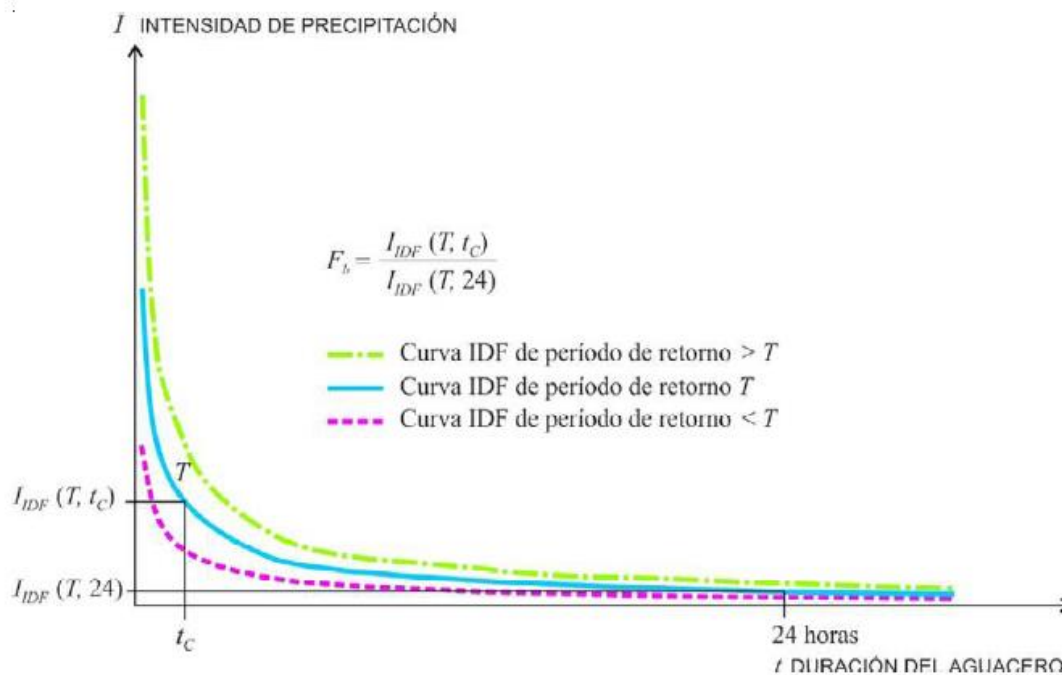


Imagen: Obtención del factor F_b Fuente: Orden FOM/298/2016.BOE

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Tiempo de concentración t_c , es el tiempo mínimo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca esté aportando escorrentía en el punto de desagüe. Se obtiene

calculando el tiempo de recorrido más largo desde cualquier punto de la cuenca hasta el punto de desagüe, mediante las siguientes formulaciones:

Para cuencas principales:

$$t_c = 0,3 \cdot L_c^{0,76} \cdot J_c^{-0,19}$$

Donde:

t_c	(horas)	Tiempo de concentración
L_c	(km)	Longitud del cauce
J_c	(adimensional)	Pendiente media del cauce

El tiempo de concentración depende de la pendiente y de la longitud del cauce elegido, se busca en este caso, el caso más desfavorable, es decir los de mayor longitud y menor pendiente ya que resultan mayores tiempos de concentración. En el caso objeto de estudio, esta hipótesis es difícil de barajar, ya que a su vez las combinaciones se estudian generan diversa hipótesis de puntos de vertido, complicando más el cálculo.

Además la orden admite el cálculo de cuencas secundarias con recorridos de flujo difuso y con tiempo e concentración ($t_c \leq 0,25$ h), desglosando distintas casuísticas según los coeficientes de flujo difuso del terreno etc. Que para esta fase del trabajo no se considera necesaria para el volumen global de las aguas pluviales a examinar.

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA

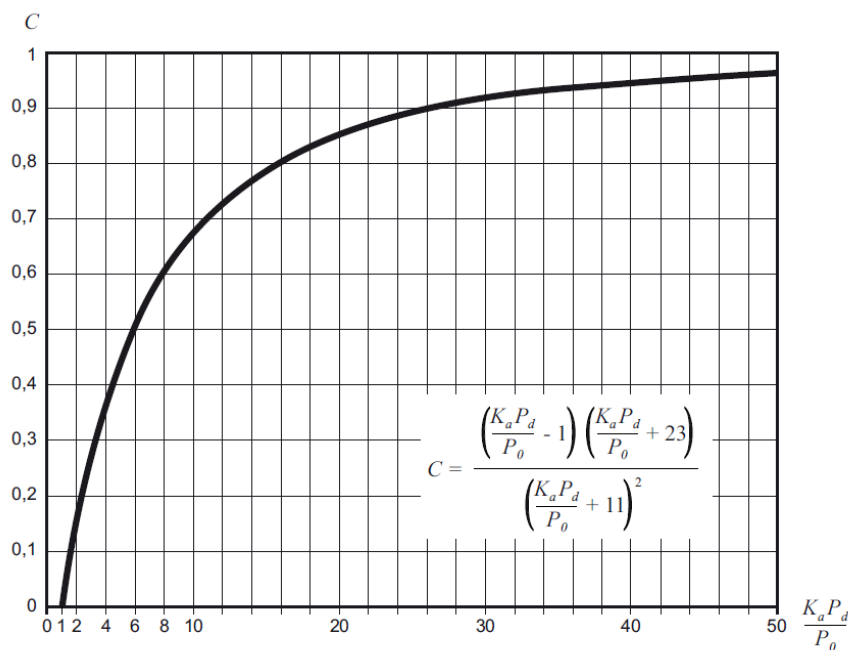
Define la parte de la precipitación de la intensidad $I(T, t_c)$ que genera el caudal de la avenida en el punto de desagüe de la cuenca:

$$\text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 \quad C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2}$$

$$\text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 \quad C = 0$$

Donde:

C	(adimensional)	Coficiente de escorrentía.
P_d	(mm)	Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T considerado.
K_A	(adimensional)	Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca
P_0	(mm)	Umbral de escorrentía.



DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Imagen: Determinación del coeficiente de escorrentía. Fuente: Orden FOM/298/2016.BOE

UMBRAL DE ESCORRENTIA

Define la precipitación mínima que ha de caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía, se determina por la fórmula:

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Donde:

P_0	(mm)	Umbral de escorrentía
P_0^i	(mm)	Valor inicial del umbral de escorrentía, generalmente tabulado según el uso del suelo
β	(adimensional)	Coefficiente corrector del umbral de escorrentía

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA PRECIPITACIÓN

Para el cálculo del caudal del proyecto, es necesario también la obtención del coeficiente K_t , que representa la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación, se obtiene por la expresión:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

Donde:

K_t	(adimensional)	Coefficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.
t_c	(horas)	Tiempo de concentración de la cuenca

3.3. METODOLOGÍA DE CÁLCULOS ESTIMATIVOS PARA ELECCIÓN DE PROPUESTA

El caso que se está estudiando es una cuenca urbana, con dimensiones mucho menores a lo que corresponde a una cuenca fluvial, por lo que es un trabajo a escala mucho más reducida, por lo que los tiempos de concentración se analizarán en tiempos menores a la hora.

Por otra parte una cuenca urbana, esta artificialmente impermeabilizada, repercutiendo el caudal del proyecto de manera directamente proporcional en función de los coeficientes de escorrentía que se apliquen.



Imagen: Cartografía Sector I-1. Fuente: PNOA. IGN. POM Villanueva de la Torre

La superficie de la cuenca a considerar no será superior a 45 ha, aunque la superficie del sector del POM describa una superficie de 307.955 m², (aprox. 31 ha). Se entiende que el mayor grado de impermeabilización se producirá en la zona del Sector Industrial I-1

Se trabajará no solo con una superficie pequeña, sino con una reducción de la escala de tiempos en todos los procesos. Se procede a análisis de intervalos de tiempo de 15 minutos. Se considera que la información de lluvia precipitada en 24 horas que es la que habitualmente está registrada, en este caso puede ser insuficiente para un análisis, aun provisional, de una zona urbana.

Para calcular la lluvia del proyecto, se obtendrá de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. Definiendo lluvia del proyecto, como una lluvia tipo o sintética que se puede asociar a determinado periodo de retorno y que se puede entender que el caudal de escorrentía o caudal del proyecto calculado a partir de esta lluvia tiene igual periodo de retorno.

Para el cálculo de la lluvia de proyecto, se han seguido los pasos indicados en la publicación “Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular” de CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) 2001 que describe la estimación de las máximas lluvias previsibles en las distintas zonas de España.

Para obtener los valores de lluvia máxima diaria $X(\tau)$ en distintos periodos de retorno (se calcularan para varios porque se considera las distintas posibilidades de evacuación de la aguas pluviales abiertas) y se procede de la siguiente manera:

Se localiza la ubicación de la población de Villanueva de la Torre, perteneciente a “Madrid, Hoja 3-3.”

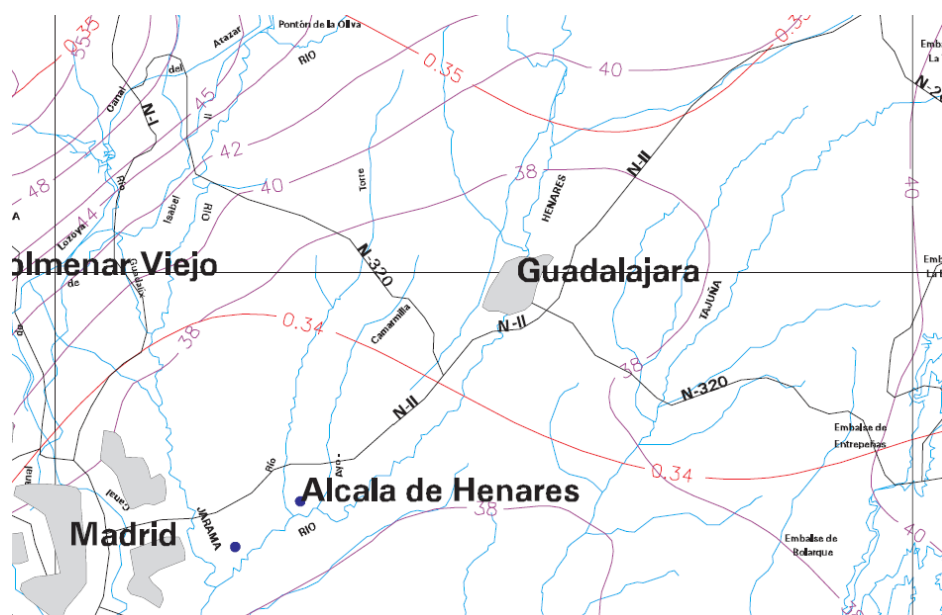


Imagen: Mapa de isóneas de coeficiente de variación C_v y de la máxima precipitación diaria anual. Fuente CEDEX

La estimación mediante las isóneas del coeficiente de variación C_v y del valor de X de la máxima precipitación diaria anual en el caso objeto de estudio sería $C_v = 0,34$ y $X = 38$ mm/día.

Una vez que se conocen los valores C_v y X se podrá obtener el factor de amplificación K_t (también denominado cuantiles Y_t , de la ley SQRT-ET max) que se puede obtener de la tabla 7.1 que se recoge en la norma de Máxima Lluvias diarias en la España Peninsular.

C _v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla: Obtención de factor de amplificación K_t. Fuente Norma de Máxima Lluvias diarias en la España Peninsular.

Después de obtener los distintos valores de Y_i a partir del valor C_v y para los distintos periodos de retorno se calcula la precipitación máxima en 24 horas para, precisamente cada uno de los periodos retornos, a partir de la formula ya estudiada.

$X_t = Y * X$ → siendo X= 38 mm/día (dato obtenido del mapa de isóneas de la precipitación diaria anual visto anteriormente) se tiene pues los siguientes resultados:

Para Cv	0,34							
	PERIODO DE RETORNO							
	T=2	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=200	T=500
Yt	0,924	1,213	1,423	1,717	1,93	2,174	2,434	2,785
Xt	35,112	46,094	54,074	65,246	73,34	82,612	92,492	105,83

Tabla: Corrección del Xt según periodos de retorno y factor de amplificación. Fuente: Propia

Para la obtención de los datos de lluvia de cortas duraciones se propone la siguiente curva IDF (curva intensidad – duración – frecuencia) sintética derivada de la fórmula que se aplica de la instrucción de carretera s 5.2 I.C., esta fórmula es la misma que la expresada en al orden FOM, pero con otra terminología, a los efectos de cálculos se utiliza de igual forma.

En el que se describe el cociente o relación entre la lluvia caída en una duración d y la caída en 24 h, esta relación es:

$$\frac{P_d}{P_{24h}} = \frac{D}{24} * \left(\frac{I}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

Y con la formula

$$P = \frac{P_d}{P_{24h}} * X_t$$

Donde

D	(horas)	tiempo desde inicio de la precipitación
I_1/I_d	(adimensional)	factor torrencial
P	(mm)	precipitación acumulada

En la zona de Villanueva la relación, $I_1/I_d = 10$ tal como se obtiene del mapa para la estimación del factor regional.

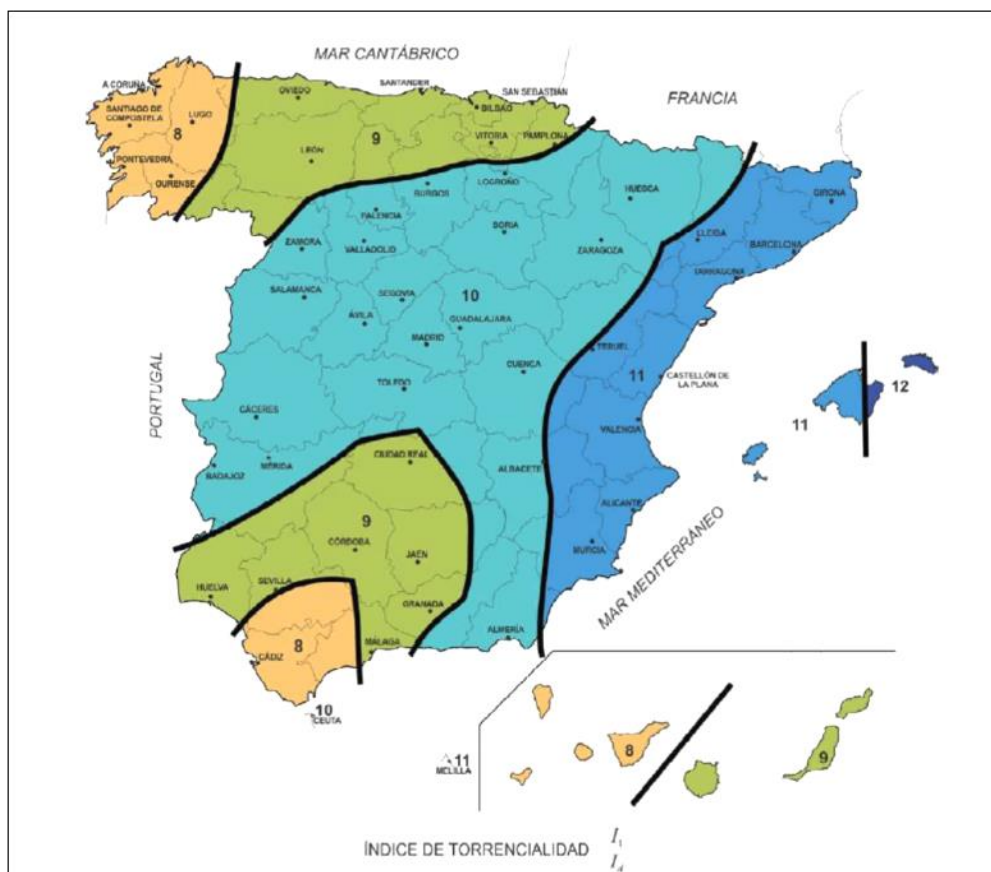


Imagen: Mapa del índice de torrencialidad Fuente: Orden FOM/298/2016.BOE.

A partir de estos datos se puede obtener los siguientes resultados para 1 hora y con $I_1/I_d=10$,

TIEMPO (min)	D/24	Pd/P24	P (T=2)	P (T=5)	P (T=10)	P (T=25)	P (T=50)	P (T=100)	P (T=200)	P (T=500)
15	0,010	0,251	8,813	11,570	13,573	16,377	18,408	20,736	23,215	26,563
30	0,021	0,344	12,079	15,856	18,601	22,445	25,229	28,419	31,817	36,406
45	0,031	0,408	14,326	18,806	22,062	26,620	29,923	33,706	37,737	43,179
60	0,042	0,458	16,081	21,111	24,766	29,883	33,590	37,836	42,361	48,470

Tabla: Precipitación esperada según periodos de retorno e intervalos de tiempo. Fuente: Propia

El tiempo de concentración se calcula para la hipótesis de cálculo, de la mayor longitud posible planteada en el sector y con una pendiente baja (no se recomienda pendientes inferiores al 0,5%) se considera a los efectos de cálculo una longitud de 1 km y una pendiente media (en el caso más desfavorable) de un 1% el resultado del tiempo de concentración sería:

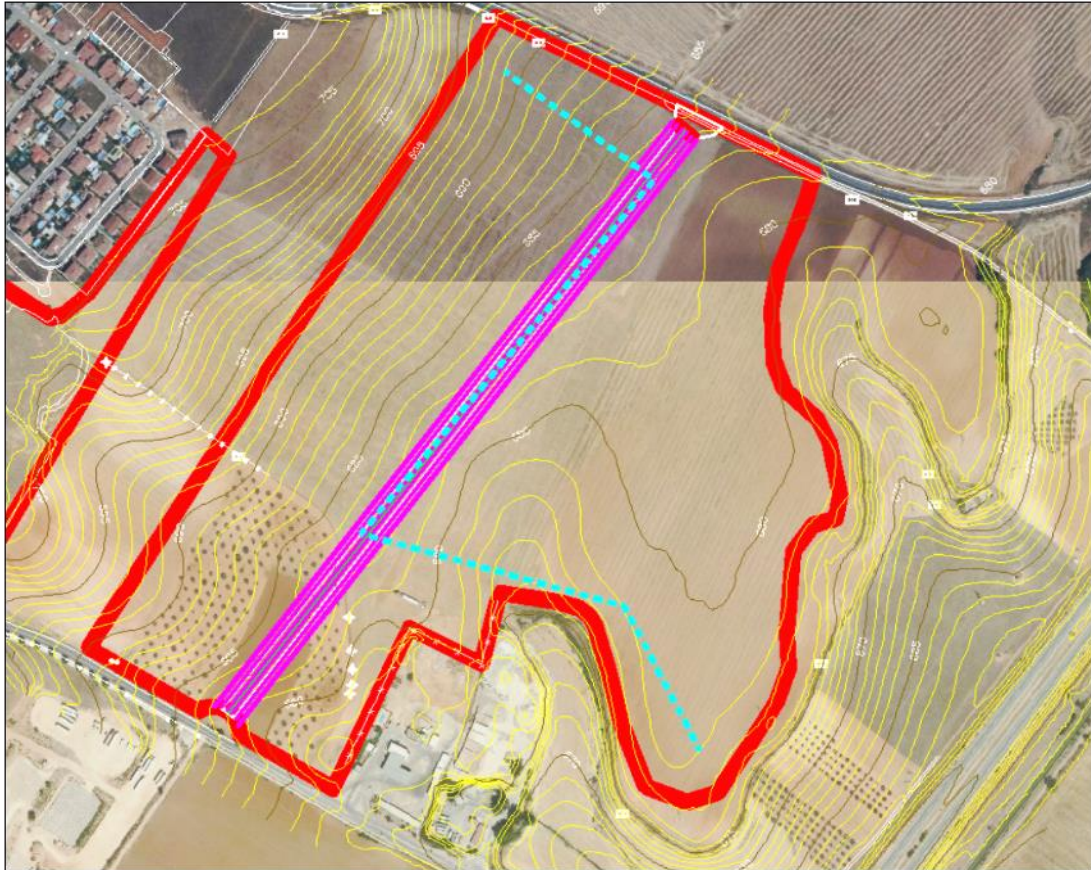


Imagen: Cartografía Sector I-1. Fuente: Propia

El cálculo de tiempo de concentración para cuencas principales

$$t_c = 0,3 \cdot L_c^{0,76} \cdot J_c^{-0,19}$$

Donde:

t_c	(horas)	Tiempo de concentración
L_c	(km)	Longitud del cauce, se considera 1 km
J_c	(adimensional)	Pendiente media del cauce, se considera 1%.

$t_c = 0,72$ horas tiempo de concentración, expresado en minutos, **aprox. 44 min**

Lo que significa para p.e. para un periodo de retorno de 500 años y en un tiempo de precipitación de 1 hora (60 min) se puede dar una precipitación con un valor de 49 mm.

Simplificando el modelo de cálculo hidrológico ya que no es objeto de este trabajo el cálculo de todos estos parámetros, pero si por lo menos evaluarlo para dar las directrices básicas para el manejo de las aguas derivadas de la escorrentías de las aguas pluviales del Sector I-1 de Villanueva, se considera lo siguiente como base de cálculo:

- Periodo de retorno de 100 años, que incluiría las obras afectadas por drenaje transversal, en el hipotético caso que la aguas se tuvieran que derivar a un punto de vertido en la zona sur de cruce con la radial R2.

- Factor reductor de la cuenca se considera una cuenca menor de 1 Km²
- Factor de intensidad, se considera que el máximo (a,b) es el obtenido para los distintos periodos de retorno.
- Tiempo de concentración: se ha de evaluar hipótesis, difícilmente estimables, ya que dependen del diseño final del sector, pero se plantea el más desfavorable (mayor longitud y menor pendiente) , tal como se ha calculado anteriormente. Se considera 0,72 h, e.d. 44 min aprox.

Con todos estos parámetros se obtendría y simplificado la aproximación de 44 min ≈45 min se tiene para los distintos periodos de retorno y concretamente para 100 años, se produce una precipitación acumulada de **P= 33,706 mm**, cuyo dato se podrá utilizar en la modelización del sistema

TIEMPO (min)	D/24	Pd/P24	P (T=2)	P (T=5)	P (T=10)	P (T=25)	P (T=50)	P (T=100)	P (T=200)	P (T=500)
15	0,010	0,251	8,813	11,570	13,573	16,377	18,408	20,736	23,215	26,563
30	0,021	0,344	12,079	15,856	18,601	22,445	25,229	28,419	31,817	36,406
45	0,031	0,408	14,326	18,806	22,062	26,620	29,923	33,706	37,737	43,179
60	0,042	0,458	16,081	21,111	24,766	29,883	33,590	37,836	42,361	48,470

Tabla: Precipitación esperada según periodos de retorno e intervalos de tiempo. Fuente: Propia

SUPERFICIE DE LA CUENCA:

Aunque la superficie de la cuenca es a los efectos aprox. 45 ha, se desarrollan dos hipótesis que convergen en un mismo resultado. Si se considera, una superficie de 45 ha (30 ha del sector más 15 ha de zona no impermeabilizada de la zona noroeste) el caudal del proyecto se verá afectada por los coeficientes de escorrentía parciales de cada superficie. En la zona no impermeabilizada, los coeficientes de escorrentía serán por tanto bajos, como puede verse recurriendo a fuentes que han calculado de manera empírica dichos coeficientes de escorrentía según el tipo de suelo.

A continuación se muestran los coeficientes de escorrentía para distintos suelos y editada por el consejo superior de los colegios de Arquitectos de España:

NATURALEZA DE LA SUPERFICIE		VALORES DE C	
		Mínimo	Máximo
Cubiertas de edificios		0.7	0.95
Pavimentos	Hormigón o asfalto	0.85	0.90
	Macadam bituminoso	0.70	0.90
	Macadam ordinario	0.25	0.60
	Gravas gruesas	0.15	0.30
Superficies sin pavimento		0.10	0.30
Superficies mixtas	Zona industrial de una ciudad	0.60	0.85
	Zona residencial en bloques aislados de una ciudad	0.40	0.60
	Zona residenciales unifamiliares en el extranjero	0.30	0.50
	Zonas rurales	0.10	0.25
	Parques	0.05	0.25
Terreno Granular	Pradera vegetal densa	0.05	0.35
	Vegetación tipo medio	0.10	0.50
Terreno arcilloso	Pradera vegetal densa	0.15	0.50
	Vegetación tipo medio	0.30	0.75

Tabla: Coeficientes de escorrentía según naturaleza de las superficies. Fuente: consejos superior de los colegios de Arquitectos de España

Para superficies sin pavimentar los coeficientes pueden bajar hasta valores de 0,10, por lo que se opta, o bien, por desechar la zona noroeste, o haberla incluido con coeficientes bajos de escorrentía englobándolo en la superficie total mayorada, lo que para el cálculo del caudal del proyecto se obtendría un resultado parecido.

Es por lo que se considera la superficie de la cuenca urbana con una superficie de 307.955 m² ≈ 31 ha, superficie correspondiente al POM aprobado.

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTIA

Se van a considerar dos modelos una cuenca totalmente impermeable (exceptos zonas verdes) aplicando unos coeficientes de escorrentías de valores máximos, de la tabla anteriormente referida.

Y por otra parte el mismo caso pero aplicando técnicas de drenaje sostenible urbanos en puntos determinados en el sector puntos singulares y suponiendo la existencia de un estanque de retención en el punto más bajo del sector, que reciba el excedente de la escorrentía de las aguas pluviales, una vez que este saturado los sistemas de drenaje urbanos sostenibles (SUDS).

3.4. MODELIZACION SEGÚN CASOS

CASO 1: SECTOR I-1. TOTALMENTE IMPERMEABILIZADO (excepto zonas verdes)

Las superficies a estudiar una vez analizada la ficha urbanística del POM vigente es:

SECTOR S I-1 AUDAL							
Sup. Sector (m2)	307.955						
Dotaciones							
Viario	12.856 (aprox 750 m de largo x 17 m de anchura)						
Zonas verdes	30.800						
Equipamientos	15.400						
Total dotaciones	59.056						
Sup. Neta	248.899						
Aprovechamiento tipo	0,5 x 0,5 m2						
Edificabilidad máxima (m2)	153.978						
Parámetros a considerar según artículo 10.2.3 de Normas Urbanísticas							
Ocupación máxima	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;">60% primera planta</td> <td>149339 m2 totales</td> </tr> <tr> <td>20% segunda planta</td> <td>49780 m2 totales</td> </tr> <tr> <td>100% bajo rasante</td> <td>0 m2 (No se considera)</td> </tr> </table>	60% primera planta	149339 m2 totales	20% segunda planta	49780 m2 totales	100% bajo rasante	0 m2 (No se considera)
60% primera planta	149339 m2 totales						
20% segunda planta	49780 m2 totales						
100% bajo rasante	0 m2 (No se considera)						
Alineaciones y retranqueos	5 m frontal (art 10.2.3 Ordenanza Industrial) 1/2 de altura edificación (mínimo 4 m)						
Altura máxima alero	9 m						
Altura máxima cumbre	15 m (puede autorizarse mayor altura)						
Aprovechamiento	Indicado en el Plan Parcial						

Cuadro: Estimación de distribución de usos del Sector I-1. Fuente: POM

Como se ha comentado en el caso de cuencas urbanas en comparación con las cuencas naturales, se producen alteraciones en los pavimentos y ejecución de cubiertas que repercuten en el coeficiente de escorrentía incrementándolo. Para ello se obtiene un coeficiente de escorrentía a partir de una media ponderada de los diferentes tipos de coeficientes de escorrentía y según el tipo de terreno, se calcula mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i * S_i}{\sum S_i}$$

De tal manera que se puede obtener un coeficiente ponderado según los usos del sector:

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA			
ZONIFICACION	Si	Ci	Si*Ci
Viaro	12.856	0,9	11.570,40
Zonas verdes	30.800	0,25	7.700,00
Equipamientos	15.400	0,85	13.090,00
Cubiertas (ocup. Max 60%)	149339	0,95	141.872,43
Zona Pavimentada	99559,6	0,9	89.603,64
Sup. Sector (m2)	307.955		0,86

Cuadro: Estimación de coeficiente de escorrentía ponderado del Sector I-1. Fuente: propia

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA MEDIO DEL SECTOR C= 0,86, para el caso de una superficie totalmente impermeabilizada, excepto zonas verdes

CALCULO DEL COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA PRECIPITACIÓN

La obtención del coeficiente K_t , se obtiene por la expresión:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

Donde:

K_t (adimensional) Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.
 t_c (horas) Tiempo de concentración de la cuenca

Como $t_c = 0,72 \text{ h} \rightarrow K_t = 1,04$

CALCULO DEL CAUDAL DEL PROYECTO

El caudal máximo anual Q_T en un periodo de retorno T , se expresa mediante la siguiente formula

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

Donde:

Q_T (m3/s) Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T , en el punto de desagüe de la cuenca

$I(T, t_c)$	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno considerado T, para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca. $I= 33,706$, para un periodo de 100 años y tiempo de concentración de 0,72 h
C	(adimensional)	Coefficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie considerada. $C=0,86$
A	(km ²)	Área de la cuenca o superficie considerada $A =0,31$ km ²
K_t	(adimensional)	Coefficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación. $K_t = 1,04$

El caudal del proyecto para estas condiciones será:

$$Q_T = 2,62 \text{ m}^3/\text{s}$$

CASO 2: SECTOR I-1. PARCIALMENTE IMPERMEABILIZADO Y CON EJECUCION DE SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLES Y ZONAS VERDES

Para ello se proponen una serie de actuaciones, encaminadas a dos objetivos: por un lado reducir el coeficiente de escorrentía promedio del sector al aumentar la superficie de zonas no impermeable, y por otro lado disponer de puntos que reduzcan el caudal de drenaje punta en periodos de precipitación altos evitando que se produzca inundaciones en nudos concretos.

Aunque este trabajo no incluye el estudio exhaustivo de los SUDS, se van a realizar hipótesis con unas series de actuaciones cuyo destino sea la atenuación del volumen derivado por el caudal del proyecto.

Las actuaciones que se proponen son, en orden de aguas arriba a aguas abajo:

- Mini-tanques de tormenta en bajantes de cubierta.
- Zanjas y pozos filtrantes en parcelas.
- Pavimento drenante/poroso en zona de parking de parcelas industriales y de tráfico más liviano.
- Cuneta Verde en zona central viario principal.
- Estanque de retención inundable permeables en punto bajo del sector.

MINI-TANQUES DE TORMENTA EN BAJANTES DE EDIFICIOS INDUSTRIALES.

La ocupación esperada del sector se produciría con grandes naves de tipo logístico, con una tipología similar a la siguiente:

- Pórticos con luz de 30 metros
- Distancia entre pórticos de 10 metros
- Superficie de las naves: 45.000 m² y superiores

- Cubierta: impermeabilizada

El objetivo sería situar mini tanques de almacenamiento enterrados a los pies de varias de las bajantes de la nave, de forma que se pudiese recoger parte del agua acumulada en la cubierta.

Partiendo de una configuración como la indicada contaríamos con una superficie tributante para situar dos mini tanques (uno a cada lado de la nave) de $100 \times 30 = 3.000 \text{ m}^2$:

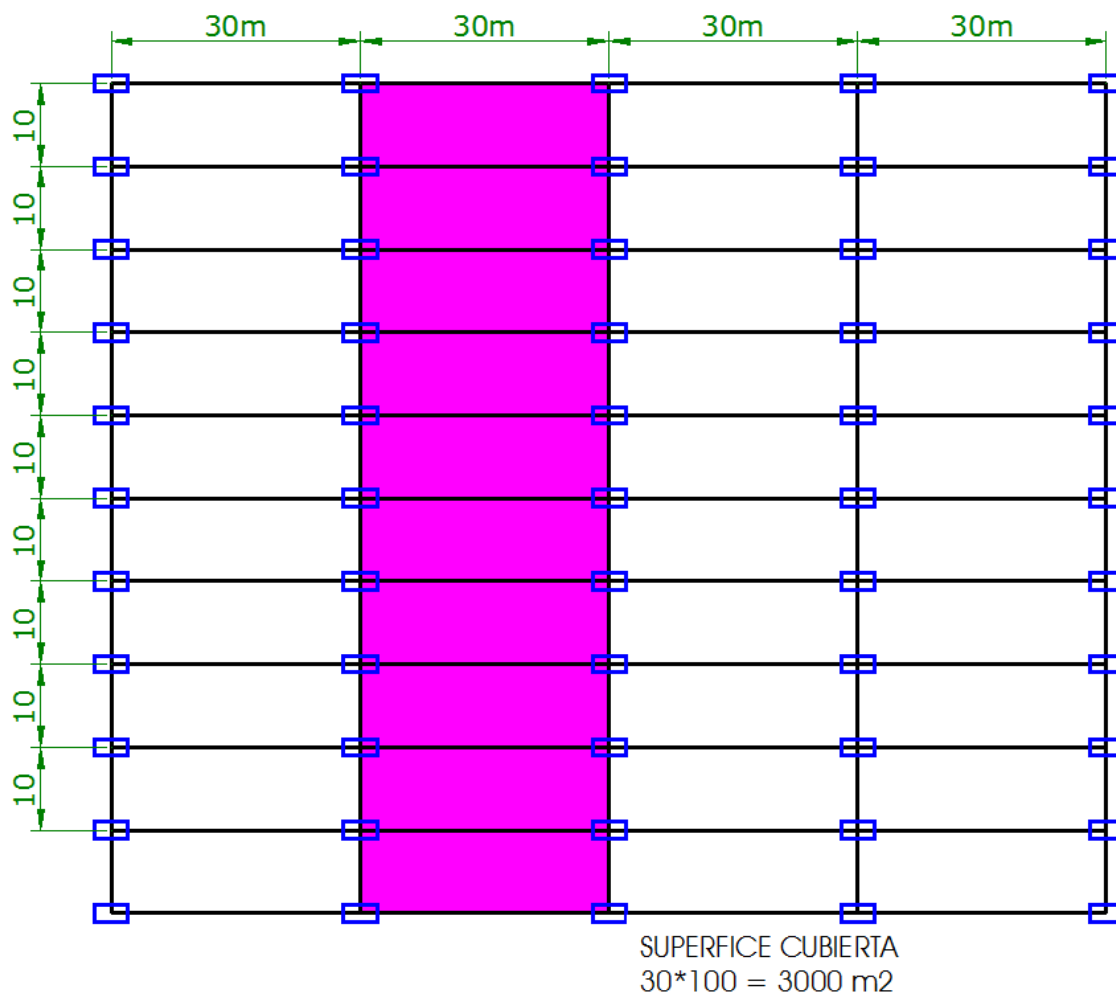


Imagen: Estimación de la superficie tributante de recogida de aguas para mini tanques de tormentas. Fuente: Propia

La cantidad de grupos de mini-tanques necesarios dependería del total de la superficie de la cubierta:

$$\text{SUPERFICIE CUBIERTA} / 3.000 \text{ m}^2 = \text{N}^\circ \text{ de grupos de mini tanques necesarios}$$

Cada uno de estos mini tanques tendría unas dimensiones mínimas de 2,2 m x 2,2 m x 2,2 m, es decir con capacidad para 10.600 lit. De esta forma, esos 3.000 m2 de superficie tributante podrían desaguar el agua que cayese sobre la misma en dos tanques de 10.600 lit cada uno (21.200 lit en total).

Esto se traduce en que los primeros 7 mm de lluvia que cayesen sobre la cubierta serían absorbidos por estos mini tanques.

El agua recogida puede ser utilizada para alimentar los depósitos de PCI, baldeo de campas, etc..

ZANJAS Y POZOS FILTRANTES EN PARCELAS.

Se propone la ejecución de zanjas poco profundas rellenas de material filtrante, las cuales pueden contar con conducto de transporte de evacuación en la zona superior. Con estas zanjas se pretenden lograr los siguientes objetivos:

- Ralentizar el caudal punta
- Reducir la posible contaminación de sólidos en suspensión

Se trata de una solución indicada en terrenos de baja permeabilidad, tal y como ocurre con las campas de hormigón.

De esta forma, y para una parcela de superficie 40.000 m², se dimensionarían zanjas de 250 x 1,5 x 1,2 m. Las zanjas filtrantes contarían con un enrejado en la parte superior de forma que permitiese el tránsito sobre la misma, evitando así la disminución de superficie útil. Aunque del mismo modo, se prohibiría el estacionamiento sobre dicho enrejado para garantizar que siempre esté libre y pueda recoger el agua que llegue.

En el caso del Sector I-1, y estando todavía pendiente el preceptivo estudio geológico, se presenta por lo general un primer sustrato de tierra vegetal con altos componente de arcillas y en una capa más profunda (con una potencia variable de 1 a 2 m), una capa de zahorras naturales que, aun con un componente arcilloso, pueden favorecer la infiltración,

Es por lo que se propone además que, por cada 50 m de zanja filtrante, la ejecución de pozos de infiltración más. Estos pozos de infiltración contarían con dimensiones de 3 m x 3 m x 3 m, y estarían rellenos de material drenante, de tal manera que pueda derivar el efluente hacia el subsuelo compuesto de zahorra natural de gran estabilidad y buena permeabilidad.

PAVIMENTOS DRENANTES O SUPERFICIES PERMEABLES.

Estas superficies son adecuadas tanto para el tráfico rodado como para el tráfico peatonal, pero con la peculiaridad que permiten el paso de agua a su través.

Nos dan la posibilidad de derivar el efluente a capas más sub-superficiales, y lo que es más importante, ralentizan el caudal punta.

Por contra presentan otras desventajas como posibles alteraciones estructurales por cambios bruscos de temperatura, o la alteración de la capacidad estructural al tráfico pesado.

Sin embargo, estas limitaciones, están mejorando actualmente con sistemas mejor adaptados para estas circunstancias.

Se propone adecuar al menos un 30% de la superficie pavimentada con pavimentos permeables, ubicándolos principalmente en las zonas de aparcamiento:

- Los aparcamientos serían las zonas de los viales que menos sufrirían las consecuencias del tránsito rodado.
- Los viales se ejecutarían de tal forma que tuviesen pendiente hacia uno de los lados de dicho vial, cuyo aparcamiento se ejecutaría con estos materiales.

CUNETAS VERDES O VEGETADAS

Pueden ser estructuras desarrolladas en forma lineal con un recubrimiento vegetal de sección trapezoidal, con base de anchura mínima de 0,5 m y un talud tendido de al menos 1V:3H.

Su objetivo es principalmente:

- Generar velocidades bajas de que favorezcan la sedimentación de los sólidos en suspensión (una vegetación densa favorece la reducción de velocidad)
- Favorecer la infiltración a capas inferiores
- Reducir el volumen de escorrentía y el caudal máximo.

Para el caso del Sector I-1 de Villanueva se puede plantear una cuneta verde, que podría enfocarse como zona verde, localizada en la zona central del viario. Con una geometría propuesta como la siguiente:

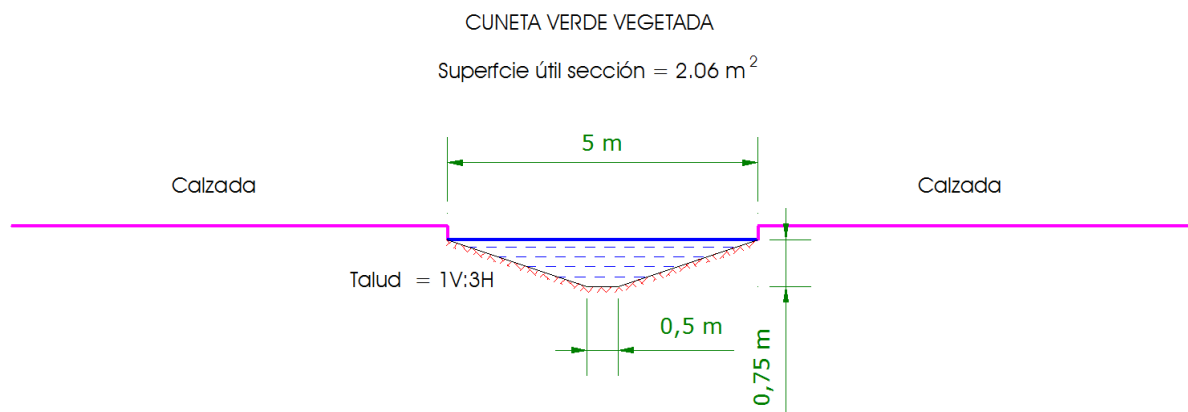


Imagen: Sección de cuneta verde propuesta en la mediana del viario principal. Fuente: Propia

Esta cuneta verde puede tener una superficie de sección de aprox. 2 m² x 750 ml de desarrollo.

ESTANQUE DE RETENCION PERMEABLE INUNDABLE:

Como última medida se propone un estanque de retención permeable inundable. Se evitarán las soluciones de estanques impermeables ya que en periodos estivales y en ausencia de aporte de un caudal continuo podría degenerar en condiciones anaeróbicas, malos olores y un aspecto insalubre que genere molestias (aparición de insectos etc.).

La ubicación, forma, *geometría*, definición de taludes, estructura, aspectos geológicos y geotécnicos, así como los parámetros de infiltración de los terrenos donde se asiente, se estudiarán detalladamente para asegurarse de su correcto funcionamiento.

Para un cálculo inicial, consideramos el caudal de proyecto de 2,62 m³/sg (calculado para el Caso 1), y un periodo de tiempo de 1 hora (esto implica un 35% más de tiempo que el calculado de concentración y que se sitúa en 0,72 horas), los resultados serían:

$$V = Q_T \times t (1 \text{ hora}) = 2,62 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 \text{ s} = 9.432 \text{ m}^3.$$

Una geometría compatible podría ser **60 m x 45 m x 3,6 m**

CONSIDERACIONES DE LOS SUDS PROPUESTOS

Todos los SUDS, propuestos han de cumplir las siguientes premisas:

- Su objetivo principal es ralentizar el caudal punta del proyecto.
- Deberá plantearse su ejecución de forma que el agua los alcance de la forma más gradual y homogéneas que pueda proyectarse.
- Se proyectarán de tal forma que dispongan de aliviadero, para que una vez se saturen y la capacidad de infiltración sea menor que el caudal aportado, se traslade ese exceso al siguiente SUDs aguas abajo.
- El último SUD, y el que mayor capacidad de retención tiene, será el estanque de retención permeable, que recogerá los excedentes del resto de SUDs.
- Para el caso concreto del estanque de retención permeable, se estudiará la capacidad de infiltración de este último para que sea posible su vaciado al 50% en un periodo no mayor de 24 horas. De esta forma no se comprometería su utilización ante una nueva tromba de agua con pocas horas de diferencia, aunque sea estadísticamente poco probable que ocurra.
- No obstante, se dispondrán aliviaderos en distintos puntos del estanque de retención para que en caso de un hipotético supuesto de saturación, el caudal sobrante pueda ser derivado a distintos puntos.

Considerando todas estos SUDs, se va realizar un cálculo estimativo de:

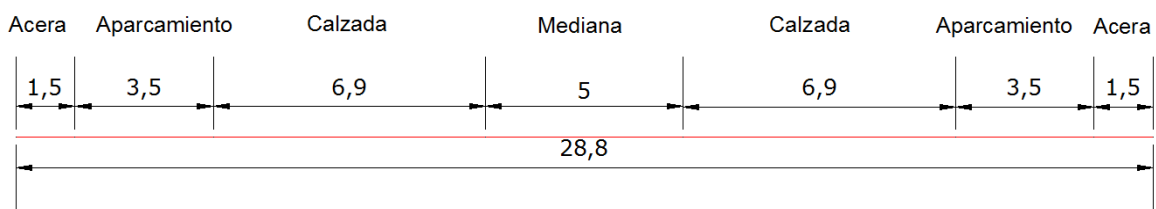
- La reducción del coeficiente de escorrentía,
- El volumen de agua de escorrentía que va a ser recogido en los SUDs.

Previamente hay que considerar la distribución geométrica del sector, la cual va a venir determinada por la ubicación del viario principal (SGV-19):

- Superficie ocupada por el vial en el POM: 12.856 m²
- Anchura del vial: 12 m

Hay que considerar la posibilidad, atendiendo a las indicaciones de los servicios técnicos municipales, de variar la geometría y la anchura de este vial. De esta forma se podría llegar a una anchura de hasta 30 m para que pudiese ejecutarse una mediana que actúe como zanja de infiltración, que incluyese salida del excedente de agua hacia la red de pluviales mediante colectores.

Una de las posibles secciones de este vial sería:



Con esta sección, una propuesta inicial de aprovechamientos del sector sería la siguiente:

SECTOR S I-1 PROPUESTA	
Sup Sector	307.955
Viario	24.239
Zonas verdes + Equipamientos	46.200
Superficie Neta	237.516
Distribución Parcelas	
Parcela 1	124.312
Edif. Máxima 1	74.587
Parcela 2	113.204
Edif. Máxima 2	67.922
TOTAL EDIFICADO	142.510
Edificabilidad máxima autorizada	0
Diferencia	142.510

Despreciando la superficie ocupada por los mini tanques de las cubiertas (aproximadamente 95 mini tanques) se recalcula el coeficiente promedio del sector, aplicando los coeficientes parciales para cada zona del mismo:

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA PROPUESTA			
ZONIFICACION	Si	Ci	Si*Ci
Viario	20.489	0,9	18.440,10
Zonas verdes	28.100	0,25	7.025,00
Equipamientos	15.400	0,85	13.090,00
Cubiertas (ocup. Max 60%)	142510	0,95	135.384,12
Zona Pavimentada (impermeable)	64.278	0,9	57.849,99
Zona Pavimentada (pav. Poroso)	28.502	0,1	2.850,19
Zanjas drenantes	2.227	0,05	111,34
Cuneta verde	3.750	0,05	187,50
Estanque Retencion	2.700	0,05	135,00
Sup. Sector (m2)	307.955		0,76

Con un coeficiente de escorrentía promedio reducido a 0,76, el nuevo de caudal del proyecto sería:

$$Q_T = 2,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

El volumen, retenido antes de llegar al estanque de retención sería de 5.229 m³. El volumen total retenido por los SUDs (incluyendo el estanque de retención permeable) sería de 14.949 m³ tal como se calcula en la tabla adjunta:

	nº ud	Vol/SUD (ud/ m ³)	Vol.Total (m ³)
Mini tanques	95	10,648	1012
Zanjas filtrantes	6	450	2672
Cuneta Verde	1	1545	1545
Estanque de retencion permeable	1	9720	9720
			14.949

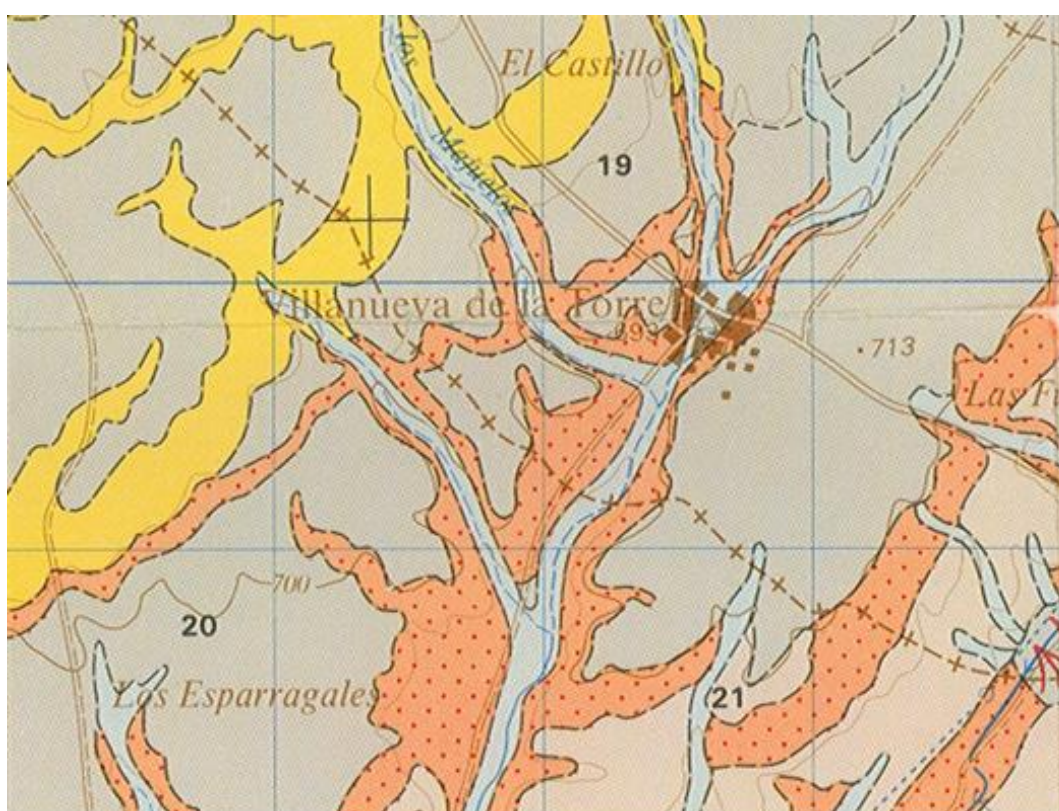
Lo que significa un caudal del proyecto ($Q_T = 2,31 \text{ m}^3/\text{s}$) aportado durante un tiempo aproximado de 2,01 h.

Además de las cifras que se muestran en el cuadro anterior, hay que considerar también el volumen que se podría evacuar mediante el uso de los pavimentos porosos. De esta forma, y sin entrar en especificaciones concretas del mismo, se procede a la estimación de los parámetros de ejecución.

Se considera una sección formada por una primera capa de pavimento altamente permeable que se sitúa sobre una segunda capa de zahorra (con alta permeabilidad) de, al menos 20 cm de espesor.

Hay que considerar que el límite de velocidad de infiltración estará limitado por la conductividad hidráulica del terreno (la cual se desconoce). Para conocer su valor real se aconseja realizar el preceptivo ensayo de permeabilidad "in situ", a ser posible en el fondo de la excavación (ver conclusiones).

No obstante, el futuro SI-1 se encuentra situado en la Hoja número 535 de Algete del Mapa Geológico del Instituto Tecnológico GeoMinero de España (I.T.G.M.), en el sector centro-oriental de la cuenca Meso-Terciaria del Tajo, donde los cortes geológicos más comunes son:



- **19, 20** Gravas y cantos poligénicos con arenas, arcillas arenosas, pseudomicelios, nódulos de carbonatos y costras calizas.
- **2** Arcosas blancas, fangos arcósicos y lutitas rojizas.

A partir de estos datos, tomando un valor aproximado para suelos francos y/o franco-arcillosa-arenosa (drenaje moderado), estimamos el límite de velocidad de infiltración en **1 cm/h**. Hay que considerar que por debajo del primer estrato de suelo vegetal en la zona de estudio hay zahorras naturales ligeramente arcillosas

El área del pavimento permeable estimado es de 2,85 ha (28.500 m²), lo que supone una capacidad de infiltración máxima de 79 l/s, caudal a considerar que ayudará a disminuir el volumen vertido al estanque de retención permeable.

La alternativa más lógica es la implementación de SUSDS, demorando la escorrentía por un aguacero puntual mediante el llenado consecutivo de los SUDs, y evitando que se produzcan inundaciones en los nudos de la red, contando como último punto de llenado un estanque de retención permeable con capacidad de 9.500 m3.

4. LOCALIZACIÓN DEL PUNTO NATURAL DE EVACUACION DE AGUAS PLUVIALES DEL SECTOR. PROBLEMÁTICA EXISTENTE.

La localización de la traza de las aguas de escorrentía superficial en el Sector I.1 se determina por el estudio de la topografía de la zona. Para ello y estudiando las curvas de nivel del sector (a partir de datos Laser Imaging Detection and Ranging o LIDAR, obtenido de los servicios del Instituto geográfico Nacional, IGN), se estima las posibles trazas de la escorrentía superficial.



Imagen: Estudio de traza de escorrentía superficial sobre ortofotografía del Sector y curvas de nivel de equidistancia de 1 m. Fuente: IGN y propia

Como puede observarse, casi toda la escorrentía se va a dirigir al punto "A". Este punto es el primero que se ha estudiado en el terreno, trasladándose personal de este estudio a analizar "in situ" el estado actual. Se ha podido observar lo siguiente.

- En el punto "A" existe una obra de drenaje transversal (ODT) en su cruce con la radial R-2 de diámetro $\varnothing 1000$ mm, que en la actualidad está prácticamente colmatada por los arrastres de finos de parcelas de aguas arriba.
- Pasado el punto "A", en el otro lado de la R2, se puede observar que el agua no tiene salida ya que el Canal del Henares funciona como presa que impide la salida natural del agua.





Imagen: Distintas perspectivas de situación actual del punto "A". Elaboración propia (imágenes RPAs)

Partiendo de lo visto hasta ahora se podrían plantear dos alternativas de punto de vertido: verter al Canal del Henares o bien hacerlo aguas abajo del Canal del Henares a un hipotético punto de vertido.

Sin embargo, ambas alternativas son inviables: la primera porque el caudal de Canal del Henares es intermitente, reduciéndose su uso a la época estival. En ese momento el canal no puede absorber grandes volúmenes de agua extra (además de la necesidad de realizar un pre-tratamiento del agua en caso de canalizarla al mismo), y el resto del año por el desuso del mismo. La segunda opción sería verter aguas abajo en sentido Azuqueca de Henares. Sin embargo, los puntos de cruce con infraestructuras son numerosos, empezando por el propio Canal del Henares, siguiendo con el ramal de carreteras que une la GU-103 y la CM-1008 y con la complicación añadida que no existe un cauce bien definido.

Esta situación no tendría mayor importancia, si la situación, hidrológicamente hablando, permaneciera como está en la actualidad, es decir, con un suelo vegetado que absorbiera en buena medida los episodios de aguaceros de gran intensidad.

De esta forma, se van a estudiar una serie de alternativas de puntos de vertido con el objetivo de que los mismos precisen los menores cruces de infraestructuras posibles y que se pueda verter a puntos bien definidos que sean capaces de absorber el caudal del proyecto una vez impermeabilizado el Sector S.I.-1.

5. ALTERNATIVAS DE ESTUDIO PARA IDENTIFICAR EL PUNTO DE VERTIDO DE LA RED DE PLUVIALES DEL S.I.-1.

5.1. SISTEMA 1. Conducción por gravedad a punto de vertido en Arroyo de las Monjas en Meco. (Plano 2)

DEFINICIÓN DE LA PROPUESTA, INCLUYENDO BREVE DESCRIPCIÓN.

Colector enterrado para verter por gravedad en el Arroyo de las Monjas en la población de Meco (el mismo arroyo donde se ubica la EDAR de Villanueva de la Torre).

La conducción será por gravedad, siguiendo la línea del terreno que permita salvar el cerro donde se ubica la población de Villanueva de la Torre.

IDENTIFICACIÓN DE LOS RETOS TÉCNICOS DE LA PROPUESTA

El caudal de proyecto que se considera es el calculado para el CASO 1: SECTOR I-1. TOTALMENTE IMPERMEABILIZADO (excepto zonas verdes). El principal reto técnico consiste en determinar el trazado de la conducción manteniendo una pendiente mínima del 0,5%, debiendo salvar para ello las infraestructuras existentes en el trazado.

Hay que tener en cuenta que el trazado viene determinado por el terreno por lo que el margen para evitar los cruces con infraestructuras existentes es muy limitado.

De esta forma, el punto de vertido se situaría en Meco, a una distancia aproximada de 4,8 km del Sector S I-1.

Infraestructuras a cruzar:

- Carretera GU-102
- Conducción de abastecimiento de Meco

Como se puede deducir de las infraestructuras que podrían verse afectadas, la conducción discurriría paralela al canal del Henares por su margen derecho en dirección hacia Meco. Además de las infraestructuras indicadas, podrían existir afecciones sobre los gasoductos de ENAGAS y el propio canal del Henares, si bien, y atendiendo a los datos disponibles, ambas infraestructuras se situarían más al sur de la traza del saneamiento.

El punto de vertido se encontraría en el arroyo de las Monjas, en su tramo colindante con el casco urbano de Meco.

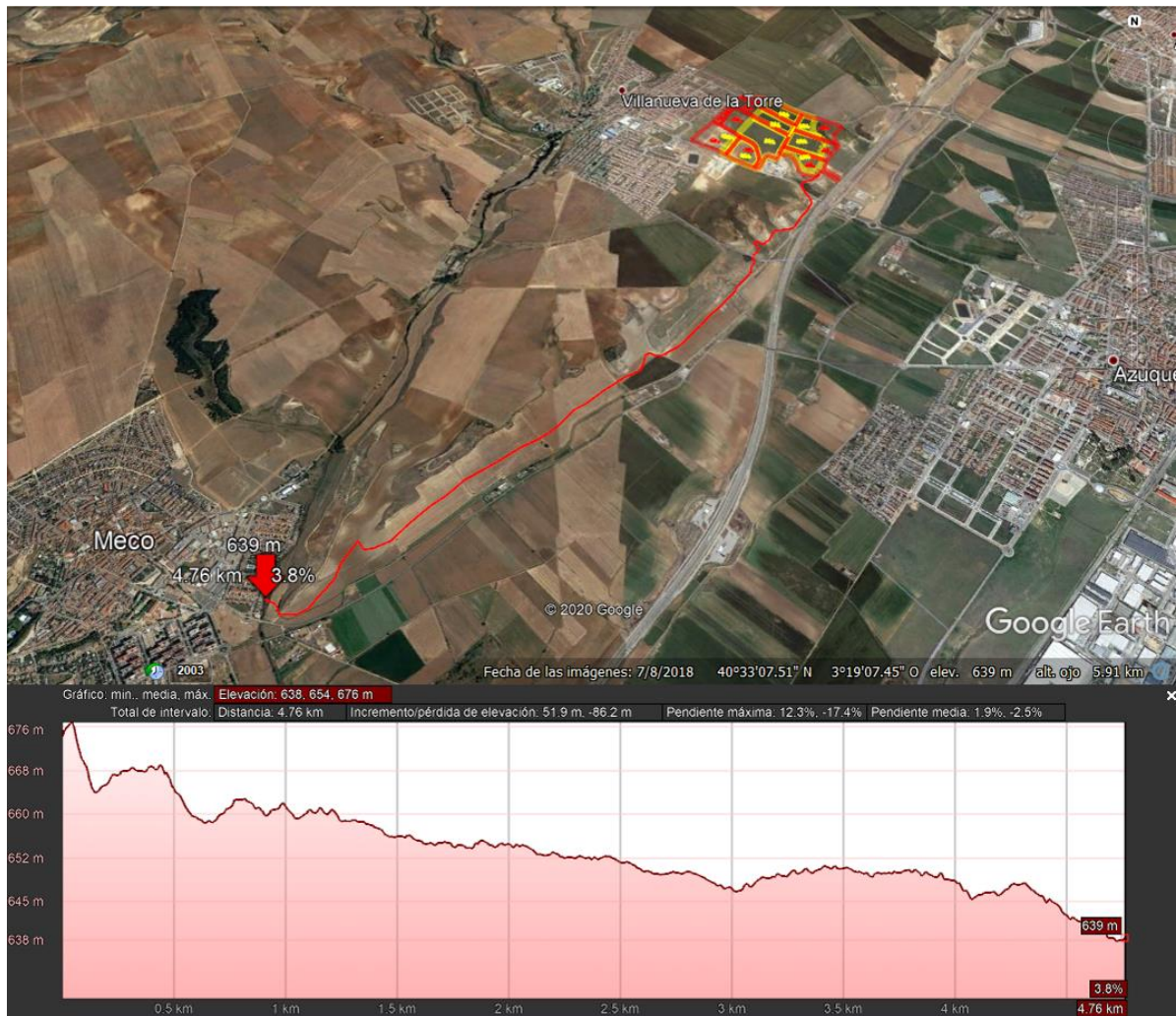


Imagen: Traza de propuesta de conducción por gravedad a arroyo las Monjas en Meco, traza, longitud y perfil orientativos. Fuente Google Earth

PLAZO DE EJECUCIÓN

EL plazo de ejecución se estima en 4-6 meses.

COSTE DE EJECUCIÓN

Para una aproximación a un coste de ejecución hay que realizar varias hipótesis:

- Se considera un pre dimensionado de un tubo de 1000 mm de PVC con la pendiente suficiente de al menos un 1,5% para cumplir con el caudal del proyecto.
- La sección de la excavación solo se puede estimar y cambiará según el perfil del terreno, pudiendo darse casos en los que haya que hacer pre-zanja para mantener la pendiente o para evitar obstáculos, ya que se está planteando una conducción por gravedad. Para una primera aproximación, se estima una profundidad de zanja de 3,5 m con anchura en base de 2,5 m y en parte superior de 4 m.
- Distancia entre pozos en cambios de rasante, cambios de dirección y con equidistancia cada 50 ml. De forma generalizada se considera cada 50 ml.

- Se realiza una simplificación de unidades de obra para obtener una aproximación, ya que las propuestas requieren un estudio de detalle.
- Como base de precios se utilizará la considerada en los Planes Especiales de Infraestructuras, concretamente en el Presupuesto PEI-4 SGV -11 de Villanueva de la Torre, aprobados en el año 2006
- Para la actualización de los precios anteriormente descritos se hará por medio del factor corrector de la publicación interanual diciembre – diciembre de la inflación anual, actualizándolo desde el año 2006 hasta la actualidad.

inflación anual (dic resp. dic)	inflación	PARA 100 €		
		INFLACIÓN ANUAL	ACTUALIZACIÓN	AÑO
IPC España 2019	0,79 %	2,67	102,67	2006
IPC España 2018	1,18 %	4,22	107,00	2007
IPC España 2017	1,11 %	1,43	108,53	2008
IPC España 2016	1,57 %	0,79	109,39	2009
IPC España 2015	0,02 %	2,99	112,66	2010
IPC España 2014	-1,04 %	2,38	115,34	2011
IPC España 2013	0,25 %	2,87	118,65	2012
IPC España 2012	2,87 %	0,25	118,95	2013
IPC España 2011	2,38 %	-1,04	117,71	2014
IPC España 2010	2,99 %	0,02	117,74	2015
IPC España 2009	0,79 %	1,57	119,58	2016
IPC España 2008	1,43 %	1,11	120,91	2017
IPC España 2007	4,22 %	1,18	122,34	2018
IPC España 2006	2,67 %	1,08	123,66	2019
IPC España 2005	3,74 %			
IPC España 2004	3,23 %			
IPC España 2003	2,60 %			
IPC España 2002	4,00 %			
IPC España 2001	2,71 %			

Tabla: Tasa de inflación desde el año 2001. Actualización de la tasa inflación desde el año 2006 (años de licitación de PEIs de Villanueva de la Torre. Fuente: INE)

Considerando todos los puntos anteriores y de manera simplificada se puede estimar un presupuesto básico de ejecución material:

PROPUESTA VERTIDO CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD MECO (MEDICIONES y PRESUPUESTO BÁSICO)							
	ud	longitud	anchura	altura	cantidad	Precio PEIs 2020	TOTAL
m³ Excavación en zanja en tierra, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo	1	4558	3,25	3,5	51847,25	5,02	260.190,24
m³ Relleno localizado compactado en zanja, de drenaje longitudinal, con material procedente de préstamos, incluso humectación, extendido y rasanteado, terminado	0,9	4558	3,25	3,5	46662,53	9,27	432.757,59
ml Colector de saneamiento enterrado de PVC de pared compacta de color teja y rigidez 8 kN/m ² ; con un diámetro 1000 mm. y de unión por junta elástica. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas.	1	4558			4558	266,91	1.216.575,78
ud Base de hormigón en masa HM-20/P/40/l para pozo de registro de diámetro 100 cm., enfoscado, fratasado y bruñado con mortero hidrófugo 1/3. Cuerpo cilíndrico de fábrica de ladrillo para pozo de registro de 100 cm de diámetro interior, construido con fábrica de ladrillo macizo tosco, perforado, de 1 pie de espesor, recibido con mortero de cemento 1/6, enfoscado, fratasado y bruñado por el interior con mortero de cemento hidrófugo 1/3. Tronco de cono asimétrico prefabricado de hormigón armado, de altura útil 100 cm., provisto de pates de polipropileno montados en fábrica y resaltes en el borde para alojamiento de junta de goma, aro de nivelación, también de hormigón armado, de 100 cm. de diámetro, colocado sobre la anterior, recibido con mortero de cemento, y sobre éste dispositivo de cierre, compuesto de cerco y tapa de fundición tipo calzada, todo ello para colocar directamente sobre el anillo superior, de 80 cm. de diámetro, y con p.p de medios auxiliares, incluso excavación y el relleno perimetral posterior.	96				96	1.703,85	163.569,14
							2.073.092,75

IDENTIFICACIÓN DE HITOS ADMINISTRATIVOS DE LA PROPUESTA

La ejecución de esta propuesta implica diversos hitos administrativos por cuanto se trataría de una obra no solo supramunicipal, sino que afectaría a dos CCAA diferentes: Madrid y Castilla la Mancha.

Es por ello que las autorizaciones se duplicarían debiendo considerar:

- Estudio de impacto ambiental conforme a las normas de la JCCM y de la Comunidad de Madrid.
- Autorización expresa del propietario de la parcela donde se ubique el punto de vertido (no se ha valorado, por simplificación la ejecución del punto de vertido como tal).
- Expediente de expropiación:
 - o Se incluiría un expediente de expropiación donde se incluyesen las zonas de servidumbre y de ocupación temporal del suelo por donde discurra la traza.
 - o La expropiación se produciría en los terrenos donde se localizasen los pozos o cámaras de registro.
 - o La zona de servidumbre para el resto del trazado.
 - o La zona de ocupación temporal incluiría todo el trazado de la obra.

Todos estos puntos se deberían valorar aparte.

Además de estas afecciones, han de ser consideradas las autorizaciones para el cruce de la carretera de Diputación GU-102, así como de las infraestructuras de abastecimiento del Ayuntamiento de Meco.

PLAZO DE LOS PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS

Habida cuenta de los plazos administrativos y coordinaciones necesarias entre las administraciones indicadas, los plazos se demorarían durante varios años.

A esto hay que sumar que:

- En ningún caso se puede garantizar que el Ayuntamiento de Meco permitiese que la obra se realizase en su término municipal
- Si bien la ocupación de los terrenos sea viable durante el proceso de expropiación, no así el cierre de estos expedientes por cuanto cabe posibles recursos ante los Jurados de Expropiación y/o incluso los tribunales.

CUADRO CON “DEBILIDADES” Y “FORTALEZAS” DE LA PROPUESTA

DEBILIDADES	FORTALEZAS
<i>Longitud de traza elevada (4,8 Km).</i>	<i>Solución de vertido de las aguas pluviales del S.I.-1</i>
<i>Cruce de traza de colector con traza de gasoductos.</i>	<i>Posibilidad de verter de manera recurrente</i>
<i>Cruce con servicios de abastecimiento de Meco.</i>	<i>No necesidad de energía para transporte de aguas pluviales a punto de vertido. Conducción por gravedad.</i>
<i>Cruce de traza con carretera de Diputación. GU-102</i>	<i>Posibilidad de verter volúmenes elevados</i>
<i>Coordinación entre municipios (Villanueva y Meco).</i>	
<i>Coordinación entre comunidades (Castilla La Mancha y Madrid).</i>	
<i>Movimiento de tierras elevado, especialmente después del cruce con la GU-102, hay zona de excavación de 12 m. Necesidad de ejecutar pre-zanja.</i>	
<i>Elevado coste económico.</i>	
<i>Elevado impacto ambiental.</i>	
<i>Sobre costes por expropiación para traza de colector y en parcela de punto de vertido</i>	
<i>Necesidad de obras para atenuación de velocidad en el punto de vertido.</i>	
<i>Punto de vertido cercano a zona urbana</i>	

Necesidad de tramitación de punto de vertido con la CHT.	
--	--

5.2. SISTEMA 2. Conducción por impulsión a punto de vertido en Arroyo de las Monjas en el casco de Villanueva de la Torre. (Plano 3)

DEFINICIÓN DE LA PROPUESTA, INCLUYENDO BREVE DESCRIPCIÓN.

Colector enterrado que recoge el agua en el punto más bajo del sector y es impulsada hasta sobrepasar la cota del punto alto en travesía de la Carretera de Valdeavero/ Calle Nueva.

Desde ese punto alto, el agua se transportaría por gravedad hacia los sistemas de saneamiento existentes en C/Nueva con C/Mayor (sistema de marcos prefabricados de hormigón) para su vertido desde los mismos hacia el Arroyo de las Monjas.

IDENTIFICACIÓN DE LOS RETOS TÉCNICOS DE LA PROPUESTA

El caudal de proyecto considerado es el establecido para el CASO 1: SECTOR I-1. TOTALMENTE IMPERMEABILIZADO (excepto zonas verdes). El punto de vertido se localiza en el interior del casco urbano de Villanueva de la Torre, pero para poder llegar al mismo hay que impulsar el vertido para salvar un punto de cota de 32 m por encima del punto de recogida de las aguas del sector.

El siguiente perfil da una muestra de la traza (aproximada) de la conducción. El inicio de esta traza se sitúa en los 677 m de cota en el punto bajo del sector S.I.-1, y sube hasta un máximo de 707 m de cota en la Calle Carretera de Valdeavero, para a continuación descender hasta una cota de 691 m en la confluencia de la Calle Mayor con Calle Nueva, punto donde se verterían las aguas al sistema general de saneamiento existente formado por marcos de hormigón prefabricado de 1,5 x 1,5 m.

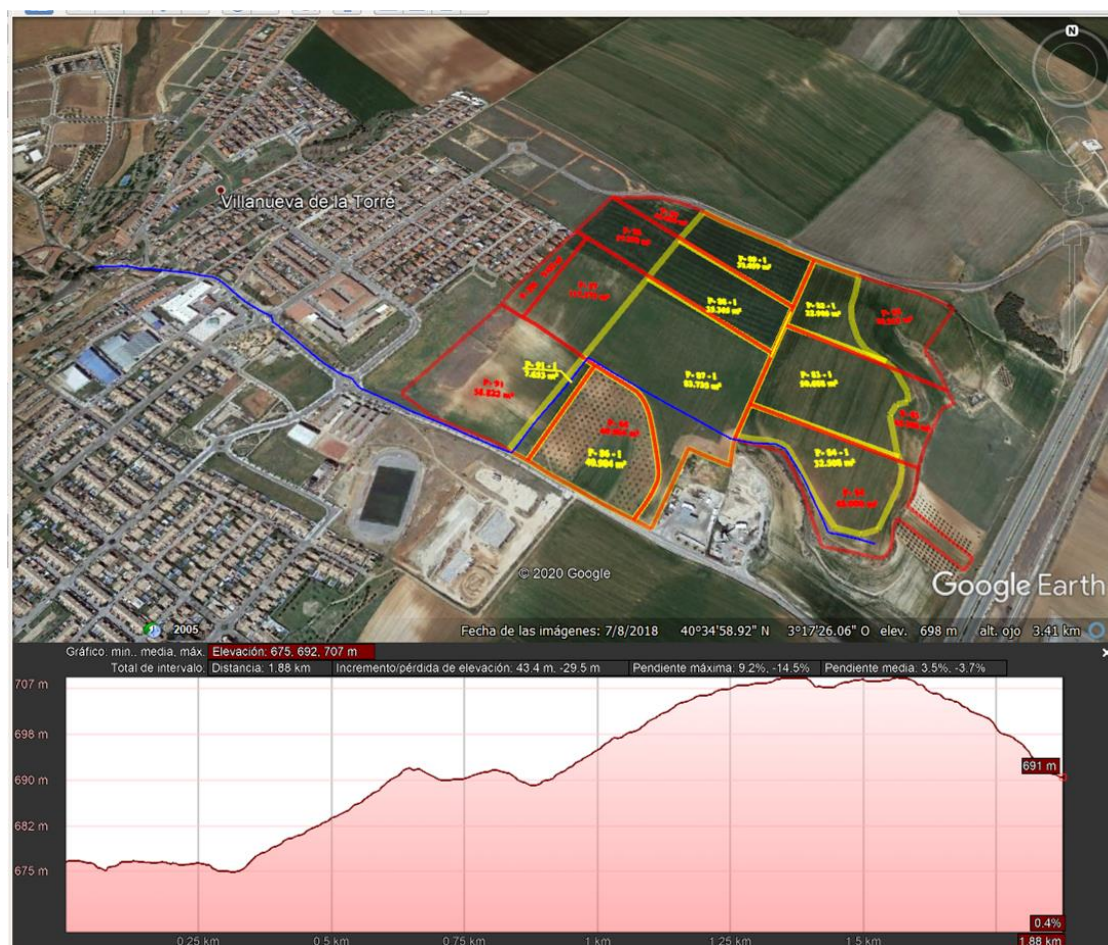


Imagen: traza de propuesta de conducción forzada a arroyo las Monjas en Villanueva de la Torre, traza, longitud y perfil orientativos. Fuente Google Earth

El agua sería recogida en un estanque de retención impermeable de dimensiones similares al estanque de retención permeable definidos para los SUDs (60 x 45 x 3,6 m) desde el que el sistema de bombeo la impulsaría hasta salvar el punto alto de la traza en un tiempo aproximado de 24 horas. A partir de ese momento, el agua se transportaría por gravedad hasta el sistema general de saneamiento indicado.

La electrificación del sistema estaría garantizada puesto que existe una línea de MT que bordea el sector por el lado sur.

La longitud total de la traza prevista sería de 1,88 km, debiendo salvar un desnivel máximo de 32 m.

La traza por donde discurriría la conducción discurrirá por viales urbanos, con los consiguientes cruces de los servicios existentes.

PLAZO DE EJECUCIÓN

El plazo de ejecución se estima en 7 meses.

COSTE DE EJECUCIÓN

Para una aproximación a un coste de ejecución hay que realizar varias hipótesis:

- Se considera un pre dimensionado de un tubo de 300 mm de fundición de conducción forzada.

- La sección de la excavación se considera como suficiente de 1,4 m de profundidad y 1 de anchura
- Se deberán de ejecutar cámara en las que se alojara ventosas, válvulas de retención, ventosas etc, se situaran cada 250 m.
- Se deberá realizar una estanque de retención /detención impermeable para tener el caudal suficiente de la bomba y puesta en carga. Será al menos del volumen calculado para el estanque de retención permeable anteriormente visto para los SUDs, que funcionará en este caso como punto de regulación.
- El cálculo de la bomba se calcula a partir de un caudal ($Q = 60 \times 45 \times 3,6 / (24 \text{ h} \times 3600 \text{ s/h}) = 0,1125 \text{ m}^3/\text{s}$). Se estima un una potencia de bomba calculada para esta condiciones con un rendimiento de un 75%, altura manométrica aprox. 32 m y perdidas de carga, (con una estimación de velocidad de 1,5 m/s, para 1800 ml de longitud y sección de 300 mm las pérdida serian 10 m.c.a. a sumar a los 32 m.c.a. de diferencia de cota) y obtenido a partir de la expresión

$$P = \gamma \times Q \times H / \eta = 9807 \text{ N/m}^3 \times 0,1125 \text{ m}^3/\text{s} \times 42\text{m} / .75 = 131 \text{ Kw}$$

- Se realiza una simplificación de unidades de obra para obtener una aproximación, ya que las propuestas requieren un estudio de detalle
- Como base de precios se utilizará la considerada en los Planes Especiales de Infraestructuras, concretamente en el Presupuesto PEI-10 SGAA de Red Abastecimiento de Villanueva de la Torre, aprobado en el año 2006
- Para la actualización de los precios anteriormente descritos se hará por medio del factor corrector de la publicación interanual diciembre – diciembre de la inflación anual, actualizándolo desde el año 2006 hasta la actualidad.

PROPUESTA VERTIDO CONDUCCIÓN POR IMPULSIÓN ARROYO DE LA MONJAS VILLANUEVA DE LA TORRE (MEDICIONES y PRESUPUESTO BÁSICO)							
	ud	longitud	anchura	altura	cantidad	Precio PEIs 2020	TOTAL
m³ Suministro y puesta en obra de hormigón en masa , vibrado y moldeado en su caso, en base de calzadas, solera de aceras, pistas deportivas o paseos, cimiento de bordillos y escaleras, con HM-20/P/40/I (CEMI 32,5) tamaño de árido 40 mm y consistencia plástica	0,55	1833	1	0,2	201,63	105,37	21.246,58
m² Levantado de pavimento de hormigón o aglomerado asfáltico y base de hormigón en calzadas, por cualquier procedimiento, incluso levantado de la base, carga, transporte, descarga y canon de vertido	0,55	1833	1		1008,15	8,77	8.841,37
m² Riego imprimación sobre cualquier base, para extensión de mezclas bituminosas, incluso limpieza y barrido.	0,55	1833	1		1008,15	0,34	347,21
m² Capa de Rodadura de espesor menor o igual a 7 cm , de mezcla bituminosa en caliente, densa o semidensa (D y S) con áridos porfídicos o síliceos, totalmente terminado.	0,55	1833	1		1008,15	5,78	5.828,12
m³ Excavación en zanja en tierra, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo	1	1833	1	1,4	2566,2	5,02	12.878,22
m³ Relleno localizado compactado en zanja, de drenaje longitudinal, con material procedente de préstamos, incluso humectación, extendido y rasanteado, terminado	0,9	1833	3,25	3,5	18765,34	9,27	174.033,49
ml Tubería de fundición dúctil para abastecimiento, DN 300 mm, Norma UNE-EN 545:1995, serie K=9, con revestimiento interior de mortero de cemento blanco y exterior de zinc y barniz bituminoso, incluso parte proporcional de junta automática flexible, colocación y pruebas.	1	1833			1833	104,21	191.008,86
Ud. Dado de anclaje para pieza especial en conducciones de diámetro 300 mm, con hormigón HA-25/P/20/I, elaborado en central para el relleno del dado, i/ excavación, encofrado colocación de armaduras, vibrado, desencofrado y arreglo de tierras.	5					848,82	4.244,12
Ud. Ud. Cámara para alojamiento de válvula de mariposa DN 300 mm desagüe DN 150 mm en tubería DN 300 mm, compuesto por anclaje de válvula, cámara de fábrica de ladrillo de 1 pie de espesor, enfoscado y bruñido, con pates de bajada de polipropileno, incluso cobija y tapa y cerco de fundición. totalmente terminado	3					6.195,89	18.587,67
Ud estanque de retención de 60*45*3,5 impermeable. Incluye desmonte de a tierra por medios mecánicos, transporte de material sobrante a distancia menor de 1km, rasanteo de taludes, pisado y compactado. Impermeabilización de balsa o pequeño embalse de agua no potable con geomembrana de policloruro de vinilo plastificado o polipropileno (PVC-P o PP), con resistencia a la intemperie, de 1,5 mm de espesor, color negro, resistencia punzonamiento 1,8 KN, colocado sobre geotextil no tejido compuesto por fibras de polipropileno unidas por agujetado con resistencia a la tracción longitudinal 21,1 kN/m. Ejecución de aliviadero y valvula de corte con acometida a red y pozo prefabricado para alojamiento de valvula.	1					80.725,00	80.725,00
Ud. Grupo de presión compuesto por dos bombas modelo PM 125/2F de CAPRARI, o similar, de las siguientes características: frecuencia 50 Hz, tensión nominal 400 V, Velocidad nominal 2950 1/min, dos polos, potencia 132 Kw, cuerpo de impulsión y de aspiración de fundición, rodete, anillos y camisa de fundición, casquillo de acero inoxidable.	1				1	54.159,98	54.159,98
Ud. Caseta de bombas realizada en fábrica de ladrillo , con solera, puerta metálica, según proyecto. Totalmente terminada	1				1	28.505,25	28.505,25
Ud. Conexiones necesarias y puesta marcha del sistema	1				1	14.822,73	14.822,73
							615.228,60

IDENTIFICACIÓN DE HITOS ADMINISTRATIVOS DE LA PROPUESTA

Dado el trazado propuesto se estaría en zona de policía de la carretera GU-102 lo que habría que solicitar la autorización pertinente.

Por otro lado, si bien el vertido se realizaría en el Sistema General de Saneamiento existente, no hay que olvidar que este sistema general no es otra cosa que la canalización subterránea del propio arroyo de las Monjas, siendo por tanto previsible la necesidad de autorización de la CHT para realizar este vertido.

PLAZO DE LOS PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS

Ante la Diputación de Guadalajara (responsable de la carretera GU-102) aproximadamente 3 meses (y siempre que fuese necesaria dicha autorización).

En el caso de la CHT, el plazo de autorización para vertido de pluviales sería de aproximadamente 12 meses.

CUADRO CON “DEBILIDADES” Y “FORTALEZAS” DE LA PROPUESTA

DEBILIDADES	FORTALEZAS
<i>Necesidad de energía para transporte de aguas pluviales a punto de vertido. Conducción forzada.</i>	<i>Solución de vertido de las aguas pluviales del S.I.-1</i>
<i>Impermeabilización del estanque de retención. Necesidad de mantenimiento.</i>	<i>Posibilidad de verter de manera recurrente</i>
<i>Demolición de pavimento y cruces con servicios urbanos.</i>	<i>Posibilidad de verter volúmenes elevados</i>
<i>Tiempo de uso de bombas de forma intermitente.</i>	<i>Longitud de traza de vertido relativamente reducida</i>
<i>Necesidad de tramitación de punto de vertido con la CHT.</i>	<i>Reducción de presupuesto con respecto otras alternativas</i>

5.3. SISTEMA 3. Conducción forzada a punto de vertido en Arroyo Vallejo en Alovera. (Plano 4)

DEFINICIÓN DE LA PROPUESTA, INCLUYENDO BREVE DESCRIPCIÓN.

Esta propuesta consistiría en la conducción mediante colector enterrado desde el punto más bajo del sector S I-1 hasta el arroyo Vallejo situado en el término de Alovera. La evacuación de las aguas pluviales se trataría de efectuar por gravedad pero después analizar el perfil longitudinal, en el que se observan zonas inviables de salvar por gravedad se propone una conducción forzada. Los datos se han obtenido por IGN, ver plano 4, no obstante se ha realizado un levantamiento topográfico complementario de puntos singulares para verificar los datos IGN, ver anejo topográfico, obteniendo resultados similares.

Para ello la conducción continuará paralela a la R-2 hasta el cruce existente bajo esta autopista. Seguirá el camino existente hasta cruzar el puente sobre el Canal del Henares, y a continuación cruzar bajo la CM-1008 y por el camino de Quer continuar hacia el Arroyo Vallejo

IDENTIFICACIÓN DE LOS RETOS TÉCNICOS DE LA PROPUESTA

El caudal de proyecto considerado es el establecido para el CASO 1: SECTOR I-1. TOTALMENTE IMPERMEABILIZADO (excepto zonas verdes). El principal reto que plantea esta propuesta sería el lograr mantener la pendiente mínima necesaria para que las pluviales discurran por gravedad, en caso que hubiera sido posible hacia el punto de vertido.

Para ello hay que salvar diversos obstáculos, tal y como se desprende del perfil que se muestra:

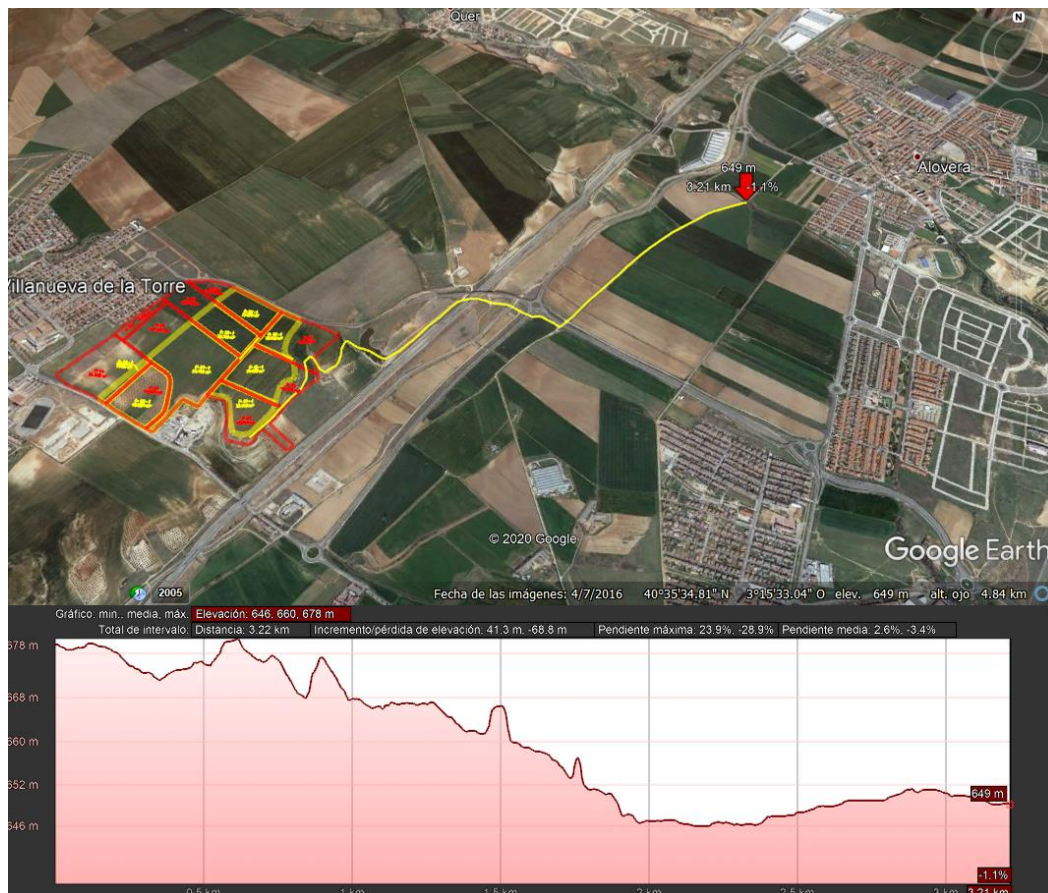


Imagen: traza de propuesta de conducción forzada a arroyo las Vallejo en Meco, traza, longitud y perfil orientativos. Fuente Google Earth

Los retos técnicos a los que este proyecto se enfrentaría son:

- La zona situada en el PK 1+200 de la traza: es un punto que, atendiendo a los estudios preliminares, se encuentra a una cota 670, (Vs 678 del inicio de la traza). Esto implica una pendiente del 0,66%, lo que supone pendientes muy tendidas que generan problemas para las conducciones por gravedad.
- Cruce bajo la R2: en este caso la cota de la rasante viene dada (663 m). A partir de esa cota, hay que buscar el siguiente punto: puente sobre el Canal del Henares.
- Pero previo a este puente, existen señales de paso de gasoducto, desconociendo la profundidad a la que debería cruzar nuestro colector estos gasoductos.



Imagen: cruce camino a Villanueva sobre Canal del Henares. Fuente CHIVA INGENIEROS, SL

- Puente sobre Canal del Henares: 658. En este caso la dificultad vendría dada por el cruce de una infraestructura donde no podría reducirse la sección hidráulica de la misma.



Imagen: cruce camino a Villanueva sobre Canal del Henares. Fuente CHIVA INGENIEROS, SL

- Desde este puente se llevaría hasta el paso inferior de la carretera que viene de Villanueva de la Torre (655 m).
- Desde el paso inferior seguiría hacia el paso bajo la carretera CM-1008, y desde este paso bajo la traza ya discurriría por camino hasta el cauce del Arroyo Vallejo. Este tramo además ha sido medido con equipo topográfico y se encuentra que hay una diferencia de cota de casi 5 metros de altura de forma que el punto de vertido (arroyo) tiene una cota de fondo del arroyo de 650,77 m, mientras que la cota en la rasante bajo el puente es de 645,96 m.
- Esto implicaría que habría que bombear el agua desde el punto de cruce hasta el arroyo, situado a una distancia de 1.300 m. Por lo que la solución planteada por gravedad se torna inviable y se plantea derivar las pluviales con una tubería de conducción forzada 300 mm. Se deberá realizar un estanque de retención /detención impermeable para tener el caudal suficiente de la bomba y puesta en carga. Será al menos del volumen calculado para el estanque de retención permeable anteriormente visto para los SUDs, que funcionará en este caso como punto de regulación.

PLAZO DE EJECUCIÓN

La distancia total es de 2,82 km. Se estima un plazo de ejecución de instalación del colector de 5 meses. A este tiempo habría que sumar el necesario para la instalación del equipo de bombeo en el último tramo.

COSTE DE EJECUCIÓN

Para una aproximación a un coste de ejecución hay que realizar varias hipótesis:

- Se considera un pre-dimensionado de un tubo de 300 mm de fundición de conducción forzada.
- La sección de la excavación se considera como suficiente de 1,4 m de profundidad y 1 de anchura
- Se deberán de ejecutar cámaras en las que se alojara ventosas, válvulas de retención, ventosas etc, se situaran cada 250 m.
- Se deberá realizar un estanque de retención /detención impermeable para tener el caudal suficiente de la bomba y puesta en carga. Será al menos 50% del volumen calculado para el estanque de retención permeable anteriormente visto para los SUDs, que funcionará en este caso como punto de regulación.
- No será necesario cálculo de bomba, ya que aunque haya puntos contrapendiente al ser una conducción forzada, permitirá solventarlos con la presión inicial de salida.
- Se realiza una simplificación de unidades de obra para obtener una aproximación, ya que las propuestas requieren un estudio de detalle
- Como base de precios se utilizará la considerada en los Planes Especiales de Infraestructuras, concretamente en el Presupuesto PEI-10 SGAA de Red Abastecimiento de Villanueva de la Torre, aprobado en el año 2006. El resto de precios se han tomado de licitaciones locales recientes de propuesta similares del año 2019.
- Para la actualización de los precios anteriormente descritos se hará por medio del factor corrector de la publicación interanual diciembre – diciembre de la inflación anual, actualizándolo desde el año 2006 hasta la actualidad.

PROPUESTA VERTIDO POR GRAVEDAD MONJAS MAJUELO. ALOVERA (MEDICIONES y PRESUPUESTO BÁSICO)							
	ud	longitud	anchura	altura	cantidad	Precio PEIs 2020	TOTAL
m³ Excavación en zanja en tierra, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo	1	2818	1	1,4	3945,2	5,02	19.798,59
m³ Relleno localizado compactado en zanja, de drenaje longitudinal, con material procedente de préstamos, incluso humectación, extendido y rasanteado, terminado	0,9	2818	3,25	3,5	28849,28	9,27	267.553,95
ml Tubería de fundición dúctil para abastecimiento, DN 300 mm, Norma UNE-EN 545:1995, serie K=9, con revestimiento interior de mortero de cemento blanco y exterior de zinc y barniz bituminoso, incluso parte proporcional de junta automática flexible, colocación y pruebas.	1	2818			2818	104,21	293.651,38
Ud. Dado de anclaje para pieza especial en conducciones de diámetro 300 mm, con hormigón HA-25/P/20/I, elaborado en central para el relleno del dado, i/ excavación, encofrado colocación de armaduras, vibrado, desencofrado y arreglo de tierras.	8					848,82	6.790,58
Ud. Ud. Cámara para alojamiento de válvula de mariposa DN 300 mm desagüe DN 150 mm en tubería DN 300 mm, compuesto por anclaje de válvula, cámara de fábrica de ladrillo de 1 pie de espesor, enfoscado y bruñido, con pates de bajada de polipropileno, incluso cobija y tapa y cerco de fundición. totalmente terminado	5					6.195,89	30.979,46
Ud estanque de retención de 60*45*3,5 impermeable. Incluye desmonte de la tierra por medios mecánicos, transporte de material sobrante a distancia menor de 1km, Rasanteo de taludes, pisado y compactado. Impermeabilización de balsa o pequeño embalse de agua no potable con geomembrana de policloruro de vinilo plastificado o polipropileno (PVC-P o PP), con resistencia a la intemperie, de 1,5 mm de espesor, color negro, resistencia punzonamiento 1,8 KN, colocado sobre geotextil no tejido compuesto por fibras de polipropileno unidas por agujetad con resistencia a la tracción longitudinal 21,1 kN/m. Ejecución de aliviadero y válvula de corte con acmetida ared y pozo prefabricado para alojamiento de válvula,	1					0,00	80.725,00
							699.498,96

IDENTIFICACIÓN DE HITOS ADMINISTRATIVOS DE LA PROPUESTA

En este caso se trata de una actuación que afecta a dos municipios (Villanueva de la Torre y Alovera, por lo que será necesaria la autorización de ambos ayuntamientos.

Del mismo modo, y puesto que el punto de vertido se realizará en un cauce, será preceptiva la autorización de la CHT.

En cuanto al cruce bajo los distintos viarios, será preceptiva la autorización de:

- Carreteras del Estado para el cruce de la R2
- Carreteras de la JCCM para el cruce de sus carreteras.
- Subdelegación del Gobierno para los cruces de los gasoductos (con informe técnico de ENAGAS).
- Comunidad de Regantes del Canal del Henares

PLAZO DE LOS PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS

El plazo para la autorización de vertido de pluviales se estima en 12 meses (CHT).

Los plazos para los expedientes ante carreteras: 6 meses

Los plazos ante la comunidad de Regantes del Canal del Henares: 3 meses

CUADRO CON “DEBILIDADES” Y “FORTALEZAS” DE LA PROPUESTA

DEBILIDADES	FORTALEZAS
<i>Cruces de traza del colector con diversos servicios (gasoducto, carreteras de la JCCM, R-2 y Canal del Henares)</i>	<i>Solución de vertido de las aguas pluviales del S.I.-1</i>
<i>Impermeabilización del estanque de retención</i>	<i>Posibilidad de verter de manera recurrente</i>
<i>Longitud de la traza elevada, (casi 3 Km)</i>	<i>Posibilidad de verter volúmenes elevados</i>
<i>Necesidad expropiación para punto de vertido en parcela privada</i>	<i>Traza por caminos públicos</i>
<i>Necesidad de tramitación de punto de vertido con la CHT.</i>	<i>Reducción de presupuesto con respecto otras alternativas</i>
<i>Necesidad de obras para atenuación de velocidad en el punto de vertido</i>	<i>Transporte por gravedad, pero en conducción forzada (facilita y flexibiliza el cruce de los servicios.)</i>

5.4. SISTEMA 4. Integración de conjunto de sistemas urbanos de drenaje sostenible. (Plano 5)

DEFINICIÓN DE LA PROPUESTA, INCLUYENDO BREVE DESCRIPCIÓN.

Esta propuesta consistiría en la ejecución de un conjunto de sistemas urbanos integrados por todo el sector, cuyo objetivo sea la canalización del agua superficial de la zona impermeables del sector. Su derivación a distintos puntos de acumulación y retención para su posterior infiltración de manera diferida. De esta forma la idea sería lograr reducir el volumen de escorrentía de forma gradual y en diversos puntos. Así no se concentraría todo el volumen de escorrentía en un solo punto, evitando por tanto la evacuación de un volumen mucho mayor.

Las distintas obras, se han desarrollado en apartados anteriores, son básicamente las siguientes:

- Mini-tanques de tormenta en bajantes de cubierta.
- Zanjas y pozos filtrantes en parcelas.
- Pavimento drenante/poroso en zona de parking de parcelas industriales y de tráfico más liviano.
- Cuneta Verde en zona central viario principal.
- Estanque de retención inundable permeables en punto bajo del sector.

IDENTIFICACIÓN DE LOS RETOS TÉCNICOS DE LA PROPUESTA

Este conjunto de sistemas urbanos de drenaje sostenible han de cumplir lo siguiente:

- Evacuación recurrente de las aguas pluviales del sector, de tal forma que el volumen acumulado por el episodio de un aguacero en un periodo determinado, pueda ser drenado por los sumideros y alcantarillas. Este drenaje superficial se canaliza a puntos de acumulación o retención y posteriormente trasladase por infiltración de manera diferida al terreno.
- Disponer de puntos de acumulación distribuidos a lo largo del sector que van a reducir el caudal punta del drenaje, y que en episodios de precipitación alta van a evitar que se produzcan inundaciones en nudos concretos.
- El volumen de los puntos para acumulación de agua serán de tal manera que recojan el volumen acumulado de un tiempo de al menos de una hora para una intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno de 100 años.
- Este volumen deberá de ser evacuado y trasladado al terreno en un tiempo relativamente rápido (24-48 ,horas) por seguridad y para tener capacidad de reserva.

PLAZO DE EJECUCIÓN

Se trata de una infraestructura relativamente sencilla, por lo que el plazo de ejecución dependerá de la ubicación del mismo, la cual vendrá determinada por la forma de evacuación o el uso que se determine.

De esta forma el plazo de ejecución se situaría entre 2 - 3 meses.

COSTE DE EJECUCIÓN

PROPUESTA INTEGRACION DE S.U.D.S. SECTOR S.I-1 (MEDICIONES BASICAS)							
	ud	longitud	anchura	altura	cantidad	Precio PEIs 2020	TOTAL
m³ Excavación en zanja en tierra, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo							
Zanjas filtrantes	5,94	250	1,5	1,2	2672,055	5,02	13.413,72
Pozos filtrantes	30	3	3	3	810	5,02	4.066,20
Cuneta verde	1	750	2,75	0,75	1546,875	5,02	7.765,31
m³ Relleno con material granular de origen silíceo con tamaño de arido mayr de 100m, puesto en zanja con geotextil en parte superior y tapado con material de obra							
Zanjas filtrantes	5,94	250	1,5	1,2	2672,055	10,50	28.056,58
Pozos filtrantes	30	3	3	3	810	10,50	8.505,00
m² de Ransanteo Pisado y compactado sobre cualquier base							
Cuneta verde	1	750	5		3750	1,25	4.687,50
ud de minitanques de polietileno de 10.000 l para recogida y almacenamiento de aguas de pluviales en bajante de cubiertas							
	95				95	1.950,00	185.250,00
m² de sobrecoste por pavimentación poroso en pavimentos de hormigon, compuesto por capa de pavimento poroso de 10 cm de espesor y capa de atenuacion 10 - 15 cm							
	28502				28502	11,50	327.773,00
Ud estanque de retencion de 60*45*3,5 permeable. Incluye desmonte de la tierra por medios mecanicos, transporte de material sobrante a distancia menor de 1km, Rasanteo de taludes, pisado y compactado. Ejecucion de aliviadero.							
	1					37.950,00	37.950,00

617.467,31**IDENTIFICACIÓN DE HITOS ADMINISTRATIVOS DE LA PROPUESTA**

Se trataría de una actuación a realizar íntegramente en el municipio de Villanueva de la Torre, lo que permitiría agilizar los trámites.

En función del tipo de actividad a desarrollar en la parcelas se podría requerir al propietario una instalación de tratamiento previo antes de su vertido en la red de pluviales municipal

Si la infraestructura se desarrollase en suelo rústico, habría que considerar la necesidad de informes por parte de las Consejerías de la JCCM de Desarrollo Sostenible (medio ambiente), y Agricultura, Agua y Desarrollo Rural.

PLAZO DE LOS PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS

En el caso de que las obras se ejecutasen en suelo industrial, los plazos dependerían del propio Ayuntamiento.

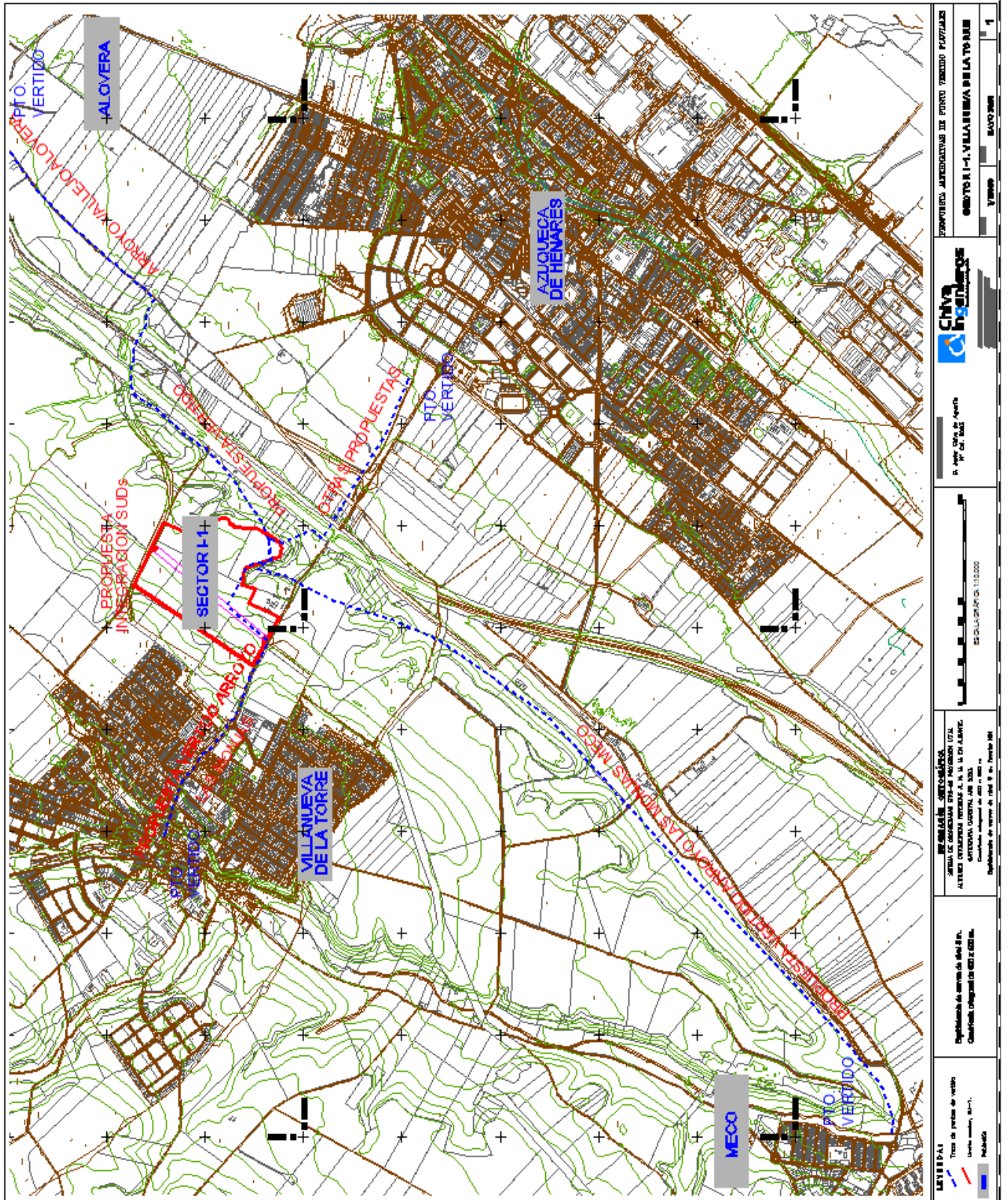
En el caso de que hubiese que ejecutar las obras en zona rústica, los plazos para lograr las autorizaciones administrativas por parte de la JCCM rondarían los 6 meses.

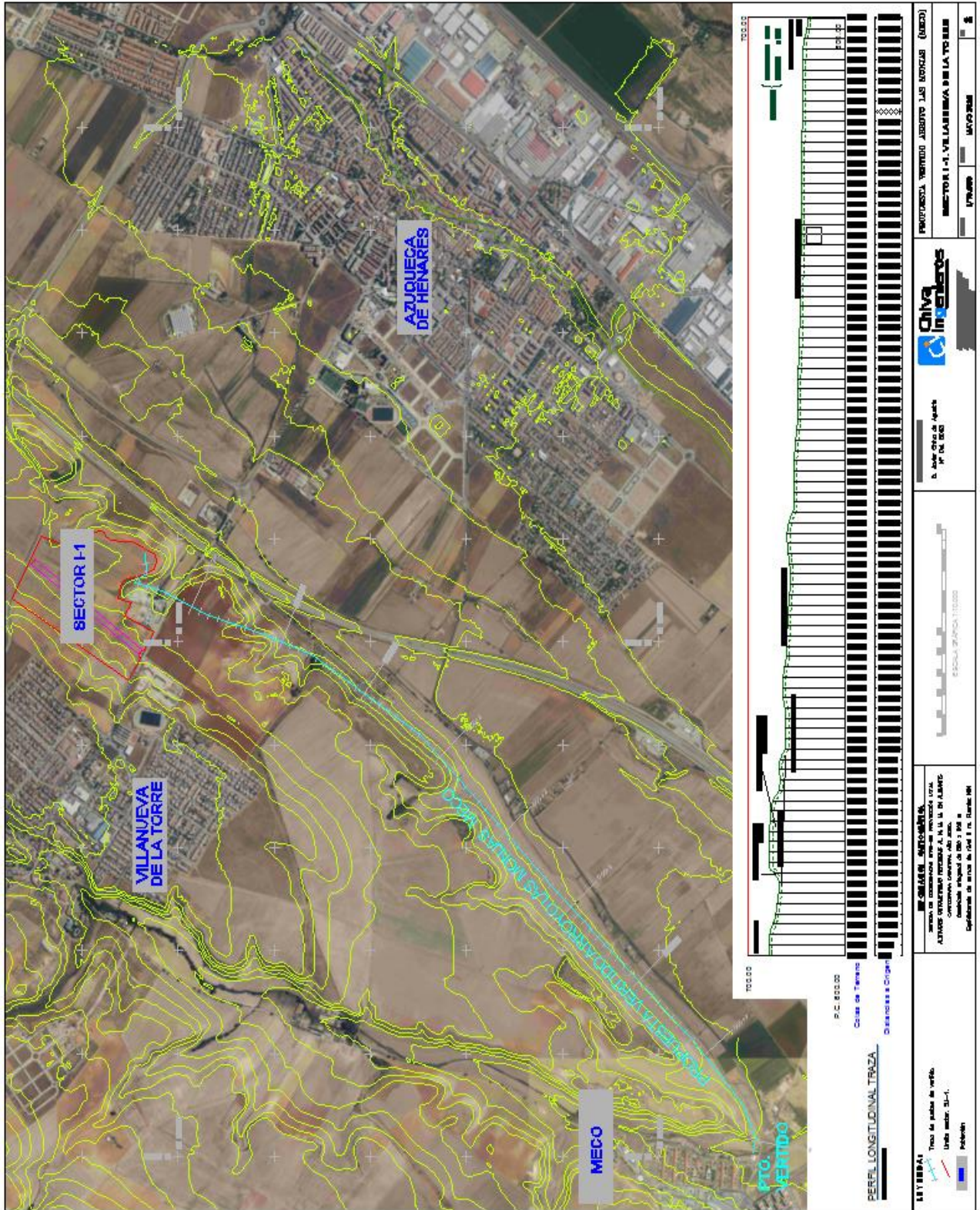
CUADRO CON “DEBILIDADES” Y “FORTALEZAS” DE LA PROPUESTA

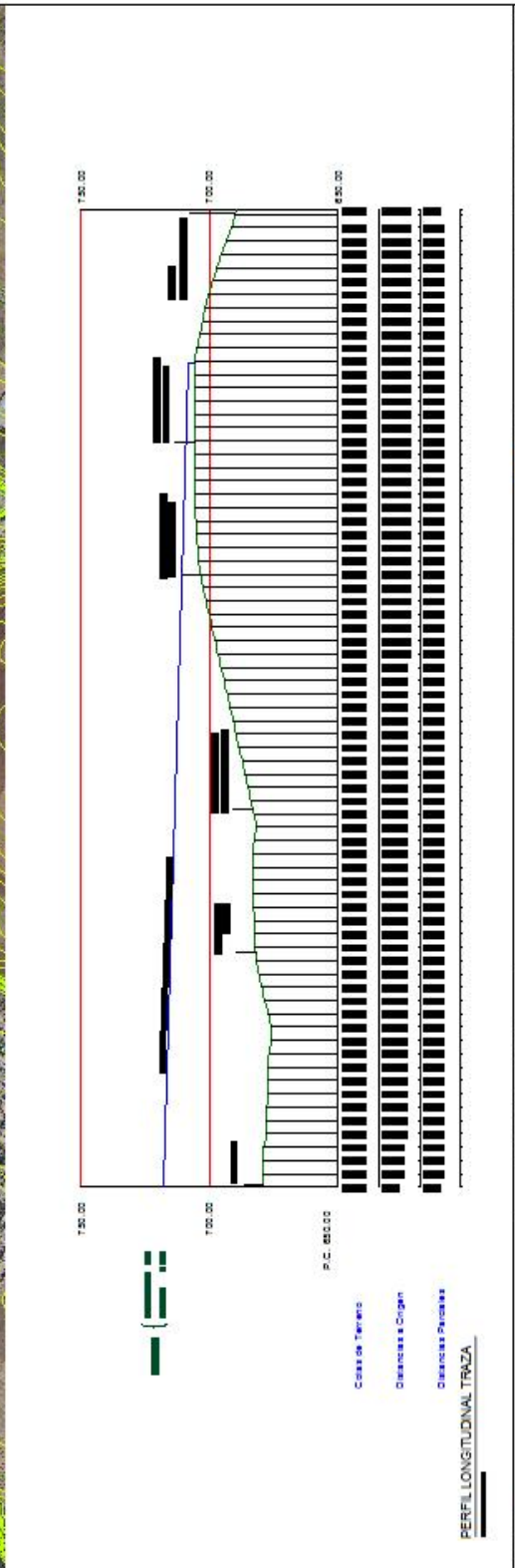
DEBILIDADES	FORTALEZAS
<i>Posibilidad de colmatación de los puntos de vertido diferidos</i>	<i>Solución de vertido de las aguas pluviales del S.I.-1</i>
<i>Posibilidad de incurrir en gastos de mantenimiento recurrentes por colmatación de los SUDs.</i>	<i>Posibilidad de verter de manera recurrente</i>
<i>En el caso de los mini tanques, necesidades de reutilización del agua acumulada en periodo cortos, para liberar su disponibilidad de acumulación.</i>	<i>Todas la obras se ejecutan dentro del sector</i>
<i>Necesidad de capacidad de infiltración elevada o media del terreno.</i>	<i>Coste de ejecución reducido con respecto a otras alternativas bajo</i>
<i>Posibilidad de ser insuficientes los volúmenes calculados para los estanques de retención. Ya que cualquier cálculo que se haga, se basa en la seguridad estadística.</i>	<i>No hay necesidad de tramitación de puntos de vertido</i>
	<i>No hay necesidad de uso de energía para el transporte de las aguas pluviales</i>
	<i>Tramitación administrativa sencilla.</i>
	<i>Proyecto escalable; Posibilidad de aumentar los volúmenes de retención (estanque de retención permeable), en caso de querer aumentar los márgenes de seguridad.</i>
	<i>Reducción de los posibles contaminantes en suspensión</i>

6. PLANOS

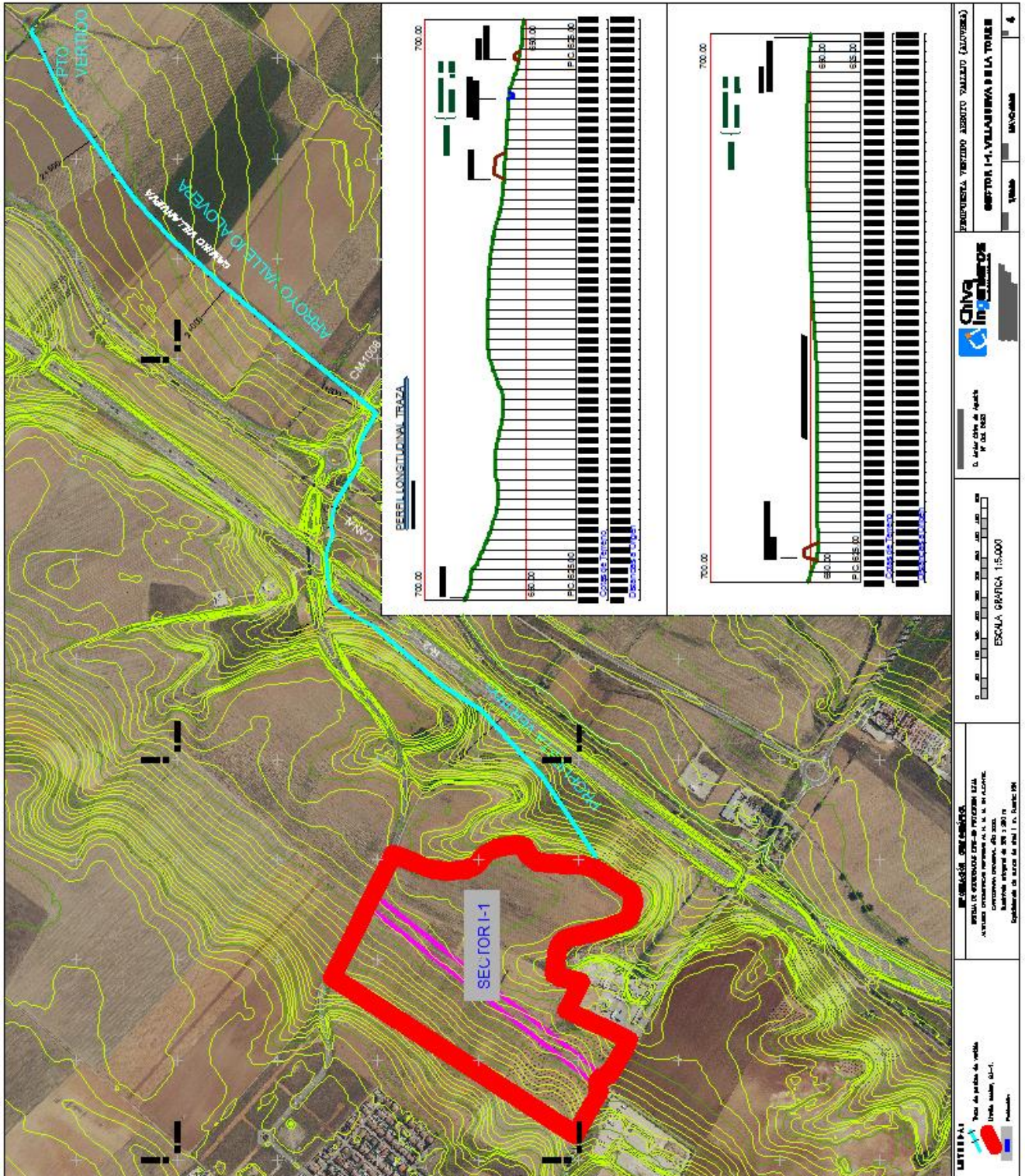
- 6.1. P.1: PROPUESTA ALTERNATIVAS DE PUNTO VERTIDO PLUVIALES.**
- 6.2. P.2: PROPUESTA VERTIDO ARROYO LAS MONJAS (MECO).**
- 6.3. P.3: PROPUESTA VERTIDO ARROYO LAS MONJAS (VILLANUEVA)**
- 6.4. P.4: PROPUESTA VERTIDO ARROYO VALLEJO (ALOVERA)**
- 6.5. P.5: PROPUESTA INTEGRACIÓN DE CONJUNTO DE SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE**

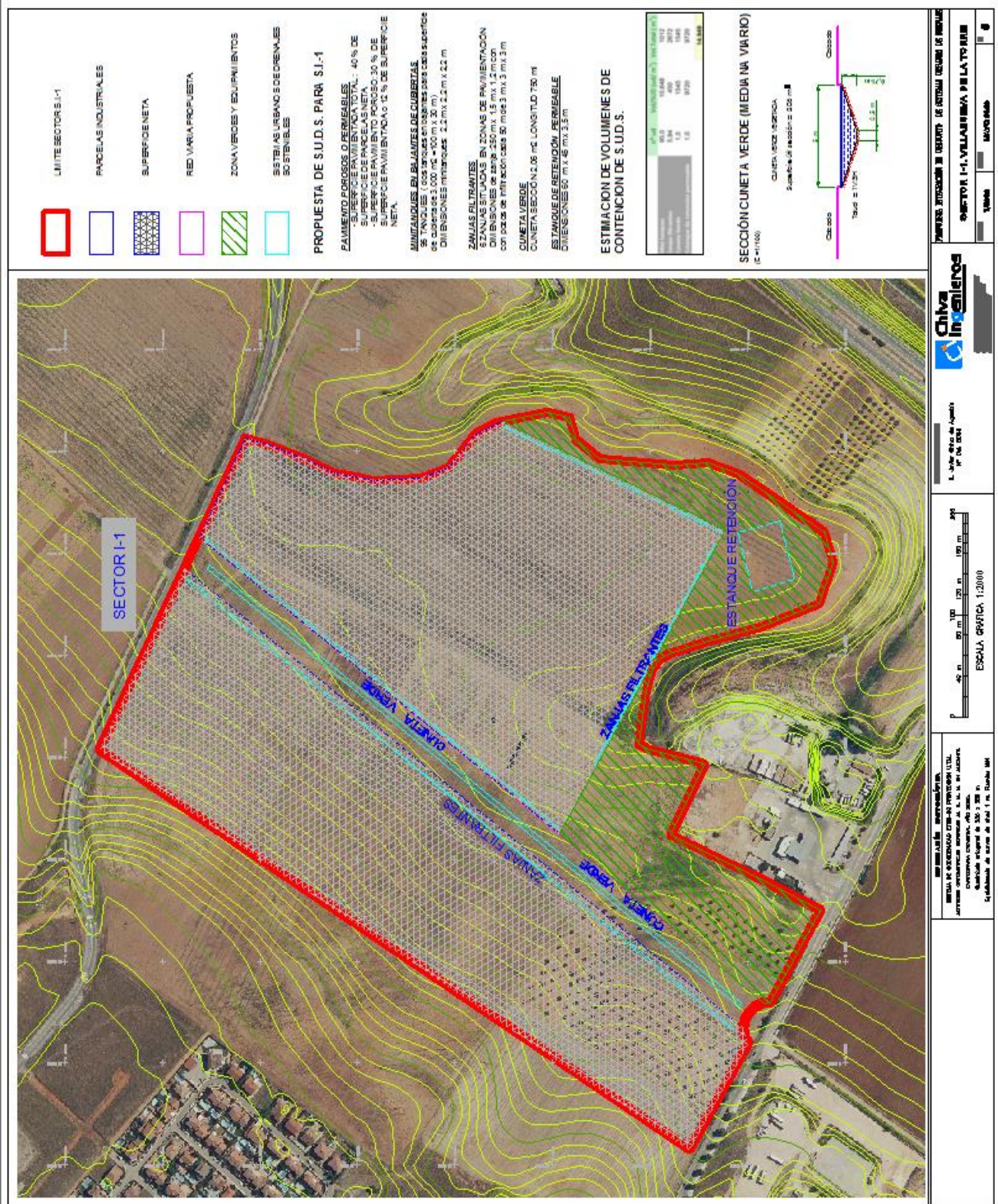






MEMORIA DE OPERACIONES AUTORES OPERACIONES: GUILLERMO ALBA AUTORES OPERACIONES: ALBA , U. H. DE ALBA , DAVID CONSULTORA: CHIVA INGENIEROS Escala: 1:15000 Elaboración de planos en AutoCAD 2011		PLANIFICACION Y ENTENDIMIENTO DEL DISEÑO (VILLANUEVA) SECTOR I-1, VILLANUEVA DE LA TORRE Yema	
D. Ing. Guillermo Alba 17/02/2011		Chiva Ingenieros CONSULTORA INTEGRAL DE INGENIERIA	
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200		Yema	
ESCALA: GRÁFICA: 1:15000		9	





7. CONCLUSIONES

En general, las actuaciones urbanizadoras suponen un aumento de las superficies impermeables, lo cual genera una grave alteración del ciclo natural del agua. Esto, a su vez, aumenta los problemas relacionados con el drenaje y la gestión del agua proveniente de redes de pluviales. Después de realizar este pre-estudio de alternativas se obtienen las siguientes conclusiones:

- Se trata de una cuenca de superficie reducida de apenas 45 has (esta superficie incluye la zona noroeste aneja al sector).
- El punto natural de drenaje está localizado en la parcela con RC 19386A001000850000SS, en donde existe una obra de drenaje transversal (ODT) que cruza la Radial R-2, con un tubo de Ø1000 mm de hormigón. Sin embargo, este punto a fecha de hoy, está colmatado, prácticamente cegado y sin posibilidad de verter de forma recurrente a ningún punto, ya que de forma inmediata está el Canal del Henares. Además, esta ODT está calculado para una cuenca vegetada. En caso que se plantease dirigir las aguas pluviales después de modificar el S.I-1 la administración correspondiente debería exigir el acondicionamiento y redimensionamiento de la ODT.
- Para dimensionar el volumen de agua de pluviales a tratar se necesitan calcular precipitaciones en eventos de tiempo reducidos, con un periodo de retorno de 100 años y un tiempo de concentración estimado (dado que no se ha redactado el proyecto definitivo), para así obtener un caudal de proyecto siguiendo las indicaciones de la Orden FOM/298/2016, Ministerio de Fomento.
- En cualquier caso una vez que se plantee el proyecto de urbanización y reparcelación habrá que hacer un estudio detalle hidrológico con su correspondiente estudio hidráulico de obras de drenaje.

Respecto a las alternativas estudiadas;

- De todas las alternativas estudiadas se consideran muy comprometidas, y por tanto poco viables, tanto la “conducción por gravedad a punto de vertido en Arroyo las Monjas en Meco” (Plano 2) como la “conducción forzada a punto de vertido en Arroyo Vallejo en Villanueva” (Plano 3) por varias razones:
 - Dificultad de coordinación entre distintos municipios y en el caso de Meco con el agravante de la necesidad de coordinación entre comunidades
 - Plazos administrativos largos.
 - Necesidad de atenuación de la velocidad efluente en el punto de vertido
 - Impacto ambiental alto.
 - Necesidad de expropiaciones en punto de vertido y en el caso del primero necesidad de expropiaciones o creación de servidumbres.
 - Necesidad de bombeo para el caso de Villanueva.
 - Presupuesto elevado para ambas actuaciones.
- Otra alternativa intermedia de mayor viabilidad sería la “conducción forzada a punto de vertido en Arroyo Vallejo, en Alovera” (Plano 4). Si bien puede ser una solución alternativa, sería necesario atenuar la velocidad del caudal de salida, la coordinación entre dos municipios y expropiaciones en el punto de vertido.

- La alternativa más adecuada es la “integración de sistemas urbanos de drenaje sostenible” (Plano 5), por las siguientes razones,
 - Simplificación administrativa
 - Bajo impacto ambiental
 - Presupuesto económico más ajustado.
 - Todas las obras se ejecutan dentro del sector
 - No hay necesidad de expropiaciones.
 - El planteamiento es escalable, especialmente, en el caso del estanque de retención permeable.

No obstante, habría que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se antoja imprescindible la realización de un estudio hidrológico sobre el Sector que establezca el volumen de pluviales con mayor exactitud, dado que los cálculos aportados no dejan de ser una aproximación.
- Además será necesario un estudio hidrogeológico con ensayos de infiltración del terreno, especialmente en las zonas de implantación de los SUDs. Estos ensayos se consideran necesarios, y sin perjuicio de aquellos otros que de forma adicional estime el técnico proyectista.
 - Respecto a ensayo de laboratorio: toma de muestras en sondeo y realización de ensayo de permeabilidad en célula triaxial con presión en cola, según la UNE 103402.
 - Respecto a ensayos “In situ”, realización en el interior de los sondeos:
 - Ensayo Lefranc: Suelos granulares y rocas muy fracturadas bajo el nivel freático.
 - Ensayo Gilg- Gavard: Suelos de permeabilidad media a baja.
 - Ensayo Lugeon: Ensayos en macizos rocosos
- La reutilización de las aguas para regadíos en parcelas agrícolas cercanas al sector, se considera complicado, aunque no imposible, ya que el volumen de recogida de drenaje se produce generalmente en primavera, mientras que el regadío es requerido en periodo estival, por lo que su almacenamiento prolongado bloquearía los propios sistemas de retención.
- Cada parcela deberá contar con una red separativa de aguas pluviales, de forma que éstas viertan directamente a la red de pluviales y en función de la actividad a desarrollar en la parcela, podrá ser obligatoria la instalación de un sistema de tratamiento de las aguas previo al vertido a la red.
- La posibilidad de verter un volumen de aguas pluviales al Canal del Henares, se ven limitadas por los periodos de la campaña de riegos que transcurren durante primavera y verano.
- Dado que los estudios hidrológicos no se puede considerar una ciencia exacta, que los vertidos de agua son episodios puntuales y cuyas estadísticas se están viendo alteradas incluso en los últimos años, y que cualquier prevención es poca, se considera que los estanques de retención permeables (relativamente económicos) han de aumentar su dimensionamiento a criterio del proyectista, en función de los resultados que se deriven de

los estudios hidrológicos e hidrogeológicos de detalle que han de realizarse. En el caso del estudio hidráulico deberá detallar al menos:

- Cómo evitar sobreelevaciones no admitidas en lámina de agua.
 - Cómo evitar velocidades que puedan producir erosiones.
 - Identificar y controlar las posibles zonas de deposición de sedimentos y arrastres.
 - Minimizar el impacto ambiental
- La partida presupuestaria de los mini tanques conlleva el 50% del presupuesto de los sistemas urbano de drenaje sostenible. A esta opción se puede plantear otra alternativa, manteniendo los mismos volúmenes, pero sin reutilización del agua, utilizando para ello un sistema de pozos filtrantes. Esta solución alternativa sería más económica, pero sin posibilidad de reciclaje del agua.
- Las medidas anteriores reducirían el volumen de escorrentía que finalmente llegarían al punto más bajo de la red de pluviales. Pero aun así es posible que llegase un determinado volumen que fuera necesario evacuar de forma segura, en caso de llenado total del estanque. Es por ello que el estanque dispondrá de un sistema aliviadero que pueda derivar el agua, en caso de rebosamiento, a las zonas circundantes de forma laminar y segura.
- Como puede verse, las propuestas se basan principalmente en lograr la infiltración por tramos de la escorrentía superficial. El mayor inconveniente que puede presentar esta propuesta sería el garantizar la estabilidad estructural que estas soluciones pueden comprometer si no hay un drenaje correcto del agua sobrante. Este es el motivo por el que en todos los puntos de infiltración se añade un punto de recogida de aguas sobrantes para evacuarlas hacia la propia red de pluviales.
- El volumen deberá de ser evacuado y trasladado al terreno en un tiempo relativamente rápido (24-48, horas) por seguridad y para dejar capacidad de reserva al estanque de retención permeable. En caso que después de realizar los estudios de permeabilidad de detalle no se pueda asegurar esto, se redimensionará la capacidad del estanque de retención.
- La ubicación del sector en una zona elevada, permite a su vez, que la ladera este pueda ser aprovechada para la instalación de una zona de bio-retención/jardín de lluvia además de los SUDs comentados. Esto serviría como medida complementaria para evitar velocidades altas y erosiones en caso de rebosamientos incontrolados.

Villanueva de la Torre, 26 de mayo de 2020

Dr. INGENIERO



Javier Chiva de Agustín

8. ANEJOS

ANEJO 1. ANEJO TOPOGRAFICO

Informe topográfico

Página 1 de 2

Informe topográfico

Nombre del trabajo	1
Fecha de creación	7 Feb 2020
Versión	Trimble General Survey 19.10
Unidades de distancia	Metros
Unidades angulares	Gons
Unids presión	hPa
Unids temperatura	Celsius

Sistema de coordenadas (Trabajo)

Sistema	World wide/UTM
Zona	30 North
Datum	ETRS89

Proyección

Proyección	Mercator transversal universal
Lat origen	0°00'00.00000"N
Long origen	3°00'00.00000"O
Falso Este	500000.000
Falso Norte	0.000
Escala	0.99960000
Acimut Sur	No
Coords cuadrícula	Incremento Norte-Este
Elipsoide	Semieje mayor: 6378137.000 Achatamiento: 298.25722210

Ajuste local

Tipo	Cuadrícula
------	------------

Transformación de datum

Tipo	Tres parámetros
Semieje mayor	6378137.000
Achatamiento	298.257223
Traslación X	0.000
Traslación Y	0.000
Traslación Z	0.000

Ajuste vertical

Archivo de geóide	EGM2008 REDNAP IGN
-------------------	--------------------

Puntos reducidos

Punto	PR42896711090	Este	492359.903	Norte	4485897.989	Elevación	923.442	Código	
Punto	1	Este	478068.656	Norte	4493611.427	Elevación	649.255	Código	agua
Punto	2	Este	478068.672	Norte	4493611.485	Elevación	649.271	Código	agua
Punto	3	Este	478065.683	Norte	4493614.553	Elevación	650.775	Código	puente
Punto	4	Este	478013.246	Norte	4493583.844	Elevación	651.033	Código	puente

Punto	5	Este	477977.648	Norte	4493571.139	Elevación	651.374	Código	puente
Punto	6	Este	477929.017	Norte	4493549.128	Elevación	651.863	Código	puente
Punto	7	Este	477861.103	Norte	4493513.480	Elevación	652.376	Código	puente
Punto	8	Este	477823.978	Norte	4493482.685	Elevación	652.490	Código	puente
Punto	9	Este	477784.257	Norte	4493454.787	Elevación	652.298	Código	puente
Punto	10	Este	477744.813	Norte	4493426.474	Elevación	651.613	Código	puente
Punto	11	Este	477706.091	Norte	4493399.533	Elevación	651.229	Código	puente
Punto	12	Este	477666.736	Norte	4493370.161	Elevación	650.881	Código	puente
Punto	13	Este	477624.169	Norte	4493331.845	Elevación	650.247	Código	puente
Punto	14	Este	477579.315	Norte	4493290.930	Elevación	649.627	Código	puente
Punto	15	Este	477533.192	Norte	4493249.251	Elevación	649.215	Código	camino
Punto	16	Este	477475.402	Norte	4493187.188	Elevación	648.069	Código	camino
Punto	17	Este	477419.814	Norte	4493122.639	Elevación	647.293	Código	camino
Punto	18	Este	477386.357	Norte	4493082.804	Elevación	646.902	Código	camino
Punto	19	Este	477365.995	Norte	4493059.250	Elevación	646.681	Código	camino
Punto	20	Este	477343.315	Norte	4493033.516	Elevación	646.638	Código	camino
Punto	21	Este	477314.593	Norte	4492997.279	Elevación	646.404	Código	camino
Punto	22	Este	477272.764	Norte	4492950.578	Elevación	646.498	Código	camino
Punto	23	Este	477272.768	Norte	4492950.551	Elevación	646.508	Código	camino
Punto	24	Este	477272.442	Norte	4492950.217	Elevación	646.503	Código	camino
Punto	25	Este	477184.010	Norte	4492835.574	Elevación	647.116	Código	camino
Punto	26	Este	477137.690	Norte	4492784.219	Elevación	645.232	Código	camino
Punto	27	Este	477116.704	Norte	4492759.286	Elevación	645.961	Código	camino
Punto	28	Este	477071.704	Norte	4492781.869	Elevación	650.758	Código	camino
Punto	29	Este	476991.932	Norte	4492796.773	Elevación	651.760	Código	camino
Punto	30	Este	476957.813	Norte	4492815.921	Elevación	652.805	Código	camino
Punto	31	Este	476896.846	Norte	4492853.883	Elevación	658.762	Código	puente
Punto	32	Este	476760.178	Norte	4492879.569	Elevación	659.192	Código	camino
Punto	33	Este	476686.445	Norte	4492875.225	Elevación	660.687	Código	camino
Punto	34	Este	476690.210	Norte	4492874.689	Elevación	660.612	Código	camino
Punto	35	Este	476443.499	Norte	4492601.162	Elevación	669.366	Código	camino
Punto	36	Este	476441.880	Norte	4492598.686	Elevación	669.361	Código	camino
Punto	37	Este	476455.992	Norte	4492587.947	Elevación	666.927	Código	labor

ANEJO 2. REPORTAJE FOTOGRÁFICO



Imagen: punto de vertido natural del Sector I.-1.en la actualidad. Fuente CHIVA INGENIEROS, SL



Imagen: punto de vertido natural del Sector I.-1.en la actualidad. Fuente CHIVA INGENIEROS, SL



Imagen: traza vertido arroyo Vallejo. Fuente CHIVA INGENIEROS, SL.



Imagen: traza vertido arroyo Vallejo, cruce Radial R-2 .Fuente CHIVA INGENIEROS, SL.



Imagen: traza vertido arroyo Vallejo, cruce Radial R-2 .Fuente CHIVA INGENIEROS, SL.



Imagen: traza vertido arroyo Vallejo, cruce canal del Henares .Fuente CHIVA INGENIEROS, SL.



Imagen: traza vertido arroyo Vallejo. Fuente CHIVA INGENIEROS, SL.



Imagen: Puno de vertido arroyo Vallejo. Fuente CHIVA INGENIEROS, SL.