

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

PROYECTO BÁSICO Y DE EJECUCIÓN “EMBELLECIMIENTO DEL BARRIO DE VILLAMONTAÑA” DE SAN MARTÍN DE LA VEGA (MADRID)

ADENDA

ADENDA AL ANEJO Nº 10:

CANAL ISABEL II. DOCUMENTACIÓN ESPECÍFICA PARA LA CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE.

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

ADENDA AL ANEJO Nº 10. CANAL ISABEL II. PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA SANEAMIENTO Y DRENAJE.

RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE EN EL PROYECTO “EMBELLECIMIENTO DEL BARRIO DE VILLAMONTAÑA” DE SAN MARTÍN DE LA VEGA (MADRID)

ÍNDICE DE LA ADENDA

A. MEMORIA

1. OBJETO Y ALCANCE DE LA ADENDA
2. CONEXIONES EXTERIORES
3. CRITERIOS DE CÁLCULO

B. ANEJOS:

- ANEJO 1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS ADECUADOS A CRITERIOS DEL CANAL DE ISABEL II

C. PLANOS

- 6.1 CUENCAS RECOGIDA PLUVIALES
- 6.2 CUENCAS RECOGIDA PLUVIALES
- 6.3 PLANTA RED DE SANEAMIENTO
- 6.3.1 RED DE SANEAMIENTO. PERFILES LONGITUDINALES Y CRUCES
- 6.4 SANEAMIENTO. DETALLES POZOS DE REGISTRO PARA ALCANTARILLADO TUBULAR
- 6.5 SANEAMIENTO. DETALLES POZOS DE ENTRONQUE
- 6.6 DETALLE POZO DE RESALTO TUBO POR TRASDOS
- 6.7 SANEAMIENTO. DETALLES TAPAS Y MARCOS DE POZOS DE REGISTRO
- 6.8 SANEAMIENTO. DETALLES TIPO DE ZANJA, IMBORNAL Y PATES

D. PRESUPUESTO

PRESUPUESTO Y MEDICIONES DEL CAPÍTULO C 03 SANEAMIENTO

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE**A. MEMORIA****1. OBJETO Y ALCANCE DE LA ADENDA**

El objeto de la presente adenda al Proyecto Específico de Red de Saneamiento y Drenaje de la calle Doctor Manuel Jarabo de San Martín de la Vega, tiene por objeto la adecuación de los criterios de cálculo a los habitualmente utilizados por el Canal de Isabel II.

Por otra parte, procede reseñar que la actuación no incrementa el caudal de recogida de aguas a la red general existente de la población, por lo que los cálculos que se aportan son a título justificativo del dimensionado de la que se proyecta, pero sólo informativos, para mayor conocimiento del Canal de Isabel II de las redes objeto de su gestión, pero no para que sean objeto de previsión de posible incremento en las necesidades de recogida y depuración en el municipio, puesto que no se incrementa el caudal a tratar, sino que simplemente se encauza el existente.

De igual forma se ha procedido a adecuar las soluciones constructivas y componentes que integran la red, incluyendo la ampliación de su definición y los detalles constructivos que la complementan, para su mejor comprensión. En concreto:

- Se ha complementado el plano “6.3.1. Red de Saneamiento. Perfiles Longitudinales”, con la información correspondiente a dos cruces que se producen en la instalación. Uno, entre la red existente en Calle San Antonio Abad desde el pozo P-1, con la acometida desde el imbornal I-9 al pozo P-17, ambos de nueva implantación. El otro se da entre la red principal que discurre longitudinalmente por Avda. del Doctor Manuel Jarabo, a partir del pozo P-14, con la canalización existente que cruza la avenida desde el pozo P-3.
- En sustitución de la arqueta decantadora inicialmente proyectada para ubicar fuera de la zona de actuación, para recoger y drenar los arrastres del agua que discurre por la cuneta aguas arriba, se dota a la red de un pozo de drenaje al que acomete la arqueta sumidero en la que desemboca la referida cuneta. Tanto la construcción de la cuneta como su arqueta sumidero se ubican, fuera de la zona de actuación que comprende este proyecto, en concreto, corresponden a la zona de actuación de otro proyecto que se está redactando actualmente, como ampliación del que ahora nos ocupa.
- Los pozos e imbornales inicialmente previstos prefabricados, pasan a ser de fábrica de ladrillo macizo, dotados de rejillas (logo ayuntamiento), tapas (clase D-400) y pates (de polipropileno), de acuerdo con lo prescrito en las Normas para Redes de Saneamiento en su Versión 2 de 2016, del Canal de Isabel II, quedando recogidas sus características en los planos de planta y detalles de proyecto.
- Se dota a la red de un pozo, el P-18, de entronque y acometida a la red existente de tubería de hormigón de diámetro 500 mm, así como de un pozo de resalto por

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

trasdós con tubería, el P-14, para salvar una diferencia de nivel entre la tubería de entrada y salida de 2,05 m.

- Se ha incluido un cuadro indicativo de las separaciones mínimas con otros servicios, en el plano de planta general “6.3. Red de Saneamiento”.
- Todas las tuberías de la red se proyectan en PVC-U con pared estructurada de doble capa, lisa interior y corrugada exterior, lisa interior con una rigidez nominal SN8 ($\sigma = 8 \text{ kN/m}^2$).
- Las zanjas, a realizar de acuerdo con las Normas para Redes de Saneamiento en su Versión 2 de 2016 del Canal de Isabel II, tienen profundidades comprendidas entre 1 y 4 m, quedando detallada su correspondencia en los perfiles y en los cuadros de profundidades y pendientes de tuberías del plano “6.3.1. Red de Saneamiento. Perfiles Longitudinales”.
- Se han eliminado de los planos de proyecto las previsiones de imbornales representados fuera de actuación, en previsión de hipotéticas futuras actuaciones.
- Se ha particularizado en los planos de Detalles Tipo de Pozos (planos 6.4, 6.5 y 6.6) su correspondencia con los realmente proyectados.
- Los planos 6.7 y 6.8 recogen y definen las características que deben cumplir las tapas y pates de pozos, las rejillas de imbornales y las zanjas para tubos enterrados.

2. CONEXIONES EXTERIORES

Las conexiones exteriores de ambas obras están constituidas por dos puntos: el Pozo 12 para la red de recolección de pluviales de fuera del ámbito, y el Pozo 18, Punto de Control y de acometida a la red existente, para la totalidad de las aguas encauzadas.

3. CRITERIOS DE CÁLCULO

Para los cálculos se ha tomado un periodo de retorno de 10 años, solicitado por el CYII, en su propia normativa.

Así mismo, se adopta la hipótesis de considerar un solo tiempo de concentración en la Cuenca generadora del caudal, tomando para la obtención de su duración, la suma de los tiempos de entrada y de recorrido de la lluvia en la misma.

Para la realización del cálculo de los caudales de proyecto, se ha procedido de acuerdo a la normativa 5.2.IC, la forma habitual de realizarse.

El Punto de Control se establece en el Pozo 18, de nueva ejecución, en la parte baja de la cuenca.

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

En el Anejo 1, de cálculo hidráulico, se describen los parámetros utilizados para el cálculo de los caudales que discurrirán por la red de drenaje. Para el cálculo de los caudales a desaguar es necesario conocer la intensidad media de precipitación y el coeficiente de escorrentía medio, además de la descripción previa de la cuenca y sus características físicas y geométricas, aspectos todos ellos que se desarrollan en el referido Anejo 1.

Madrid, marzo de 2.018

Autor del proyecto

Ernesto A. Rodríguez Sánchez
Arquitecto

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

B. ANEJOS:

ANEJO 1 - CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE**B. ANEJOS:****ANEJO 1 - CÁLCULOS HIDRÁULICOS**

Para la realización del cálculo de los caudales de proyecto, se ha procedido de acuerdo a la normativa 5.2.IC, la forma habitual de realizarse.

El Punto de Control se establece en el Pozo 18, de nueva ejecución, en la parte baja de la cuenca.

Para ello, en base a los datos de partida de la cuenca existente y el resto de datos geométricos y de pluviometría, y su transformación a caudales de escorrentía, nos permiten establecer el caudal de cálculo a incorporar a la red existente de hormigón, diámetro 500.

Se parte, inicialmente, del estudio de la zona, analizando los coeficientes de escorrentía a utilizar, en función de las características de los terrenos que conforman la cuenca, y obteniendo un coeficiente promedio para el área de proyecto.

Tras ello, se procede a la obtención del caudal de cálculo en el punto o sección de control, que nos permite verificar la idoneidad de la red.

Posteriormente, obtendremos los caudales circulantes por los distintos tramos de la red y, por tanto, verificar su buen funcionamiento, a partir de la división de la cuenca en varias zonas de recogida de imbornales.

A continuación se refleja un esquema de las dos redes, existente, red B y nueva, red A, y posteriormente, se incluyen los planos de planta de dichas redes, así como los datos más significativos de las mismas.

Se adjuntan también los planos de cuenca, utilizados para la obtención del caudal de cálculo a utilizar, así como su división en las distintas zonas o áreas de recolección de pluviales para su incorporación a la red a través de estos elementos.

En los planos generales del proyecto, se encuentran las plantas y alzados que definen la cuenca y los trabajos a realizar, así como la ubicación de los pozos y sus dimensiones y cotas.

En el presente documento de cálculo, se adjuntan los planos 6.1 y 6.2 de configuración de la cuenca y las áreas de recopilación de lluvias en imbornales, así como los planos 6.3, de definición en planta de las redes y sus elementos, el 6.3.1, de perfiles longitudinales y el resto de planos hasta el 6.8, de detalles de elementos constructivos.

El drenaje superficial para la recogida de las aguas de lluvia en la zona urbanizada se realiza mediante imbornales en calzada junto a las aceras o bordes. Los imbornales se proyectan contruidos en fábrica de ladrillo de 1/2 pie y con rejilla de fundición dúctil clase D-400, de acuerdo con la norma UNE-EN 124, colocada sobre cerco metálico. Los imbornales se conectan a la red mediante canalización de PVC-U de Ø 250 mm, con pared estructurada de doble capa, lisa interior y corrugada exterior, con una rigidez

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

nominal SN8 ($\geq 8 \text{ kN/m}^2$), siendo ésta del mismo tipo que la tubería general entre pozos de diámetro 400 mm.

Se describen a continuación los parámetros utilizados para el cálculo de los caudales que discurrirán por la red de drenaje. Para el cálculo de los caudales a desaguar es necesario conocer la intensidad media de precipitación y el coeficiente de escorrentía medio, además de la descripción previa de la cuenca y sus características físicas y geométricas.

En primer lugar, establecemos como parte representativa de la cuenca, las denominadas áreas 2A y 1A, puesto que representan las mayores superficies recolectoras, si bien, este aspecto debemos matizarlo, al ser totalmente distintas: mientras que la zona 2A está realizada en asfalto, constituyendo el vial de entrada a la ciudad, la zona 1A está en terreno natural, con poca vegetación. Su comportamiento, por tanto, frente a las lluvias, es muy diferente.

Precederemos a obtener unos únicos parámetros medios que definan la cuenca y su comportamiento, a partir de los cuales, obtendremos el tiempo de concentración de la cuenca, sumando los tiempos de escorrentía al tiempo de recorrido por las canalizaciones hasta el punto de control: $T_C = T_e + T_{rec}$

Coeficientes de escorrentía:

Se han calculado, habida cuenta de la naturaleza de su comportamiento y composición, para cada una de las dos tipologías de superficies presentes en el ámbito de la urbanización que conforma la cuenca, los que se citan a continuación:

- Zonas de terreno con vegetación natural escasa..... 0.32
- Zonas impermeabilizadas..... 0.97

Se adjunta la tabla de cálculos que resume el proceso para la obtención de los distintos coeficientes para la obtención final de los caudales de proyecto a utilizar.

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

Coeficiente de escorrentía

$$M = Pd * Ka / P0$$

$$C = (M - 1) * (M + 23) / (M + 11)^2$$

(Pd *Ka) / PO							
Precipitacion máxima diaria	Pd	56,6	3,538	2,538	26,538	67,339	0,319
	Ka	1		14,538	14,538	211,339	
Umbral de escorrentía	P0	16					
	P0 inic	16	terreno natural				
	suelo tipo A, pdte	> 3%					
	beta	1	madrid				

(Pd *Ka) / P0							
Precipitacion máxima diaria	Pd	56,6	56,600	55,600	79,600	4.425,760	0,968
	Ka	1		67,600	67,600	4.569,760	
Umbral de escorrentía	P0	1					
P0 inic		1	calles asfaltadas				
suelo tipo A, pdte > 3%							
beta		1	madrid				

Aplicando los coeficientes anteriores a las superficies existentes, obtenemos un coeficiente único para la cuenca, ponderando los existentes:

superficies parciales zonas				Ha			
				1,376			
	terminacion de firme			superficie		coeficientes de escorrentía	
				(m2)	proporción	por zonas	promedio
zona 1 A	terreno natural	zona 1 A a	113,00	7.865,00	0,69	0,32	0,21953
		zona 1 A b	105,00	1.575,00			
				9.440,00			
zona 2 A	asfaltada	zona 2 A a	60,00	1.282,50	0,31	0,97	0,304535
		zona 2 A b	225,00	3.037,50			
				4.320,00			
				13.760,00	1,00	0,52407	
				(m2)			

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

Obtenemos, por tanto, un coeficiente medio ponderado de 0.5247.

Puede observarse que las cuencas son de análogas dimensiones, pero su comportamiento frente a la escorrentía, tomadas de forma separada, serían muy diferentes, dadas las terminaciones superficiales de ambas zonas, una en terreno natural, y otra asfaltada.

En la zona asfaltada, la escorrentía empezará a fluir casi de inmediato desde el comienzo de la lluvia, mientras que en la zona en terreno natural, las primeras lluvias se infiltrarán, no empezando a fluir hasta que el terreno esté casi saturado.

Ello haría que, si se calcularan los caudales generados en cada zona, los caudales aportados fueran muy distintos, netamente superiores en la zona asfaltada. Además, los tiempos teóricos de concentración de cada una de las zonas, tomadas aisladamente, arrojarían valores muy diferentes, siendo el de la zona en terreno natural el que resultaría bastante más elevado, por el motivo explicado anteriormente.

Análisis de la cuenca

Analizando las dimensiones de la cuenca y su geometría, obtenemos su pendiente media, con las longitudes y cotas existentes, así como la pérdida de carga media:

PENDIENTE MEDIA EN CUENCA

cota superior	cota inferior en punto de control	diferencia	longitud	perdida media
576	549,1	26,9	545	0,04936

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN, T_c:

Lo estableceremos en función de su separación en Tiempo de escorrentía, necesario para que toda la lluvia genere caudal en la cuenca, y tiempo de recorrido, necesario para alcanzar, a través de los tramos ya conducidos, el punto o sección de control establecido en el Pozo 18 de cálculo.

Se descompondrá en sus dos componentes principales, el Tiempo de escorrentía, T_E, y el tiempo de recorrido hasta el Punto de control T_R

TIEMPO DE ESCORRENTÍA POR LA CUENCA, T_E:

Si tomáramos como más representativa la zona en terreno natural, el tiempo de escorrentía sería bastante elevado, habida cuenta del comportamiento de este tipo de terrenos.

Pero ello nos conduciría a la obtención de unos tiempos finales de concentración elevados, que por tanto, haría que las intensidades de lluvia a utilizar en el cálculo, fueran menores, puesto que durante las precipitaciones, a mayores episodios de lluvia, menores son las intensidades que se presentan.

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

Por otro lado, la parte de la cuenca formada por la calle asfaltada, genera mucha mayor escorrentía, y por tanto, caudal a encauzar que la zona en terreno natural, pese a tener superficies de similar cuantía.

Ello hace que se haya priorizado la importancia de este aspecto, que, por otro lado, actúa del lado de la seguridad, por cuanto que se obtendrán caudales teóricos de cálculo más elevados.

En estas zonas, puede estimarse que, como se observa en la tabla siguiente adjunta, para unos 400 m de recorrido, considerando una velocidad media del agua superficial de 1.5 m/seg, se obtenga un tiempo de escorrentía de 4,5 min.

TIEMPO DE RECORRIDO POR LA RED

Hasta el punto de control, el caudal recorre las tuberías a una velocidad media de 2 m/seg, por lo que, en una longitud de 150 m, tardará en recorrerlos:

$$T_{rec} = 150 \text{ m} / 2 \text{ m/seg} = 75 \text{ seg} = 1.25 \text{ min} = 0.0208 \text{ horas}$$

Por tanto, nuestro tiempo de concentración, sumando los tiempos anteriores, lo establecemos en $T_c = 5,75 \text{ min}$.

Precipitaciones

El dato de la precipitación se ha obtenido de la documentación de la Dirección General de Carreteras, mediante el uso de la aplicación MAXPLUWIN, de AEMET.

El valor de precipitación máxima diaria asociado al periodo de retorno considerado, obtenido para las coordenadas de la zona de proyecto, es: $P_d = 56.6 \text{ mm}$

Intensidad media:

Para la determinación de la intensidad de lluvia se ha utilizado la fórmula hidrometeorológica definida en la Instrucción 5.2 I.C. de Drenaje Superficial del Ministerio de Fomento, que se expone a continuación:

$$I_t = \frac{P_d}{24} * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

El período de retorno utilizado para los cálculos es de 10 años, de acuerdo a las prescripciones del CYII.

En nuestro caso, para un tiempo de $t = 5,75 \text{ minutos}$, la Intensidad de cálculo es de:

$$I_t = 56.6 / 24 * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = 2.3583 * 10^{1.582862} = 79,66 \text{ mm/h.}$$

Con lo que el caudal de cálculo sería:

$$Q = c * Sup * I / 3 = 0.52407 * 0.013760 * 79,65 / 3 = 0.1915 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Lo que suponen 191.5 l/seg.

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

A continuación se muestran las distintas hojas con los cálculos efectuados para la obtención de todos los parámetros necesarios, a partir de los datos físicos de cada zona.

CUENCA A

					coeficiente de escorrentía	K t	tiempo de concentración						T e		T rec					t concentración		
							(m / m)					t inic		(min)	(h)	distancia	velocidad	(seg)	(min)	(h)	(min)	(h)
nombre	descripción	m2 superficie	Km2 superficie	(Ha) superficie	C		longitud	H alta	H baja	J media dif	velocidad m/seg	min	t dif	T e		(m)	(m/seg)	T rec			t concentración	
C A	Cuenca terreno natural	13.760,00	0,013760	1,3760	0,52407	1,0000	405,00	557,66	549,10	0,021136	1,5000	4,50	4,5000	4,5000	0,075	150,00	2,0	75,0000	1,25	0,021	5,75	0,096

13.760,00

1,38

K t=	1 +	$\frac{tc^{1,25}}{tc^{1,25} + 14}$
tc (h)		$\frac{K t}{tc^{1,25}}$
0,020833333		0,007914955
		1,000565034

				por ser A< 1 Km2		Int Max Diaria	
				horaria			
Prec. Max día				(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
P d				KA	I diaria	1 (T, tc)	
C A	QA			56,6	1	2,3583	79,66
							0,1915
							191,5
							191,47

T = 10 años

T = 10 años

$$I_t = \frac{P_d}{24} * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - 0,1}{28^{0,1} - 1}}$$

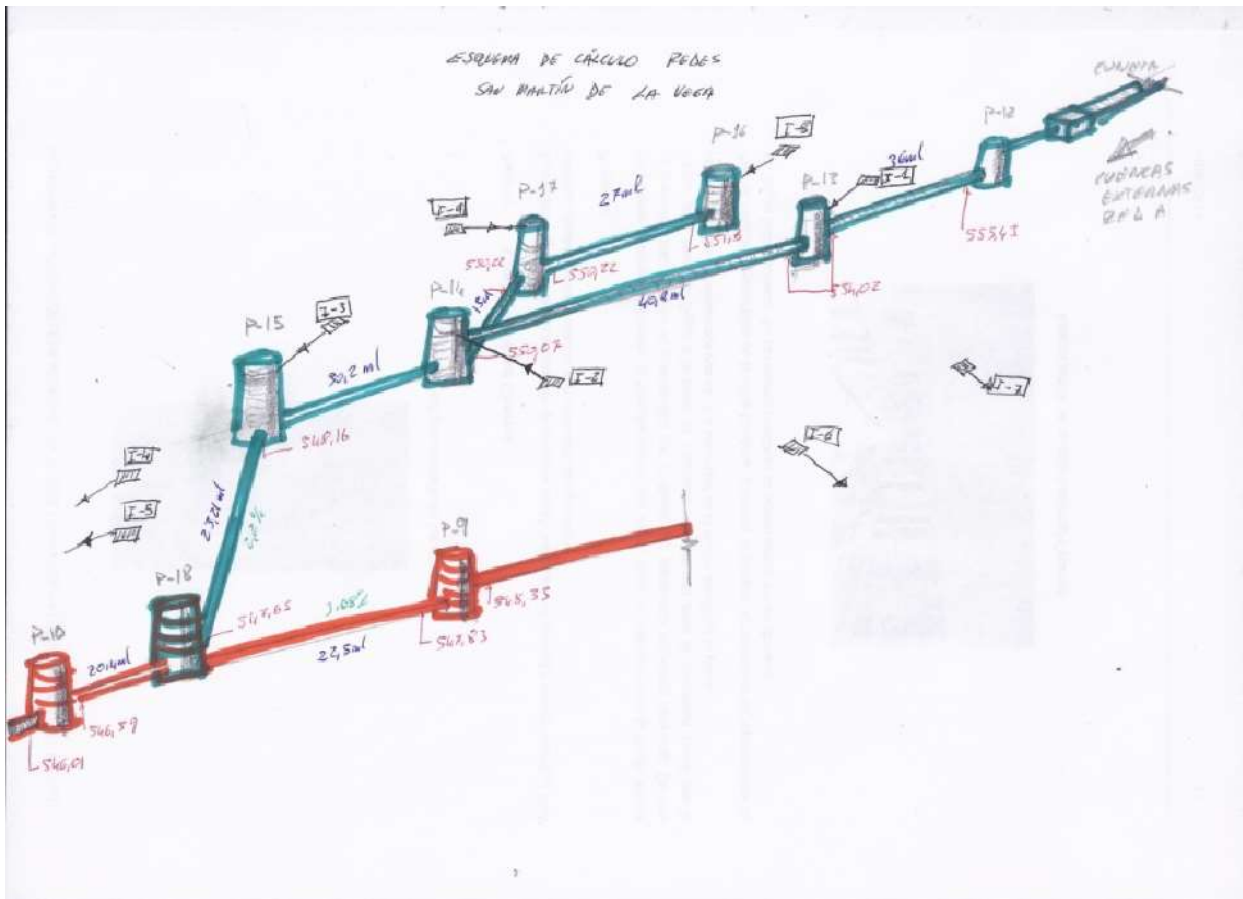
ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

VERIFICACIÓN DE LOS TRAMOS DE RED.

A



continuación se muestra el croquis con el diseño de la red en su primer tanteo, utilizado para la incorporación de los datos de cálculo necesarios en cada red, si bien en el apartado de planos, se encuentran éstos y más datos y parámetros debidamente contemplados:

A continuación, se analizan los resultados, llegando, incluso, a hacerse un análisis, con hipótesis simplificadoras del lado de la seguridad, de la repercusión de los resultados,

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

que como ya se ha comentado, en todo caso, no representan nuevos caudales a tratar en la depuradora, sino a encauzar en las tuberías nuevas ó existentes, de los caudales que anteriormente ya se producían.

Llegados a este punto, debe puntualizarse que se trata de realizar los cálculos de verificación de los distintos tramos que configuran la red, no de cálculos para avenidas o estimaciones de caudales de llenado de depósitos, que recibirían otros tratamientos complementarios.

Lo que previamente denominamos PUNTO DE CONTROL, en este caso se convierten en varios, puesto que cada tramo de la red dispone de sus puntos de control, con el fin de verificar la idoneidad de los diámetros, (que podrían ser aumentados, pero nunca rebajados, a partir de los de partida inicial, que son los mínimos exigidos por el CYII).

Además, se verifica el cumplimiento de otros parámetros, como el grado de llenado de cada tramo de tubería, o los cumplimientos de las pendientes máximas y mínimas de los mismos, así como las velocidades máximas (por erosión), o mínimas) para evitar sedimentaciones.

A continuación, confeccionada a partir de los datos anteriores, se ofrece una tabla con los caudales acumulados en cada tramo de tubería, necesarios para realizar las verificaciones de cada uno:

DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES POR POZOS Y TRAMOS (m3/seg)

		incorporado					
tramo		m3/seg	ACUMULADO	CUENCAS		incorporado de Imbornales	
R E D A	p 16 - p17	0,01033				0,01033	I - 8
	p 17 - p14	0,02409	0,01033			0,01377	I - 9
						0,02409	
	p12	0,1915		0,1915	cuenca A		
	p12 - p13	0,19147	0,19147				
	p13 - p14	0,19733	0,19147			0,00585	i - 1
	p14 - p15	0,22744	0,19733	0,02409		0,00602	I - 2
	p15 - p18	0,24035	0,22744			0,01291	I - 3
						0,02478	
						0,04887	

A partir de estos cálculos y datos, se verifica cada tramo de tubería, cuya denominación y esquema puede verse en la figura inicial del presente anejo.

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

VERIFICACIÓN DE TAMO P 12 – P 13

COMPROBACIÓN DE CRITERIOS DE NORMATIVAS CYII

TANTEO: **PRIMER TANTEO**

TRAMO: **P12 - P13**

capacidad hidráulica

TRAMOS											
denominación	diametro		secc	caudal de cálculo		Q ch	cota sup	cota inf	dif	long tramo	pendiente
	(mm)	(m)	(m2)	(l / seg)	(m3/ seg)	(m3/ seg)	(m)	(m)		(m)	
PVCo											
P12 - P13	400	0,4	0,1256	191,47	0,191	0,6694	555,43	554,02	1,41	36	0,0392

sí se verifica que Q cálculo es inferior al hidráulico

denominación	diametro	secc	CAUDAL
	(mm)	(m)	(m2)
			(m3/ seg)
P12 - P13	400	0,4	0,1256
			0,1915

VELOCIDADES MÍNIMAS

para sección parcial

q=	0,1915
y/D	

secc mojada 0,06628865

VELOCIDADES MÁXIMAS

V MIN	V esc	V MAX
(m/ seg)	(m/ seg)	(m/ seg)
0,6	2,888	6

por lo que sí cumple

Ocupación parcial de la sección

denominación	diametro	
	(mm)	(m)
P12 - P13	400	0,40

y / D	radio			velocidad	caudal
	alfa	area	perimetro	hidraulico	
1	6,28	0,1257	1,2566	0,1000	2,8469
0,9	5,00	0,1191	0,9992	0,1192	3,2004
0,8	4,43	0,1078	0,8857	0,1217	3,2443
0,7	3,96	0,0940	0,7929	0,1185	3,1875
0,6	3,54	0,0787	0,7089	0,1111	3,0528
0,5	3,14	0,0628	0,6283	0,1000	2,8469
0,4	2,74	0,0469	0,5478	0,0857	2,5686
0,3	2,32	0,0317	0,4637	0,0684	2,2101
0,2	1,85	0,0179	0,3709	0,0482	1,7518
0,1	1,29	0,0065	0,2574	0,0254	1,1431
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

caudal a contrastar:

0,1915

máximo drenaje	75%
valor de Y/D	0,52161
AREA	0,0657
	6,57%

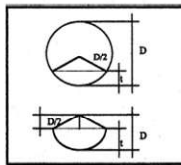
qe es bastante mas bajo de lo limitado

coeficiente de Manning

n	n hormigon	n pvc
0,015	0,015	0,009

pendiente

j
0,0392



D = Diámetro interior del tubo, en cm.

t = Tirante de agua, en cm.

α = Ángulo en radianes

$\cos(\alpha/2) = (D/2 - t) / (D/2)$

$\cos(\alpha/2) = 1 - 2(t/D)$

m3 / seg	
y / D	caudal
0,4000	0,1206
T	0,1915
0,5000	0,1789

interpolando:
T = 0,5216

	rad			m2		radio	m/seg		m3 / seg
	y / D	alfa	area	perimetro	hidraulico		velocidad	caudal	
1 er tanteo	0,5216	3,23	0,0663	0,6456	0,1027		2,8974	0,192	
2 do tanteo	0,5180	3,21	0,0657	0,6427	0,1022		2,8892	0,1899	
									0,1915

y / D = 0,521611732
D = 0,4000

y = 0,2086 m

TRAMOS			J ADMISIBLE			pendiente inicial
denominac	diametro		MIN	MAX	asignada tramo	
	(mm)	(m)				
P12 - P13	400	0,40	0,1257	1%	4%	3,92%

CUMPLE

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

VERIFICACIÓN DE TAMO P 13 – P 14

COMPROBACIÓN DE CRITERIOS DE NORMATIVAS CYII

TANTEO: **PRIMER TANTEO**

TRAMO: **P13 - P14**

capacidad hidráulica

TRAMOS											
denominación	diametro		secc	caudal de cálculo		Q ch	cota sup	cota inf	dif	long tramo	
	(mm)	(m)	(m2)	(l / seg)	(m3/ seg)	(m3/ seg)	(m)	(m)		(m)	pendiente
PVCø	400	0,4	0,1256	197,33	0,197325472	0,5543	552,72	551,33	1,39	40,9	0,0340
P13 - P14	400	0,4	0,1256	197,33	0,197325472	0,5543	552,72	551,33	1,39	40,9	0,0340

sí se verifica que Q cálculo es inferior al hidráulico

VELOCIDADES MÍNIMAS

VELOCIDADES MÁXIMAS

denominación	diametro		secc	CAUDAL
	(mm)	(m)	(m2)	(m3/ seg)
P13 - P14	400	0,4	0,1256	0,1973

para sección parcial

q= **0,1973**

y/D

V MIN

(m/ seg) **4,05192123**

V esc

0,6

V MAX

(m/ seg) **6**

secc mojada 0,04869924

por lo que sí cumple

OCUPACIÓN PARCIAL DE LA SECCIÓN

denominación	diametro	
	(mm)	(m)
P13 - P14	400	0,40

y / D	alfa	area	perimetro	radio hidraulico	velocidad	caudal
1	6,28	0,1257	1,2566	0,1000	4,4198	0,5554
0,9	5,00	0,1191	0,9992	0,1192	4,9687	0,5919
0,8	4,43	0,1078	0,8857	0,1217	5,0368	0,5428
0,7	3,96	0,0940	0,7929	0,1185	4,9486	0,4650
0,6	3,54	0,0787	0,7089	0,1111	4,7396	0,3731
0,5	3,14	0,0628	0,6283	0,1000	4,4198	0,2777
0,4	2,74	0,0469	0,5478	0,0857	3,9878	0,1872
0,3	2,32	0,0317	0,4637	0,0684	3,4312	0,1088
0,2	1,85	0,0179	0,3709	0,0482	2,7198	0,0487
0,1	1,29	0,0065	0,2574	0,0254	1,7747	0,0116
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

0,1973

caudal a contrastar:

0,1973

máximo drenaje 75%

valor de Y/D 0,4112

AREA 0,0487

4,87%

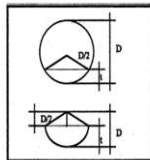
que es bastante mas bajo de lo limitado

coeficiente de Manning

n	n hormigon	n pvc
0,009	0,015	0,009

pendiente

j
0,0340



D = Diámetro interior del tubo, en cm.

t = Tirante de agua, en cm.

α = Ángulo en radianes

$\cos(\alpha/2) = (D/2 - t) / (D/2)$

$\cos(\alpha/2) = 1 - 2(t/D)$

m3 / seg	
y / D	caudal
0,5000	0,2777
T	0,1973
0,4000	0,1872

interpolando:
T = 0,4112

	rad	m2	m	radio hidraulico	m/seg	m3 / seg
y / D	alfa	area	perimetro		velocidad	caudal
1er tanteo 0,4112	2,78	0,0487	0,5569	0,0874	4,0519	0,1973
						0,1973

TRAMOS			J ADMISIBLE		pendiente inicial	
denominac	diametro		secc (m2)	MIN	MAX	asignada tramo
	(mm)	(m)				
P13 - P14	400	0,40	0,1257	1%	4%	3,399%
CUMPLE						

CUMPLE

VERIFICACIÓN DE TAMO P 16 – P 17

COMPROBACIÓN DE CRITERIOS DE NORMATIVAS CYII

TRAMO:	P16 - P17
--------	-----------

capacidad hidráulica

TRAMOS								
denominación	diametro	secc	caudal de cálculo	Q ch	cota sup	cota inf	dif	long tramo
	(mm) (m)	(m2)	(l / seg) (m3/ seg)	(m3/ seg)	(m)	(m)		(m)
PVCo	400	0.4	10,3251	0.0103	551.3	550.22	1.08	27
P16 - P17		0.1256		0.6013				0.0400

sí se verifica que Q cálculo es inferior al hidráulico

VELOCIDADES MÍNIMAS

para sección parcial

VELOCIDADES MÁXIMAS

<u>V MIN</u>	<u>V esc</u>	<u>V MAX</u>
(m/ seg)	2,1140	(m/ seg)
0.6		6

por lo que sí cumple

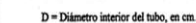
OCUPACIÓN PARCIAL DE LA SECCIÓN

y / D				radio		
	alfa	area	perimetro	hidraulico	velocidad	caudal
1	6,28	0,1257	1,2566	0,1000	4,7950	0,6026
0,9	5,00	0,1191	0,9992	0,1192	5,3904	0,6421
0,8	4,43	0,1078	0,8857	0,1217	5,4643	0,5889
0,7	3,96	0,0940	0,7929	0,1185	5,3687	0,5044
0,6	3,54	0,0787	0,7089	0,1111	5,1419	0,4048
0,5	3,14	0,0628	0,6283	0,1000	4,7950	0,3013
0,4	2,74	0,0469	0,5478	0,0857	4,3263	0,2031
0,3	2,32	0,0317	0,4637	0,0684	3,7225	0,1180
0,2	1,85	0,0179	0,3709	0,0482	2,9506	0,0528
0,1	1,29	0,0065	0,2574	0,0254	1,9253	0,0126
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

caudal a contrastar:

máximo drenaje	75%
valor de Y/D	0,0820
AREA	0,0049

que es bastante mas bajo de lo limitado



t = Tirante de agua, en cm.

α = Ángulo en radianes

$$\cos(\alpha/2) = (D/2 - t) / (d/2)$$
$$\cos(\alpha/2) = 1 - 2(v/D)$$

coeficiente de Maning

n	n hormigon	n pvc	j
0.009	0.015	0.009	0.0400

m3 / seg

y / D	caudal
0,1000	0,0126
T	0,0103
0,0000	0,0000

interpolando:

Interpolando:
T = 0,0820

	rad	m2	m	radio hidraulico	m/seg	m3 /seg
	y / D	alfa	area	perimetro	velocidad	caudal
1er tanteo	0,0820	1,16	0,0049	0,2323	0,0210	2,1140
						0,0103

TRAMOS			J ADMISIBLE		pendiente inicial
denominac	diametro		MIN	MAX	asignada tramo
	(mm)	(m)			
P16 - P17	400	0.40	1%	4%	4.000%

CUMPLE

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

VERIFICACIÓN DE TAMO P 17 – P 14

COMPROBACIÓN DE CRITERIOS DE NORMATIVAS CYII

TANTEO: **PRIMER TANTEO**

TRAMO: **P17 - P14**

capacidad hidráulica

TRAMOS

denominación	diametro		secc	caudal de cálculo		Q ch	cota sup	cota inf	dif	long tramo	pendiente
PVCo	(mm)	(m)	(m2)	(l/seg)	(m3/seg)	(m3/seg)	(m)	(m)		(m)	
P17 - P14	400	0,4	0,024092	0,0000241	0,024091979	0,0576	550,22	550,07	0,15	15,03	0,0100

1,00%

sí se verifica que Q cálculo es inferior al hidráulico

VELOCIDADES MÍNIMAS

VELOCIDADES MÁXIMAS

para sección parcial

denominación	diametro		secc	CAUDAL
	(mm)	(m)	(m2)	(m3/seg)
P17 - P14	400	0,4	0,1256	0,0241

q= 0,0241

y/D

V MIN	V esc	V MAX
(m/seg)		(m/seg)
0,6	1,33638518	6

secc mojada 0,01802772

por lo que sí cumple

OCUPACIÓN PARCIAL DE LA SECCIÓN

denominación	diametro	
	(mm)	(m)
P17 - P14	400	0,40

y / D	alfa	area	perimetro	radio hidraulico	velocidad	caudal
1	6,28	0,1257	1,2566	0,1000	2,1599	0,2714
0,9	5,00	0,1191	0,9992	0,1192	2,4281	0,2892
0,8	4,43	0,1078	0,8857	0,1217	2,4614	0,2653
0,7	3,96	0,0940	0,7929	0,1185	2,4183	0,2272
0,6	3,54	0,0787	0,7089	0,1111	2,3162	0,1823
0,5	3,14	0,0628	0,6283	0,1000	2,1599	0,1357
0,4	2,74	0,0469	0,5478	0,0857	1,9488	0,0915
0,3	2,32	0,0317	0,4637	0,0684	1,6768	0,0532
0,2	1,85	0,0179	0,3709	0,0482	1,3291	0,0238
0,1	1,29	0,0065	0,2574	0,0254	0,8673	0,0057
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

0,0241

caudal a contrastar:

0,0241

máximo drenaje 75%

valor de Y/D 0,2011

AREA 0,0180

1,80%

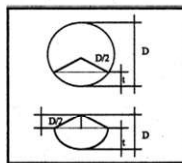
que es bastante mas bajo de lo limitado

coeficiente de Manning

n	n hormigon	n pvc
0,0100	0,015	0,009

pendiente

j
0,0100



D = Diámetro interior del tubo, en cm.

t = Tirante de agua, en cm.

α = Ángulo en radianes

$\cos(\alpha/2) = (D/2 - t) / (D/2)$

$\cos(\alpha/2) = 1 - 2(t/D)$

y / D	m3 / seg caudal
0,3000	0,0532
T	0,0241
0,2000	0,0238

interpolando:
T = 0,2011

	y / D	rad	m2	m	radio hidraulico	m/seg	m3 / seg
1er tanteo	0,2011	1,86	0,0180	0,3720	0,0485	1,3364	0,0241
							0,0241

TRAMOS				J ADMISIBLE		pendiente inicial
denominación	diametro		secc	MIN	MAX	asignada tramo
	(mm)	(m)	(m2)			
P17 - P14	400	0,40	0,1257	1%	4%	1,00%

CUMPLE

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

VERIFICACIÓN DE TAMO P 14 – P 15

COMPROBACIÓN DE CRITERIOS DE NORMATIVAS CYII

TANTEO: **PRIMER TANTEO**

TRAMO: **P14 - P15**

capacidad hidráulica

TRAMOS											
denominación	diametro		secc	caudal de cálculo		Q ch	cota sup	cota inf	dif	long tramo	
	(mm)	(m)	(m2)	(l / seg)	(m3/ seg)	(m3/ seg)	(m)	(m)		(m)	pendiente
P14 - P15	400	0,4	0,1256	227,44	0,227440445	0,3519	550,07	548,16	1,91	50,2	0,0380
											3,80%

3,80%

sí se verifica que Q cálculo es inferior al hidráulico

VELOCIDADES MÍNIMAS

VELOCIDADES MÁXIMAS

denominación	diametro		secc	CAUDAL
	(mm)	(m)	(m2)	(m3/ seg)
PVC0 P14 - P15	400	0,4	0,1256	0,2274

para sección parcial

q= 0,2274
y/D

V MIN	V esc	V MAX
(m/ seg)		(m/ seg)
0,6	2,98183251	6

secc mojada 0,07627539

por lo que sí cumple

OCCUPACIÓN PARCIAL DE LA SECCIÓN

denominación	diametro	
	(mm)	(m)
P14 - P15	400	0,40

y / D	alfa	area	perimetro	radio hidraulico	velocidad	caudal
1	6,28	0,1257	1,2566	0,1000	2,8059	0,3526
0,9	5,00	0,1191	0,9992	0,1192	3,1543	0,3758
0,8	4,43	0,1078	0,8857	0,1217	3,1976	0,3446
0,7	3,96	0,0940	0,7929	0,1185	3,1416	0,2952
0,6	3,54	0,0787	0,7089	0,1111	3,0089	0,2369
0,5	3,14	0,0628	0,6283	0,1000	2,8059	0,1763
0,4	2,74	0,0469	0,5478	0,0857	2,5317	0,1188
0,3	2,32	0,0317	0,4637	0,0684	2,1783	0,0691
0,2	1,85	0,0179	0,3709	0,0482	1,7266	0,0309
0,1	1,29	0,0065	0,2574	0,0254	1,1266	0,0074
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

caudal a contrastar:

0,2274

máximo drenaje	75%
valor de Y/D	0,0000
AREA	0,0000 0,00%

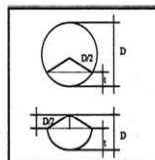
qe es bastante mas bajo de lo limitado

coeficiente de Manning

n	n hormigon	n pvc
0,015	0,015	0,009

pendiente

j
0,0380



D = Diámetro interior del tubo, en cm.

t = Tirante de agua, en cm.

α = Ángulo en radianes

cos (α/2) = (D/2 - t) / (D/2)

cos (α/2) = 1 - 2(t/D)

m3 / seg

y / D	caudal
0,6000	0,2369
T	0,2274
0,5000	0,1763

interpolando:
T = 0,5844

	rad	m2	m	radio hidraulico	m/seg	m3 / seg
	y / D	alfa	area	perimetro	velocidad	caudal
1er tanteo	0,5844	3,48	0,0763	0,6962	2,9819	0,2274
						0,2274

y / D = 0
D = 0,4000

y = 0,0000 m

TRAMOS				J ADMISIBLE		pendiente inicial
denominación	diametro		secc	MIN	MAX	asignada tramo
	(mm)	(m)	(m2)			
P14 - P15	400	0,40	0,1257	1%	4%	3,805%

CUMPLE

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

VERIFICACIÓN DE TAMO P 15 – P 18

COMPROBACIÓN DE CRITERIOS DE NORMATIVAS CYII

TANTEO: **PRIMER TANTEO**

TRAMO: **P15 - P18**

capacidad hidráulica

TRAMOS										
denominación	diametro		secc	caudal de cálculo		Q ch	cota sup	cota inf	dif	long tramo
PVCo	(mm)	(m)	(m2)	(l / seg)	(m3/ seg)	(m3/ seg)	(m)	(m)		pendiente
P15 - P18	400	0,4	0,1256	240,35	0,240346863	0,2674	548,16	547,65	0,51	23,21
										2,20%

sí se verifica que Q cálculo es inferior al hidráulico

VELOCIDADES MÍNIMAS				VELOCIDADES MÁXIMAS		
para sección parcial						
denominación	diametro		secc	CAUDAL	q=	
	(mm)	(m)	(m2)	(m3/ seg)	y/D	
P15 - P18	400	0,4	0,1256	0,2403	0,2403	
				secc mojada	0,09062352	
						V MIN
						(m/ seg)
						2,6521467
						V MAX
						(m/ seg)
						6

por lo que sí cumple

OCUPACIÓN PARCIAL DE LA SECCIÓN

denominación		diametro	
P15 - P18		(mm)	(m)
		400	0,40

y / D	alfa	area	perimetro	radio hidraulico	velocidad	caudal
1	6,28	0,1257	1,2566	0,1000	2,1323	0,2680
0,9	5,00	0,1191	0,9992	0,1192	2,3971	0,2856
0,8	4,43	0,1078	0,8857	0,1217	2,4300	0,2619
0,7	3,96	0,0940	0,7929	0,1185	2,3875	0,2243
0,6	3,54	0,0787	0,7089	0,1111	2,2866	0,1800
0,5	3,14	0,0628	0,6283	0,1000	2,1323	0,1340
0,4	2,74	0,0469	0,5478	0,0857	1,9239	0,0903
0,3	2,32	0,0317	0,4637	0,0684	1,6554	0,0525
0,2	1,85	0,0179	0,3709	0,0482	1,3122	0,0235
0,1	1,29	0,0065	0,2574	0,0254	0,8562	0,0056
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

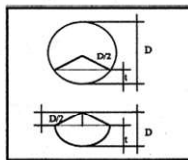
caudal a contrastar: 0,2403

máximo drenaje 75%

valor de Y/D 0,6775

AREA 0,0906 9,06%

q es bastante mas bajo de lo limitado



D = Diámetro interior del tubo, en cm.
t = Tirante de agua, en cm.
 α = Ángulo en radianes
 $\cos(\alpha/2) = (D/2 - t) / (D/2)$
 $\cos(\alpha/2) = 1 - 2(t/D)$

coeficiente de Manning			pendiente
n	n hormigon	n pvc	j
0,015	0,015	0,009	0,0220

m3 / seg		interpolando:
y / D	caudal	
0,8000	0,2619	T = 0,7427
T	0,2403	
0,7000	0,2243	

		rad	m2	m	radio hidraulico	m/seg	m3 / seg
		y / D	alfa	area	perimetro	velocidad	caudal
1er tanteo	0,7427	4,16	0,1001	0,8310	0,1204	2,4133	0,2415
2 tanteo	0,6775	3,87	0,0906	0,7735	0,1172	2,3696	0,2147
							0,2403

y / D = 0,6775
D = 0,4000

y = 0,2710 m

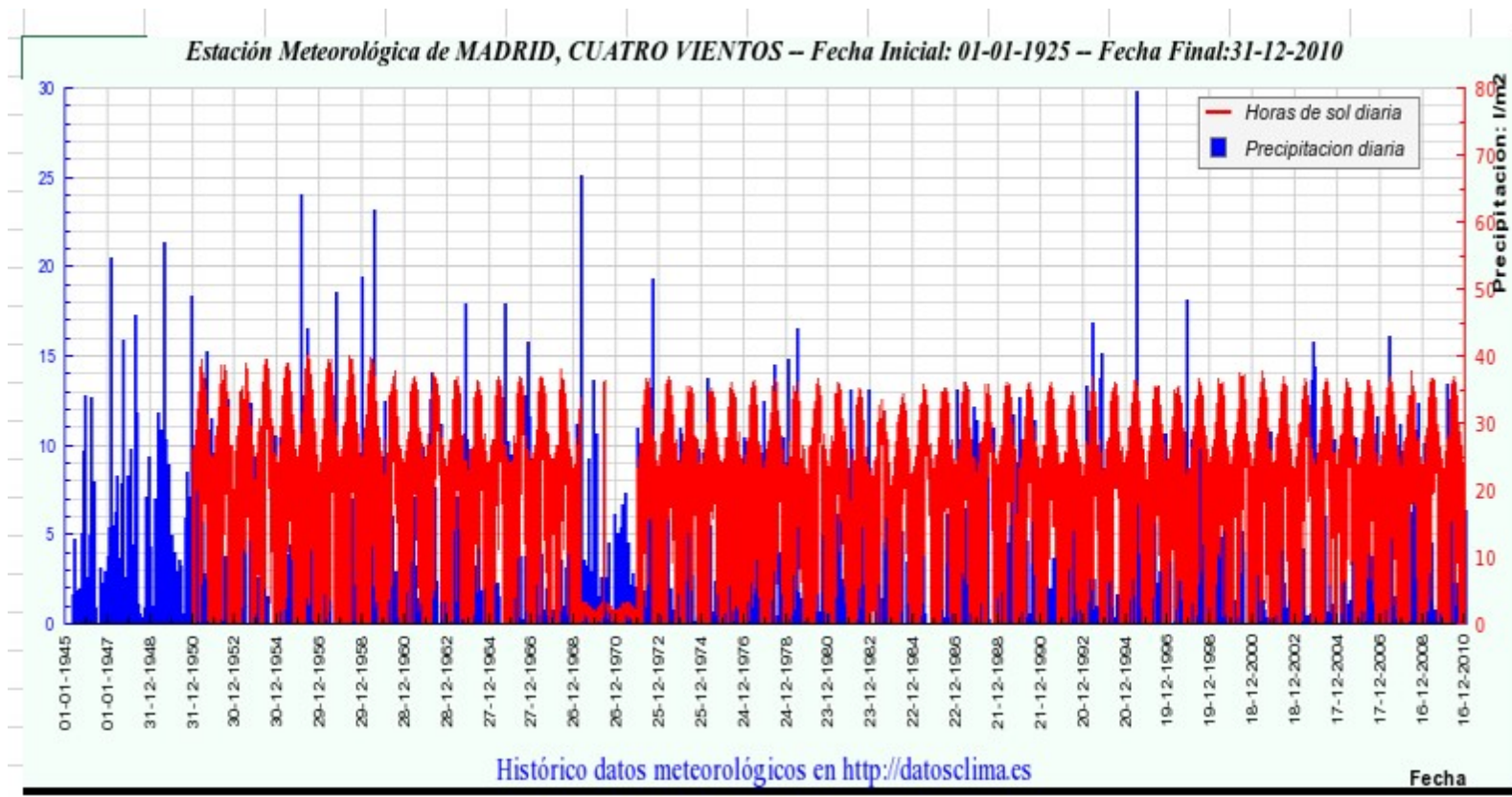
TRAMOS			J ADMISIBLE		pendiente inicial
denominación	diametro		MIN	MAX	asignada tramo
	(mm)	(m)			
P15 - P18	400	0,40	0,1257	1%	4%
					2,197%

CUMPLE

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

Otros datos de interés

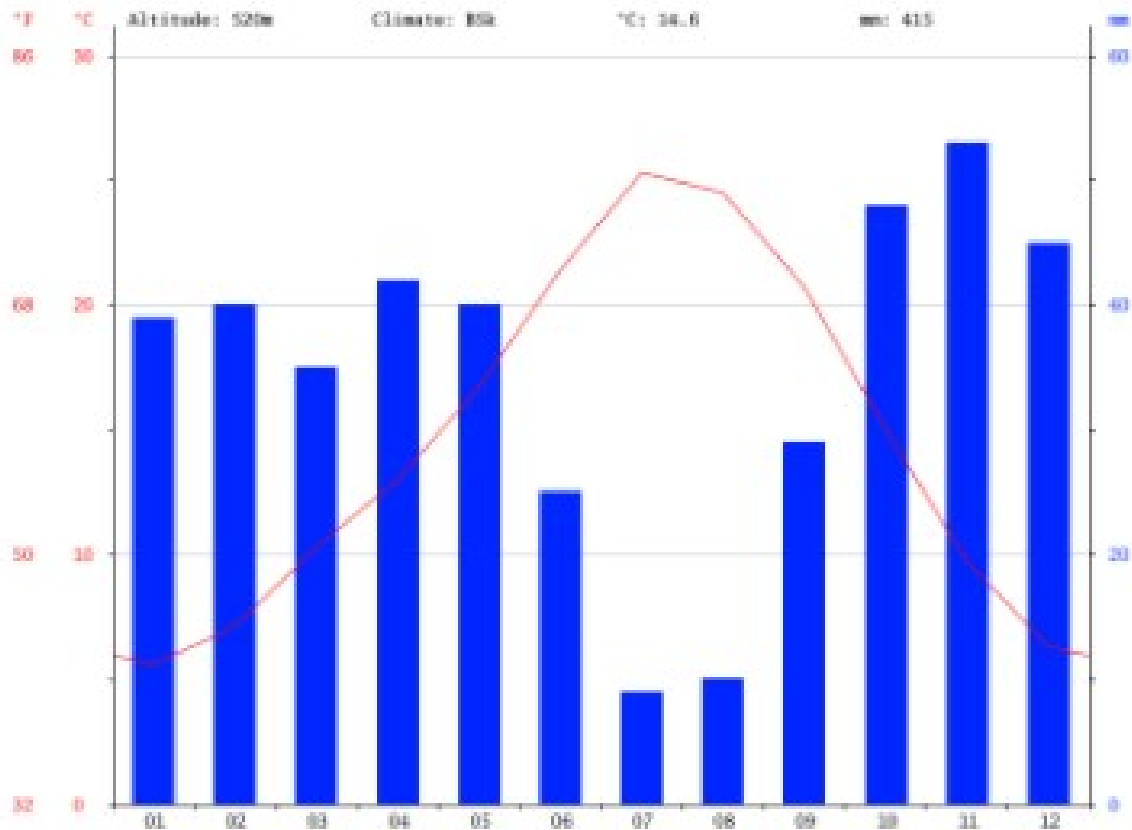
Adjuntamos los datos procedentes de la estación pluviométrica de Cuatro Vientos, la más cercana a San Martín de la Vega, que ratifican y están en consonancia con los valores utilizados en los cálculos.



ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

En la figura adjunta, se presenta el Climograma de San Martín de la vega:

CLIMOGRAMA SAN MARTÍN DE LA VEGA

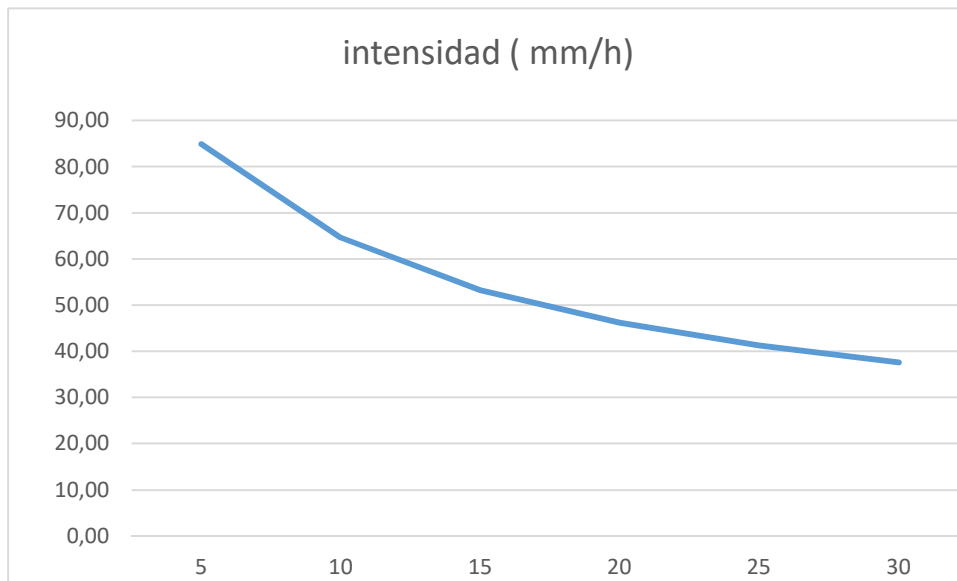


El mes más seco es julio. Hay 9 mm de precipitación en julio. En noviembre, la precipitación alcanza su pico, con un promedio de 58 mm.

Puede observarse que el dato de 56,6 mm de máximas lluvias para un periodo de retorno de 10 años, se corresponde con la mencionada climatología.

Si realizamos una curva I-D (Intensidad–Duración) para distintos tiempos, obtendremos la siguiente:

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE



Que representa los valores de la función:
$$I_t = \frac{P_d}{24} * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

TIEMPO (min)	5	10	15	20	25	30
intensidad (mm/h)	84,91	64,63	53,24	46,20	41,28	37,59

Conclusiones:

Por lo expuesto anteriormente y los cálculos que se incorporan, la hipótesis adoptada consistente en el uso de un solo tiempo de concentración en la Cuenca generadora del caudal, es correcta, tomando para la obtención de su duración, la suma de los tiempos de entrada y de recorrido de la lluvia en la misma.

Finalmente, hemos obtenido el caudal de cálculo de 240.35 l/seg correspondiéndose con 191.5 l/seg pertenecientes al dimensionado y cálculo de la cuenca de vertido previa al área urbanizada, objeto de este proyecto, canalizados a través de los imbornales implantados en dicha área. La pequeña diferencia de 48,84 l/seg restantes son los correspondientes a dichos imbornales del ámbito objeto del presente proyecto de urbanización, que representan un caudal del 20.3 % del total del caudal de cálculo-.

En consecuencia, el Punto o Sección de Control, coincidente con el de acometida de la nueva red a la ya existente de 500 mm de diámetro, recibe 240.35 l/seg, siendo la misma sobradamente capaz de canalizarlos.(admiten del orden de 0.35 m3/seg en diámetro 400 mm, y de 0.73 m3/seg en diámetro 500 mm) Y todo ello, sin constituir un incremento del caudal que previamente a esta intervención, ya se venía produciendo, por venirse incorporando anteriormente estas aguas de lluvia por los imbornales existentes, entre otros, en la rotonda de la confluencia de la Calle Villamontaña con la Avenida del Doctor Manuel Jarabo.

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

C. PLANOS

- 6.1 CUENCAS RECOGIDA PLUVIALES
- 6.2 CUENCAS RECOGIDA PLUVIALES
- 6.3 PLANTA RED DE SANEAMIENTO
- 6.3.1 RED DE SANEAMIENTO. PERFILES LONGITUDINALES Y CRUCES
- 6.4 SANEAMIENTO. DETALLES POZOS DE REGISTRO PARA
ALCANTARILLADO TUBULAR
- 6.5 SANEAMIENTO. DETALLES POZOS DE ENTRONQUE
- 6.6 DETALLE POZO DE RESALTO TUBO POR TRASDOS
- 6.7 SANEAMIENTO. DETALLES TAPAS Y MARCOS DE POZOS DE
REGISTRO
- 6.8 SANEAMIENTO. DETALLES TIPO DE ZANJA, IMBORNAL Y PATES

ADENDA AL PROYECTO DE CONFORMIDAD TÉCNICA DE LA RED DE SANEAMIENTO Y DRENAJE

D. PRESUPUESTO

PRESUPUESTO Y MEDICIONES DEL CAPÍTULO C 03 SANEAMIENTO