

ANEJO 10

INSTALACIONES Y SERVICIOS

ÍNDICE

1. Objeto.	3
2. Red de aguas pluviales.	4
2.1. Tiempo de concentración.	4
2.2. Intensidad de la lluvia.	6
2.3. Coeficiente de escorrentía.	8
2.4. Cálculo del coeficiente K.	8
2.5. Dimensionamiento de la red.	8
2.6. Verificaciones.	10
2.7. Infraestructuras accesorias.	11
3. Red de abastecimiento de agua potable y protección contra incendios.	13
3.1. Red de agua potable.	13
3.2. Red contra incendios.	13
3.2.1. Descripción de la red.	13
3.2.2 Método de cálculo de la red.	15
3.2.3. Cálculo de la red de incendios.	17
4. Red eléctrica y de alumbrado.	19
4.1. Factor de mantenimiento.	20

1. Objeto.

EL objeto del presente anejo es dimensionar las infraestructuras que sean necesarias para el correcto funcionamiento de las nuevas instalaciones proyectadas en el mismo.

Para ello se hará uso de las diversas normativas tanto estatales como autonómicas para el dimensionamiento de la red de aguas pluviales, de abastecimiento de agua, la cual, como se expondrá vendrá influida principalmente por sus características contra incendios y, por último, de la red de alumbrado.

2. Red de aguas pluviales.

Para el dimensionamiento de la red, se van a emplear distintas normas todas necesarias para la correcta previsión del sistema. Por ello se seguirá la *“Normativa para Obras de Saneamiento en la ciudad de Valencia”*, no obstante, al no tratarse de la misma localización, no podrá servir como única base. Debido a este hecho, se recurrirá a publicación facilitada por el Ministerio de Fomento *“Máximas llluvias diarias en la España Peninsular”* facilitando los datos correspondientes a precipitaciones en nuestra localidad. Por último, a pesar del distinto carácter de la obra, se hará empleo de la *“Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial”* (MOPU 1991).

El cálculo empleado para resolver el cálculo de los caudales es el denominado Método Racional Modificado basado en las siguientes hipótesis:

- La precipitación es uniforme tanto en el espacio como en el tiempo.
- La intensidad de la lluvia es la correspondiente a un aguacero que tendrá como duración el tiempo de concentración de la cuenca dado que esta es la más desfavorable.
- El coeficiente de escorrentía es constante para cada tipo de suelo.
- No se considera la posible laminación de la cuenca vertiente. Respecto a la red se asume que se compensa aproximadamente con la no-existencia de períodos pico durante la precipitación.
- Cada tramo del colector se calcula a partir de toda la cuenca vertiente al punto final del mismo. Con el fin de evitar sobredimensionamientos innecesarios, el caudal de diseño no será la suma de caudales de las conducciones situadas aguas arriba.

Este método de cálculo es adecuado para superficies inferiores a 150 Ha. debido a las restricciones correspondientes al punto primero y cuarto de las anteriormente citadas hipótesis.

2.1. Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración (T_c) es aquel que hace el caudal máximo. Para determinarlo se recurre a la siguiente expresión:

$$T_c = t_s + \frac{1,2}{60} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i}$$

Siendo:

- $N \rightarrow$ Número de tramos de colector aguas arriba del punto de desagüe.
- $L_i \rightarrow$ Longitud de cada tramo de colector. Expresada en metros.
- $V_i \rightarrow$ Velocidad de cada tramo de colector calculada con la hipótesis de flujo uniforme y sección llena. Expresada en m/s.
- $T_s \rightarrow$ Tiempo de recorrido en superficie. Toma del valor mayor de 300 s. o L_0/v_0 .
- $L_0 \rightarrow$ Longitud desde el punto más alejado de la cuenca hasta el arranque del primero colector. Expresado en metros.
- $V_0 \rightarrow$ Velocidad en superficie. Se puede expresar como la mitad de la velocidad del primer colector. Expresada en m/s.

Al tratarse de tuberías circulares, la velocidad en sección llena viene determinada por la siguiente expresión.

$$V_i = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i}$$

Donde:

- $n \rightarrow$ Coeficiente de Manning.
- $D \rightarrow$ Diámetro comercial del conducto. Expresado en metros.
- $i \rightarrow$ Pendiente. Expresada en tanto por uno.

En la normativa correspondiente al saneamiento en la ciudad de Valencia, se recomienda que en cuencas de menos de 4 Ha. de superficie el tiempo de concentración es inferior a 10 minutos, no obstante, al quedarse estos tiempos del lado de la inseguridad, se tomará como tiempo de concentración 10 minutos.

2.2. Intensidad de la lluvia.

La determinación de la intensidad de la lluvia se determina mediante las denominadas curvas intensidad-duración, resultado de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, para un mismo período de retorno. En el caso estudiado, el período de retorno se fija en 25 años debido a la gran presencia de chubascos extremos mediterráneos, con muy bajas intensidades para bajos periodos de retorno, pero muy altas para períodos de retorno medios y altos. No obstante, también se deberá estudiar el periodo de retorno de 2 años.

Para determinarla se recurre a la anteriormente citada “Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial” (MOPU 1991) la cual permite determinar la intensidad media diaria de precipitación (I_d) correspondiente al período de retorno citado. Esta es igual a:

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

La precipitación diaria (P_d) es extraída del documento “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular” (Ministerio de Fomento, 1999) la cual, para la zona de Gandía y con un período de retorno de 25 años, corresponde a 227,48 mm/día. Para un período de retorno de 2 años se obtiene 97,13 mm/día,

Así pues, la Instrucción 5.2-IC ofrece la siguiente expresión para el cálculo de la intensidad media:

$$I_T = I_d \cdot \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

Siendo:

- I_T (mm/h) → Intensidad media correspondiente al intervalo de duración T_C horas.
- I_d (mm/h) → Intensidad media diaria de precipitación correspondiente al período de retorno considerado.
- P_d ($\frac{mm}{día}$) → Precipitación total diaria correspondiente al período de retorno considerado.

➤ $t(h) \rightarrow$ Duración del intervalo en horas

➤ $\frac{I_1}{I_d} \rightarrow$ Coeficiente entre la intensidad horaria y la diaria (índice de torrencialidad) independiente del período de retorno.

El índice de torrencialidad varía según la zona geográfica. Para el caso de la vertiente mediterránea, este suele tomar valores comprendidos entre 11 y 12 tal y como se puede apreciar en la Figura 1.

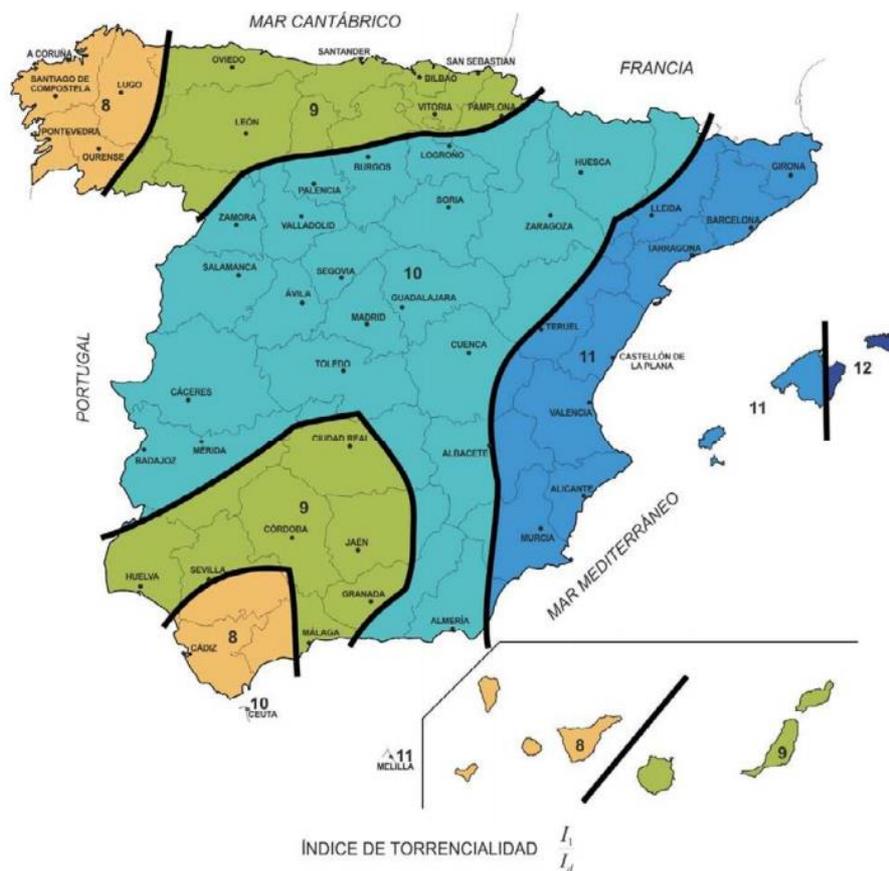


Figura 1. Índice de torrencialidad de España. (Fuente: Instrucción 5.2-IC)

Para los distintos períodos de retornos se obtienen las siguientes intensidades:

➤ $T=25$ años \rightarrow 281,91 mm/h

➤ $T=2$ años \rightarrow 120,37 mm/h

2.3. Coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía (C) representa la proporción de la componente superficial de la intensidad (I), y es variable de la relación entre la precipitación diaria en función del período de retorno estipulado (P_d) y el umbral de escorrentía P_0 , a partir del cual la misma se origina. Depende en gran medida de la superficie sobre la cual sucede la precipitación y de la cantidad de la misma.

Se propone la siguiente fórmula para el cálculo del coeficiente de escorrentía:

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

El umbral de escorrentía para asfaltos y hormigones se sitúa entre 2 y 5 mm., así pues, se escoge como $P_0 = 4$ mm. Se obtiene así un coeficiente de escorrentía para los distintos períodos de retorno de:

- T=2 años → C=0,884
- T=25 años → C=0,968

2.4. Cálculo del coeficiente K.

Este coeficiente trata de representar la no-uniformidad de la lluvia. Se calcula mediante la siguiente expresión.

$$K = 1 + \frac{T_C^{1,25}}{T_C^{1,25} + 14}$$

Para un tiempo de concentración de 10 minutos se obtiene una $K=1.0075$. Nótese que el valor del tiempo de concentración se introduce en horas.

2.5. Dimensionamiento de la red

El caudal que circula a lo largo de la cuenca se calcula con la siguiente fórmula:



$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A \cdot K}{360}$$

$$Q_2 = \frac{0,884 \cdot 120,37 \cdot 10000 \cdot 1.0075}{36000000} \rightarrow Q = 0,0298 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{25} = \frac{0,968 \cdot 281,91 \cdot 10000 \cdot 1.0075}{36000000} \rightarrow Q = 0.764 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conocido el caudal se puede conocer el diámetro de la tubería que ha de dar soporte al mismo mediante la siguiente fórmula:

$$D = 1,548 \cdot \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}$$

Cabe destacar que la fórmula anteriormente presentada es una particularización de la ecuación de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Siendo:

➤ R_H → Radio hidráulico. Perímetro mojado por el agua. Para tuberías circulares adopta el valor de $D/4$.

Así pues, el valor del diámetro mínimo necesario para abastecer correctamente la red es de:

$$D = 1,548 \cdot \left(\frac{0,01 \cdot 0,764}{\sqrt{0,01}} \right)^{3/8} \rightarrow D = 590 \text{ mm}$$

Diámetro nominal (mm)	Espesor (mm)	Diámetro interior (mm)
315	7,7	307,3
355	8,7	346,3
400	9,8	390,2
450	11,0	439,0
500	12,3	487,7

560	13,7	546,3
630	15,4	614,6

Tabla 1. Diámetros nominales e interiores

Tal y como se puede apreciar de la Tabla anterior la tubería que más se adapta a las necesidades del Puerto es la que posee un diámetro nominal de 630 mm o bien dos de 315 mm.

Se ha dimensionado la red con el caudal total dado que este será según como se puede apreciar en el *Plano 9. Red de saneamiento*, todas las aguas discurrirán por un único colector que recogerá las mismas.

2.6. Verificaciones.

Una vez calculada la red de aguas pluviales, se han de realizar unas comprobaciones que tratan de analizar la erosionabilidad y la autolimpieza del conducto. Para el cálculo de las mismas se emplearán las siguientes ecuaciones:

$$v = \frac{8 \cdot Q}{D^2 \cdot (\theta - \sin \theta)}$$

$$(\theta - \sin \theta)^5 - \theta^2 \cdot \frac{8192}{D^8} \cdot \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}}\right)^3 = 0$$

Donde:

- $\theta \rightarrow$ Ángulo de la superficie mojada en el conducto. Expresado en radianes.

Para la verificación de la red, sí que es necesario discretizar la red en los distintos tramos de tubería dado que en las zonas en las que no se haya recogido mucha agua, la velocidad de la misma será menor pudiendo existir entonces sedimentación y, en la zona donde se recojan todas las aguas, se podrá causar erosionabilidad. De las 10 cuencas, se han verificado únicamente la mitad dado que la otra parte son exactamente iguales. Así pues, la verificación de para los colectores 1-5 y el total de las aguas pluviales es el siguiente:

	Q		T=2		T=25	
	T=2	T=25	θ (rad)	v (m/s)	θ (rad)	v (m/s)
Colector 1	0,00596	0,1528	0,958	0,90	2,261	2,17

Colector 2	0,01192	0,3056	1,167	1,02	2,796	2,63
Colector 3	0,01788	0,4584	1,288	1,16	3,232	2,92
Colector 4	0,02384	0,6112	1,384	1,26	3,656	3,12
Colector 5	0,0298	0,764	1,46	1,35	4,14	3,25

Como se ha mencionado las comprobaciones se han realizado de forma que se garantice la autolimpieza y la no erosionabilidad, correspondientes a los períodos de retorno de 2 y 25 años respectivamente.

Para asegurar estas condiciones se impone que la velocidad del agua ha de ser mayor a 0,9 m/s para el criterio de autolimpieza del conducto mientras que para la no erosionabilidad del mismo se limitan, como máximo, las velocidades a 4 m/s cumpliendo para todos los colectores.

Las dimensiones de las distintas cuencas que recogen los colectores se pueden apreciar en el *Plano 09. Red de Saneamiento*.

2.7. Infraestructuras accesorias.

Se deberán disponer cada 50 metros de pozos de registro que permitan la comunicación de los colectores con el exterior de forma que se puedan llevar a cabo las operaciones de inspección y limpieza.

Además, se deberán disponer de imbornales que recojan el agua que discurra por la superficie. Para ello se ha recurrido al catálogo de la empresa RIUVERT. Se ha escogido el modelo A-20 SUMIDERO AUTOLIMPIANTE con unas dimensiones de 300x300 el cual puede evacuar hasta 4l/s.



3. Red de abastecimiento de agua potable y protección contra incendios.

3.1. Red de agua potable.

Naturalmente en el Puerto de Gandía existe una red de agua potable que busca satisfacer las necesidades de tanto las instalaciones portuarias, (edificios administrativos, muelles...) así como las instalaciones dedicadas al ocio que existen en el Puerto. En el muelle colindante, dedicado a uso comercial, existe actualmente una red de agua potable que consta de dos tuberías de 160 mm cada una las cuales alimentan las necesidades del muelle (tinglados...).

Para el caso estudiado, al no realizarse instalaciones para el almacenamiento de pasajeros, sino que los mismos serán desplazados a sus lugares de destino tras desembarcar del buque, no será necesaria la construcción de una red de agua potable dado que no hay necesidades que solventar.

No obstante, sí será necesaria una red contra incendios la cual se dimensionará a continuación.

3.2. Red contra incendios.

Como se ha indicado en el apartado anterior, el Puerto cuenta con una red de la cual servirá de base para la red contra incendios. Así pues, la red existente se ampliará hasta el nuevo muelle. Si bien es cierto que se calculará la misma para cerciorarse de que, efectivamente, cumple con las exigencias. El cálculo de la red se realizará mediante el programa EPANET.

3.2.1. Descripción de la red.

Al constar una superficie de 1 Ha. (10.000m²) se han de colocar bocas de riego, también llamadas hidrantes los cuales deberán garantizar una presión de, al menos, 10 m.c.a.

Las mismas constan de una válvula o mecanismo de cierre y un racor. La función del racor es servir como sistema de enlace rápido con la manguera, si bien cabe decir que los principales requisitos de seguridad exigidos a los hidrantes se basan en no probabilidad de fallo en momento de accidente.

Por ello mismo se les impone una construcción muy sólida y robusta, además ha de ser incongelable. Esto se logra mediante un cierre hidráulico de, como mínimo, 1 metro de profundidad, y el tramo de tubo comprendido entre el cierre y el racor debe vaciarse automáticamente. Cabe destacar que, para el puerto de Gandía, dada sus condiciones climatológicas, no podrá suceder la posible congelación.

Se emplearán hidrantes de 45 mm con el sistema de acople rápido citado anteriormente que consta de tres dientes de sujeción y enlaza con un giro de 60°.

Actualmente existen dos tipos de hidrantes: el hidrante columna y el tipo empotrado los cuales se muestran en las figuras a continuación:

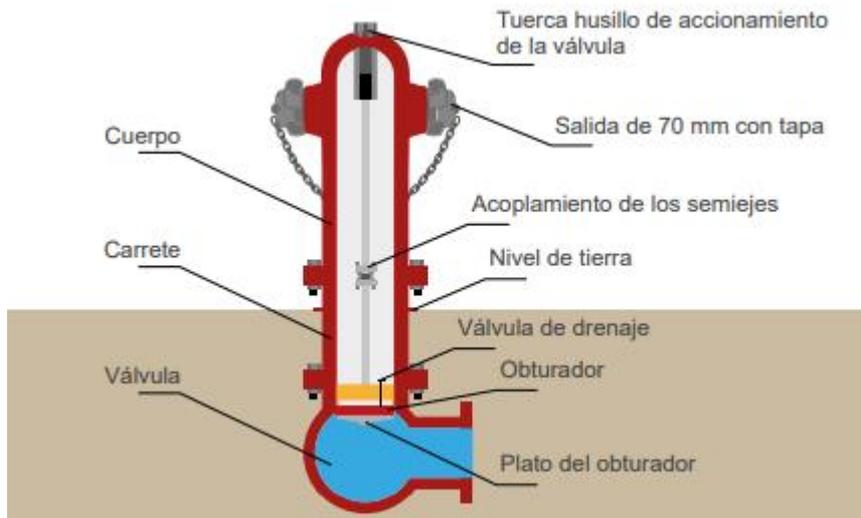


Figura 2. Hidrante columna. (Fuente: Guía para la instalación, uso y mantenimiento de los sistemas de hidrantes exteriores contra incendios. ASEPEYO. 2016)

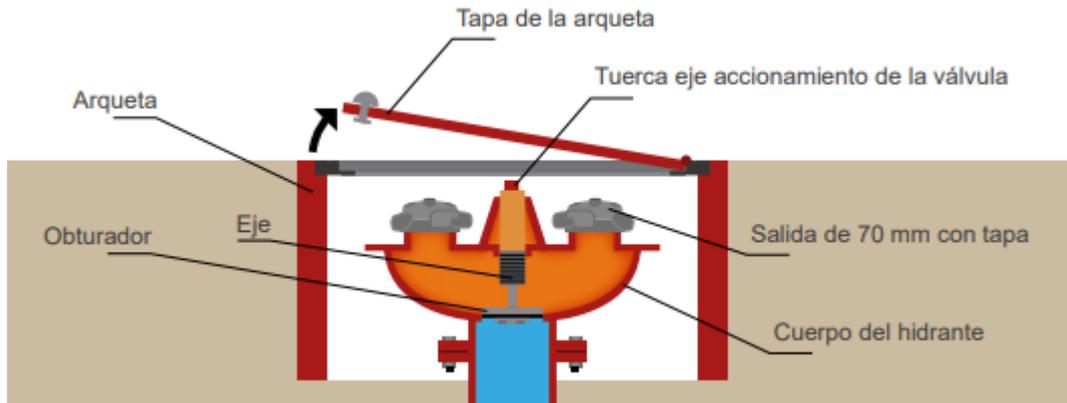


Figura 3. Hidrante empotrado. (Fuente: Guía para la instalación, uso y mantenimiento de los sistemas de hidrantes exteriores contra incendios. ASEPEYO. 2016)

Se escoge como solución el hidrante empotrado dado que el mismo se encuentra embebido en hormigón no causando impacto visual además de ser el más usado en España.

3.2.2 Método de cálculo de la red.

El cálculo de la red se efectuará como cálculo en presión de una tubería. Para ello se deberá conocer el caudal que circula por el conducto.

Lo primero que se debe calcular son las pérdidas de carga que sufre la red por metro lineal de tubería, estas vienen expresadas según la fórmula de Darcy-Weissbach:

$$h_f = f \cdot \frac{L \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} = f \cdot 0,0827 \cdot \frac{Q^2 \cdot L}{D^5}$$

Siendo:

- h_f → Pérdida por carga de fricción en el conducto.
- v → Velocidad media del fluido. Expresada en m/s.
- g → Aceleración de la gravedad. Expresada en m/s².
- D → Diámetro de la tubería. Expresado en m.
- L → Longitud de la tubería. Expresado en m.

➤ f → Factor de fricción calculado mediante la fórmula de Colebrook-White mostrada a continuación.

$$f = -2 \cdot \log \left[\left(\frac{K}{3,71 \cdot D} \right) + \left(\frac{2,51}{R_e \cdot \sqrt{f}} \right) \right]$$

Con:

➤ K → Valor igual a 0,007 para tuberías de poliestileno.

➤ R_e → Número de Reynolds. Adimensional.

$$R_e = \frac{v \cdot D}{\mu}$$

Se utilizará una tubería de polietileno, así pues, se adoptarán los valores mostrados a continuación para el cálculo de la red:

$$\mu = 1,148 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad (a \ 15^\circ)$$

Una vez conocidas pérdidas por fricción que ocurren a lo largo de toda la tubería, se ha de calcular la presión mínima teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

➤ La presión mínima en todos los puntos de la red, al tratarse de una red contra incendios, deberá poseer 10 m.c.a. para posibilitar la carga de vehículos autobomba. Por otro lado, la presión máxima no debe superar los 60 m.c.a.

➤ La presión a la entrada viene impuesta a 40 m.c.a.

➤ Las velocidades en dentro de la tubería deben oscilar entre los 0,5 y los 2,5 m/s aproximadamente. Velocidades mayores podrían generar problemas de resistencia mecánica, mientras que menores, favorecerían el fenómeno de sedimentación en algunos puntos de la red.

La presión de cada tramo se calculará mediante la expresión propuesta por Bernoulli.

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} + h_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + h_2 + \Delta H$$

El caudal que de cálculo que se diseñará es el conforme al “NTP 42: Bocas e hidrantes de incendios. Condiciones de instalación (Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales.1983)”, y el “Código Técnico de la Edificación- Documento Básico- Seguridad contra Incendios (Ministerio de Fomento 2016)”, los hidrantes deberán proveer de un caudal constante de 1.000 l/min equivalente a 120 m³/hora y, como se ha citado anteriormente, una presión mínima de 10 m.c.a.

3.2.3. Cálculo de la red de incendios.

El cálculo de la red se ha realizado mediante el programa EPANET 2.0. en el cual se ha planteado esquema básico de la red que se dimensiona.

Se ha planteado un modelo en el que partiendo de un depósito que proporciona un caudal de agua, se abastecen una tubería de 200 m de longitud con dos hidrantes el primero a los 100 m y el siguiente al finalizar el tramo. Las tuberías se han dimensionado para que proporcionen el caudal de 1m³/min exigido para hidrantes contra incendio.

Se planteaban 2 requisitos:

1. La presión mínima en los hidrantes deberá de ser, como mínimo, de 10 m.c.a.
2. Las velocidades en la tubería deberán oscilar entre los 0,5 y los 2,5 m/s para evitar problemas tanto de sedimentación como de erosión.

Así pues, como se puede observar la figura siguiente, la red dimensionada cumple con ambas características.



Figura 4. Esquema de la red en EPANET 2.0 (Fuente: elaboración propia).

4. Red eléctrica y de alumbrado.

Al igual que ocurre con la red de saneamiento ya existe una red eléctrica en el muelle colindante la cual es suficiente para las necesidades actuales del puerto. Además, la instalación eléctrica que se genere tanto en el nuevo muelle como en los accesos al mismo no distará, en términos de potencia, de la actual, no siendo así necesario el cálculo de una nueva red. En el caso de la red proyectada se opta por un sistema de energía fotovoltaico de forma que se reduzca la dependencia energética del Puerto de Gandía.

Tal y como se indica en la “*Guía Técnica de Aplicación: Eficiencia Energética en Instalaciones de Alumbrado Exterior (Ministerio de Industria, Energía y Turismo. 2013)*”, para la situación de proyecto, la cual se puede asemejar a un aparcamiento o estación de autobuses, se recomiendan las categorías de iluminación CE3/CE4 tal y como se puede apreciar en la Figura adjunta:

Situaciones de proyecto	Tipos de vías	Clase de Alumbrado ^(*)
C1	<ul style="list-style-type: none"> • Carriles bici independientes a lo largo de la calzada, entre ciudades en área abierta y de unión en zonas urbanas Flujo de tráfico de ciclistas	
	Alto Normal	S1 / S2 S3 / S4
D1 - D2	<ul style="list-style-type: none"> • Áreas de aparcamiento en autopistas y autovías. • Aparcamientos en general. • Estaciones de autobuses. Flujo de tráfico de peatones	
	Alto Normal	CE1A / CE2 CE3 / CE4
D3 - D4	<ul style="list-style-type: none"> • Calles residenciales suburbanas con aceras para peatones a lo largo de la calzada • Zonas de velocidad muy limitada Flujo de tráfico de peatones y ciclistas	
	Alto Normal	CE2 / S1 / S2 S3 / S4

^(*) Para todas las situaciones de alumbrado C1-D1-D2-D3 y D4, cuando las zonas próximas sean claras (fondos claros), todas las vías de tráfico verán incrementadas sus exigencias a las de la clase de alumbrado inmediata superior.

Figura 5. Niveles mínimos de iluminación para distintas situaciones de proyecto. (Fuente: “*Guía Técnica de Aplicación: Eficiencia Energética en Instalaciones de Alumbrado Exterior (Ministerio de Industria, Energía y Turismo. 2013)*”)

Estos niveles de iluminación corresponden a unos niveles lumínicos mostrados en la Figura siguiente:

Tabla 9 – Series CE de clase de alumbrado para viales tipos D y E

Clase de Alumbrado (¹)	Iluminancia horizontal	
	Iluminancia Media <i>Em (lux)</i> [mínima mantenida(¹)]	Uniformidad Media <i>Um</i> [mínima]
CE0	50	0,40
CE1	30	0,40
CE1A	25	0,40
CE2	20	0,40
CE3	15	0,40
CE4	10	0,40
CE5	7,5	0,40

(¹) Los niveles de la tabla son valores mínimos en servicio con mantenimiento de la instalación de alumbrado. A fin de mantener dichos niveles de servicio, debe considerarse un factor de mantenimiento () elevado que dependerá de la lámpara adoptada, del tipo de luminaria, grado de contaminación del aire y modalidad de mantenimiento preventivo.

(²) También se aplican en espacios utilizados por peatones y ciclistas.

Figura 6. Requisitos luminosidad para la situación de proyecto. (Fuente: “Guía Técnica de Aplicación: Eficiencia Energética en Instalaciones de Alumbrado Exterior (Ministerio de Industria, Energía y Turismo. 2013))

En el caso del presente *Proyecto*, se colocan farolas solares dobles de 75 W de potencia sobre columnas de acero de aproximadamente 6 metros de altura las cuales serán alimentadas mediante placas fotovoltaicas instaladas en cada una de las mismas. La distancia de separación recomendada estará comprendida entre 4 y 5 veces la altura de la columna. Se estiman espaciadas entre 25 y 30 metros.

4.1. Factor de mantenimiento.

Se tendrá en cuenta que los niveles de iluminación de una instalación de alumbrado público van decayendo con el paso del tiempo por el simple desgaste de los materiales que conforman la red. Por esta razón, será necesario la instalación de una red mayor que la requerida en cuanto a términos de luminosidad se refiere. Este factor, en resumen, es la relación entre la iluminancia media en el plano de trabajo, después de un tiempo de uso y la iluminancia media obtenida en las mismas condiciones el primer día.

Son varios los factores a los cuales se puede deber esta pérdida de luminosidad:

- Tipo de lámpara, depreciación luminosa y supervivencia en el transcurso del tiempo
- Estanqueidad del sistema óptico de la luminaria
- Tipo de cierre de la luminaria



- Mantenimiento del sistema de iluminación
- Contaminación ambiental del entorno

Según la Ley 31/88, el factor de mantenimiento deberá de ser considerado siempre mayor o igual a 0,75 en caso de que la red esté expuesta a la influencia del mar.

Al no escogerse un modelo determinado de lámpara, se adjuntan la forma de cálculo del factor de mantenimiento. De este modo:

$$f_m = FDFL \cdot FSL \cdot FDLU$$

Donde:

- *FDFL* → Factor de depreciación del flujo luminoso

Tipo de lámpara	Período de funcionamiento en horas				
	4.000 h	6.000 h	8.000 h	10.000 h	12.000 h
Sodio alta presión	0,98	0,97	0,94	0,91	0,90
Sodio baja presión	0,98	0,96	0,93	0,90	0,87
Halogenuros metálicos	0,82	0,78	0,76	0,76	0,73
Vapor de mercurio	0,87	0,83	0,80	0,78	0,76
Fluorescente tubular Trifósforo	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91
Fluorescente tubular Halofosfato	0,82	0,78	0,74	0,72	0,71
Fluorescente compacta	0,91	0,88	0,86	0,85	0,84

Figura 7. Factor de depreciación del flujo luminoso. (Fuente: R.D. 1890/2008).

- *FSL* → Factor de supervivencia de la lámpara.

Tipo de lámpara	Período de funcionamiento en horas				
	4.000 h	6.000 h	8.000 h	10.000 h	12.000 h
Sodio alta presión	0,98	0,96	0,94	0,92	0,89
Sodio baja presión	0,92	0,86	0,80	0,74	0,62
Halogenuros metálicos	0,98	0,97	0,94	0,92	0,88
Vapor de mercurio	0,93	0,91	0,87	0,82	0,76
Fluorescente tubular Trifósforo	0,99	0,99	0,99	0,98	0,96
Fluorescente tubular Halofosfato	0,99	0,98	0,93	0,86	0,70
Fluorescente compacta	0,98	0,94	0,90	0,78	0,50

Figura 8. Factor de supervivencia de la lámpara (Fuente: R.D. 1890/2008).

- *FDLU* → Factor de depreciación de la luminaria.



Grado protección sistema óptico	Grado de contaminación	Intervalo de limpieza en años				
		1 año	1,5 años	2 años	2,5 años	3 años
IP 2X	Alto	0,53	0,48	0,45	0,43	0,42
	Medio	0,62	0,58	0,56	0,54	0,53
	Bajo	0,82	0,80	0,79	0,78	0,78
IP 5X	Alto	0,89	0,87	0,84	0,80	0,76
	Medio	0,90	0,88	0,86	0,84	0,82
	Bajo	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88
IP 6X	Alto	0,91	0,90	0,88	0,85	0,83
	Medio	0,92	0,91	0,89	0,88	0,87
	Bajo	0,93	0,92	0,91	0,90	0,90

A los efectos del cálculo del factor de mantenimiento, 1 año equivale a 4.000 h de funcionamiento.

Figura 9. Factor de depreciación de la luminaria (Fuente: R.D. 1890/2008).