

Abril 2024
Diputació de Lleida
SHA256: 3e52358f2e26de0be8b592614015b667



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE URBANIZACIÓN DEL SECTOR SUD-4 'ELS COMELLARETS' EN MONT-ROIG DEL CAMP
CLAVE: 02300 - LOTTE ENERGY MATERIALS SPAIN



Aprovat inicialment per Decret d'alcaldia 2024-6325 de data 18/12/2024.
Document signat electrònicament per la secretaria general en data de la signatura electrònica al marge.

ANEXO 10: HIDROLOGÍA Y RED DE DRENAJE



ÍNDICE

1. ÁMBITO Y OBJETO DEL ANEXO.....	3
2. METODOLOGÍA DE TRABAJO	3
3. HIDROLOGÍA.....	3
3.1 INTRODUCCIÓN.....	3
3.2 ESTIMACIÓN DE LA LLUVIA DE PROYECTO (PD)	4
3.3 HIETOGRAMA DE LLUVIA PARA DOS HORAS.....	4
3.4 CÁLCULO DE CAUDALES DE ESCORRENTÍA (Q).....	5
3.4.1 DETERMINACIÓN DE SUPERFICIES (A).....	5
3.4.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (TC).....	5
3.4.3 INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACIÓN (I_p).....	6
3.4.4 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C).....	6
3.5 CÁLCULO DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN (Q)	6
3.5.1 APORTACIÓN DE AGUAS DE LA CAPA FREÁTICA.....	6
3.5.2 AGUAS DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DEL FIRME Y DE LA PLATAFORMA ADYACENTE A LOS VIALES.....	6
4. RED DE AGUAS PLUVIALES EN URBANIZACIÓN EXTERIOR.....	7
4.1 CRITERIOS DE DISEÑO.....	7
4.2 ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA RED.....	7
4.2.1 COLECTORES.....	7
4.2.2 ZANJAS	7
4.2.3 POZOS DE REGISTRO	8
4.2.4 IMBORNALES.....	8
4.3 MODELIZACIÓN	8
4.3.1 ESCORRENTÍA SUPERFICIAL.....	9
4.3.2 MODELO HIDRÁULICO	9
4.4 DIMENSIONAMIENTO Y COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO	10
4.5 BALSAS DE LAMINACIÓN E INFILTRACIÓN	10
4.6 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL BARRANCO DE RIFA	12



1. ÁMBITO Y OBJETO DEL ANEXO

El objetivo del presente anexo es el diseño y definición de la red de recogida de las aguas de escorrentía pluviales de la Urbanización exterior del sector sud-4 "Els Comellarets" en Mont-Roig del Camp", así como su dimensionado.

El sistema de drenaje del presente proyecto constructivo se compone de una red de saneamiento de aguas pluviales que transcurre por la vialidad proyectada y que permite recoger las aguas de escorrentía de los propios viales de la urbanización exterior y de las parcelas correspondientes durante un episodio de lluvia (red urbana).

Para la caracterización pluviométrica e hidrológica del ámbito de proyecto y para el predimensionamiento de los elementos de drenaje necesarios, se han tenido en cuenta las siguientes normativas:

- Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial (Ministerio de Fomento), de marzo de 2016.
- "Recomendaciones técnicas para los estudios de inundabilidad de ámbito local", de la Agencia Catalana del Agua (ACA), de marzo de 2003.
- "Recomendaciones técnicas para el diseño de infraestructuras que interfieren con el espacio fluvial", de la Agencia Catalana del Agua (ACA), de junio de 2006.

2. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para el dimensionado de la red urbana se ha elaborado un modelo de simulación hidrológico e hidráulico del ámbito de estudio. Este modelo permite simular los fenómenos reales del proceso de lluvia –escorrentía superficial– propagación por los colectores (caudales de aguas de lluvia). La modelización se lleva a cabo según la situación futura en la que se considera que todo el desarrollo urbanístico se encuentra consolidado. El resultado de la simulación permite dimensionar la red de aguas pluviales del polígono.

Para el dimensionado del drenaje longitudinal, la red está formada por elementos lineales (cunetas, colectores, drenes, bajantes etc.), y elementos puntuales (desagües, imbormales, etc.). En los primeros resulta determinante el rozamiento con las paredes del cauce o conducto, y se aplicará para su cálculo la fórmula de Manning-Strickler. A los segundos se aplicarán expresiones específicas para cada caso. Una vez definidas las aportaciones que inciden a los pericones y cunetas, se puede evaluar el caudal que circulará por cada uno de los elementos de la red de drenaje. El valor obtenido será el caudal de cálculo con el que dimensionar cada cuneta, embornal, bajante o colector.

3. HIDROLOGÍA

3.1 INTRODUCCIÓN

Los datos hidrológicos hacen referencia a los datos geográficos y climáticos de la zona ámbito de estudio. Es, esencialmente, la definición de las cuencas, el historial de lluvia y las condiciones físicas de las cuencas. Con estos datos se obtienen los caudales que en la simulación se introducen en la red y que la solicitan.

La lluvia junto con las características de las cuencas (superficie y capacidad de retención de la escorrentía) han proporcionado los caudales de lluvia de entrada a la red.

El estudio hidrológico de cuencas urbanas presenta una serie de particularidades derivadas del hecho urbano. En primer lugar, las dimensiones de las cuencas son mucho más pequeñas que las correspondientes a los ríos. Los tiempos de concentración se medirán en minutos (no en horas ni en días) y por esta razón, la cuenca urbana será sensible a efectos de lluvia muy intensas y que duren pocos minutos.

Como dato de partida, dado que en la zona no existen series de datos de lluvia en intervalos inferiores a un día, se analiza el comportamiento de las curvas IDF (Intensidad - Duración - Frecuencia) incluidas en la Instrucción de Carreteras, 5.2.I.C. donde la I_d es la intensidad media diaria en mm/h, $P_{24h,0.001}/24$, y el cociente I_d/I_0 la relación entre intensidad horaria e intensidad media diaria, que depende de la ubicación geográfica.

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - P^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Si se trabaja esta expresión, podemos llegar a una relación entre la lluvia caída en una duración D , y la caída en 24 horas, P_D / P_{24h} de manera que:

$$\frac{P_D}{P_{24h}} = \frac{D}{24} \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - P^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Aplicando esta relación para una determinada lluvia media diaria para un periodo de retorno en concreto se puede obtener una curva IDF.

El cociente I_d/I_0 es característico de la zona de estudio y en Cataluña se puede considerar un valor medio de 11, de acuerdo con la Instrucción 5.2-IC, tal como se puede observar en la siguiente figura 1.

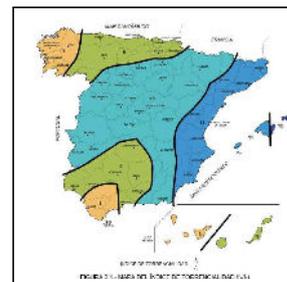


Figura 1. Valores del cociente I_d/I_0



Sabiendo que $I_0 = P_d/24$, la intensidad de precipitación para una duración efectiva de la lluvia igual al tiempo de concentración se puede calcular con la siguiente expresión:

$$I_D = \frac{P_d}{24} \cdot \left(11\right)^{\left(\frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{28^{0,1} - 1}\right)}$$

El método utilizado para la obtención del hietograma de diseño de las aguas pluviales es el método de los bloques alternados (Chow et al., 1994) aplicado a la curva IDF obtenida. Esta lluvia proyecto se aplica sobre un modelo de cuencas de captación para modelizar la evolución en el tiempo durante un periodo de lluvia determinado de una red de colectores.

3.2 ESTIMACIÓN DE LA LLUVIA DE PROYECTO (Pd)

A partir del libro "Delimitación de zonas inundables para la redacción del INUNCAT" editado por la Agencia Catalana del Agua en Junio 2001, se obtiene la precipitación máxima diaria con un periodo de retorno de 10 años, que es el periodo de retorno habitual utilizado en cuencas urbanas en Cataluña.

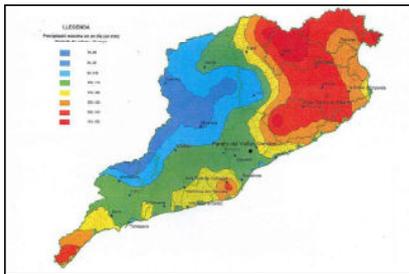


Figura 2. Precipitación máxima diaria (en mm)

Se estima mediante la figura 2 que en Montroig del Camp el valor de la precipitación máxima diaria anual es de $P_d = 101$ mm por un periodo de retorno de 10 años.

Periodo de retorno	Precipitación diaria máxima P_d (mm)
10 años	101

Para abordar el cálculo de caudales para cada una de las cuencas de drenaje longitudinal en la Vía colectora, también se adopta un valor de precipitación máxima de 101 mm/día, correspondiente a un periodo de retorno de 10 años.

3.3 HIETOGRAMA DE LLUVIA PARA DOS HORAS

A continuación se realiza el cálculo para la definición del hietograma de lluvia para una lluvia de 2 horas de duración, a partir de la precipitación diaria máxima calculada anteriormente.

A partir de la expresión anteriormente citada y variando la duración de la tormenta se puede obtener la curva IDF con la que se obtendrá el hietograma de diseño:

$$I = \frac{P_d}{24} \cdot \left(11\right)^{\left(\frac{28^{0,1} - T^{0,1}}{28^{0,1} - 1}\right)}$$

De esta manera se obtiene la siguiente curva IDF:

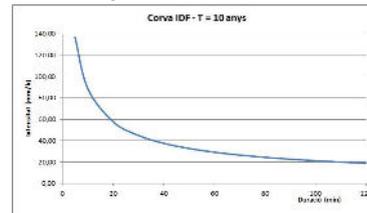


Figura 3. Curva IDF para la tormenta de diseño.

A partir de esta gráfica se puede calcular un hietograma para cada periodo de retorno mediante el método de los bloques alternados, obteniendo el siguiente resultado:

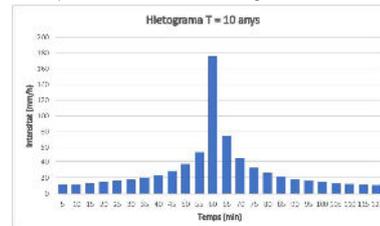


Figura 4. Hietograma de la tormenta de diseño.
Tabla 1. Tormenta de diseño T=10 años



Estas gráficas serán las lluvias de diseño que se introducirán en el modelo con el fin de dimensionar la red de aguas pluviales de la urbanización exterior.

COMPROBACIÓN VERTIDO A O.C EXISTENTE:

Cómo paso previo al cálculo, se ha realizado una comprobación de los caudales que llegan actualmente a la OC existente, y se ha concluido, que con la nueva solución propuesta, se reduce aproximadamente en un 42% el caudal máximo de vertido respecto del caudal generado por la superficie total de la parcela.

Descripción	Q (caudal máximo en m³/s)
Caudal vertido s/superficie total parcela	7,95 m³/s
Caudal vertido s/superficie nuevas actuaciones	4,65 m³/s
Variación respecto al caudal vertido previo a las nuevas actuaciones	3,3 m³/s 42% %

3.4 CÁLCULO DE CAUDALES DE ESCORRENTÍA (Q)

Para calcular los caudales de diseño que vierten a cada uno de los elementos de la red de drenaje longitudinal de la Vía colectora se ha utilizado el método racional. El método racional calcula el caudal máximo de escorrentía superficial de una lluvia de intensidad I que cae sobre una cuenca con una superficie S, que empieza de manera instantánea y es constante durante un tiempo mínimo igual al tiempo de concentración de la cuenca t_c .

La expresión del método racional que permite obtener el caudal máximo, correspondiente a un periodo de retorno, en el punto de salida de la cuenca es la siguiente:

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

Donde:

- Q = Caudal máximo anual correspondiente al periodo de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca (m³/s)
- I (T, t_c) = Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno T, para una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración t_c de la cuenca (mm/h)
- C = Coeficiente de escorrentía de la cuenca (adimensional)
- A = Área de la cuenca o superficie considerada (Km²)
- K_t = Coeficiente de uniformidad a la distribución temporal de la precipitación (adim).
En las cuencas donde el tiempo de concentración es inferior a 0,25 h, K_t=1.

Las cuencas heterogéneas se han dividido en áreas parciales, cuyos coeficientes de escorrentía se han calculado por separado.

En los colectores, el caudal de referencia será el que se aporta a su inicio desde otros elementos de la red de drenaje más el caudal de infiltración a través del firme (calculado en el apartado 3.5.2).

3.4.1 DETERMINACIÓN DE SUPERFICIES (A)

Todas y cada una de las superficies de escorrentía que asoman a las cunetas, pozos, bajantes y boneras de la carretera están definidas en las plantas anexas.

Las superficies de pavimento, márgenes de los taludes y terrenos adyacentes a la carretera, se han determinado a partir de la topografía, las rasantes del trazado y de sus peraltes transversales.

Respecto a su ubicación se han distinguido dos tipos de cuencas:

- Márgenes de los viales: Situadas en las zonas adyacentes al vial norte. Son cuencas de flujo difuso.
- Plataforma de los viales: Son cuencas de flujo difuso, con áreas de menor tamaño y tiempo de concentración.

3.4.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (TC)

Es el tiempo que tarda una gota de agua desde que cae al punto más alejado de la cuenca hasta alcanzar el punto donde se desea conocer el caudal.

Para el cálculo del tiempo de concentración en el caso de cuencas principales a las que predomine el tiempo de recorrido del flujo canalizado por una red de cauces definidos, la Instrucción 5.2-IC propone la siguiente expresión:

$$t_c = 0,3 * (L/J)^{0,76}$$

Donde:

- t_c = Tiempo de concentración (horas)
- L = Longitud del cauce principal (Km)
- J = Su pendiente media (m/m)

Si el tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno es relativamente apreciable, como es el caso de la plataforma de los viales y de la mayoría de los márgenes que asoman, la fórmula anterior no resulta aplicable. En este caso de flujo difuso se aplican las indicaciones que se proporcionan a la Instrucción 5.2-IC para cuencas secundarias, de acuerdo con la tabla 2.2 de la Instrucción.



3.4.3 INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACIÓN (I_t)

La intensidad media horaria de lluvia (I_t) por la duración t (igual al tiempo de concentración) se obtiene de la expresión:

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

Donde:

I_d = intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado (mm/h). Es igual a Pd/24 donde Pd es la precipitación diaria por el período de retorno deseado. El período de retorno considerado es de 10 años, por lo que, de acuerdo con el apartado 3.2 del presente anexo, la precipitación en 24 horas (P_d) es 101 mm. Por lo tanto, $I_d = \frac{Pd}{24} = \frac{101}{24} = 4,21$ mm/h

t = tiempo de concentración (horas)

I₁/I_d = obtenido de la Figura 1 del apartado 3.1 del presente anexo (Figura 2.4 de la Instrucción 5.2-IC) y con valor para el proyecto de 11.

3.4.4 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)

El cálculo del coeficiente de escorrentía se realiza mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

P_o = umbral de escorrentía

P_d = precipitación total diaria correspondiente al período de retorno T

P_o es un indicador de la cantidad de agua que puede retener un suelo antes de comenzar la escorrentía. Se expresa en mm y se obtiene de acuerdo con la tabla 2.3 de la Instrucción 5.2-IC en función del grupo de suelo y del uso de la tierra.

El valor de P_o de la citada tabla se multiplica por un coeficiente corrector que refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de las avenidas significativas, e incluye una mayoración (del orden del 100%) para evitar sobrevaloraciones del caudal de referencia debido a ciertas simplificaciones del tratamiento estadístico del método hidrometeorológico. Por la zona de proyecto tomamos un valor de 1,3.

En el siguiente cuadro viene resumida la estimación del umbral de escorrentía P_o, y los valores obtenidos por los coeficientes de escorrentía (con Pd = 101 mm):

Uso de la tierra	P _o	C
Pavimentos de hormigón y bituminosos	1	1
Terraplenes y desmontes	9	0,70
Terrenos adyacentes	17	0,49
Masas forestales (bosques, montaña baja, etc.)	39	0,22
Adoquinados	1,5	0,97
Jardines	20	0,44
Áreas residenciales	10	0,67
Áreas industriales	5	0,85

3.5 CÁLCULO DE CAUDALES DE INFILTRACIÓN (Q)

3.5.1 APORTACIÓN DE AGUAS DE LA CAPA FREÁTICA

Cualquier tipo de agua subterránea que pueda alcanzar la estructura del firme o sus proximidades, debe ser controlada mediante cunetones laterales de la carretera, con la profundidad necesaria para que el nivel freático bajo el firme quede limitado cuando menos 0,6 m por debajo de la explanada de apoyo en su punto más desfavorable.

Según indica el estudio geológico-geotécnico, no estamos en zonas donde el nivel freático afecte al firme y por eso este estudio queda fuera del ámbito de nuestro proyecto.

3.5.2 AGUAS DE INFILTRACIÓN A TRAVÉS DEL FIRME Y DE LA PLATAFORMA ADYACENTE A LOS VIALES

La infiltración del agua a través del firme es un fenómeno complejo que depende de numerosos factores, entre los que se encuentran, la permeabilidad total del pavimento, su nivel de conservación, su regularidad, pendiente, intensidad de lluvia, duración de la lluvia, etc.

La infiltración del agua a través de la estructura del firme resulta determinante sobre la capacidad portante de las diferentes capas. Para ello se ha previsto su evacuación mediante colectores drenantes.

Las permeabilidades de las mezclas asfálticas por firmes bituminosos, después de ser utilizados por el tráfico, están en el rango de K=10-9 cm/s. Esto significa una permeabilidad muy baja a través de la estructura, lo que indica que la mayor parte del agua que habitualmente se encuentra en la capa acondicionar penetrará a través de grietas, juntas y otras discontinuidades del firme, siendo más alto su valor cuando más cerca esté el firme del estado límite de agotamiento. El valor de la filtración de una grieta es fruto de estimaciones experimentales, adoptándose un valor medio de 0,01 m³/hora/m de grieta.

La ecuación que determina el caudal de infiltración por firmes próximos a su estado límite de agotamiento, es la siguiente:



$$Q = m \cdot q \cdot (N + 1 + W / 12)$$

Donde:

- Q = Caudal de infiltración del firme en m³/hora/m de longitud de calzada.
- m = Coeficiente adimensional del estado del firme en situación previa al agotamiento (valores entre 0,2 y 1).
- q = Filtración media en m³/hora/m de grieta (valor experimental de 0,01).
- N = Número de carriles.
- W = Anchura del carril en m.

Esta ecuación con m=1, valor que puede considerarse como más desfavorable, responde a una junta de construcción longitudinal transformada en fisura en cada carril y una fisura transversal cada 12 m, caso habitual en firmes bituminosos.

En un tramo de carretera de dos carriles tendremos, según la expresión anterior:

$$Q = 1 \cdot 0,01 \cdot (2 + 1 + 3,5 / 12) = 0,0329 \text{ m}^3/\text{hora}/\text{m} = 0,009143 \text{ l/s}/\text{m}$$

4. RED DE AGUAS PLUVIALES EN URBANIZACIÓN EXTERIOR

4.1 CRITERIOS DE DISEÑO

Se han considerado los siguientes criterios de diseño:

- El predimensionamiento de la red de aguas pluviales se realizará con el criterio de 10 años de periodo de retorno.
- La precipitación máxima diaria para este periodo de retorno será de 101 mm.
- Las velocidades de funcionamiento para los colectores de la red irán comprendidas entre 0,6 m/s y 2,6 m/s, con el fin de evitar problemas de sedimentaciones y erosiones del material respectivamente.
- La distancia máxima adoptada entre pozos en urb. exterior será de 40 -50m
- La distancia máxima adoptada entre imbornales en urb. exterior será de 20 m
- Los colectores serán de PEAD. El diámetro mínimo de la red principal (red de vialidad) a utilizar será DN315 mm, mientras que las conexiones entre imbornales y de imbornal hacia la red principal será también DN250 mm.
- Las pendientes mínimas de los colectores serán de 0,5%.
- El coeficiente de rugosidad de Manning adoptado por los tubos de PEAD es de 0,009.
- La red de aguas pluviales proyectada en urbanización exterior tiene un punto de evacuación de las aguas que se conducen hacia la obra de drenaje existente bajo la AP-7.
- En la zona verde de la urbanización exterior, se han proyectado tres balsas, una de retención y otras dos de infiltración, que retendrá el agua y la irá infiltrando en el propio

terreno mediante un lecho de gravas, estas balsas estarán diseñadas para que puedan adaptarse de manera natural al ecosistema del entorno.

4.2 ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA RED

4.2.1 COLECTORES

Se utilizarán conductos de PEAD de doble capa corrugado por fuera y liso por dentro, con resistencia SN-8, necesaria para soportar las cargas de tráfico, del terreno y los efectos de impactos. Los diámetros previstos para estos colectores son: DN250, DN315, DN400, DN500, DN630, DN800, DN1000 y DN1200. Por cuestiones de mantenimiento los colectores de DN250 se usarán únicamente para las acometidas de los imbornales a la red de aguas pluviales.

Los colectores dispondrán de todas las piezas especiales para la correcta conexión de las tuberías, las juntas en uniones serán tipo elástico y la conexión con los pozos de registro se realizará a través de juntas pasamuros elásticas de arena adherida. Los puntos de conexión de las acometidas a la conducción principal en los casos en los que no se puedan conectar directamente al pozo de registro, se realizarán mediante accesorios de PEAD, injerto tipo "Click".

Las pendientes máximas y mínimas de los colectores serán tales que en todo el tramo la velocidad del agua esté dentro de los límites establecidos para evitar sedimentaciones (0,5m/s) y el desgaste excesivo del conducto (6m/s), excepto en casos puntuales convenientemente justificados.

Los colectores de la red tendrán un recubrimiento mínimo de 0,80m siempre que sea posible. En los casos que no sea posible y el recubrimiento sea inferior a 1m se sustituirá el relleno granular de las zanjas por hormigón en masa HM-20.

4.2.2 ZANJAS

Para la apertura de las zanjas se tendrá en cuenta el tipo de terreno existente, así como las recomendaciones para la entibación que se indiquen en el estudio Geotécnico. El talud de la zanja propuesta es 1H:3V, no obstante, será necesaria la verificación de la estabilidad de los taludes propuestos en el momento de la realización de las obras.

En función del colector a disponer y de la profundidad de la zanja se distinguen diferentes tipologías de zanjas:

Zanjas para colectores de PEAD y altura menor o igual a 5m y superior a 0,7m. Una vez abierta la zanja y compactado su fondo, los colectores se colocarán sobre un lecho de arena de río de 10-20cm de espesor y se recubrirá con el mismo material hasta 30cm por encima de la clave del colector. El resto de la zanja se rellenará con suelo procedente de la excavación con ausencia de granulometría de gran tamaño, compactándose al 95% del Proctor Modificado. Zanjas para colectores de PEAD y altura menor a 0,7m



En este caso las zanjas tendrán las mismas características que las descritas en el párrafo anterior, pero se sustituirá el relleno granular de las zanjas por hormigón en masa HM-20.

Zanjas para acometidas de imbornales

Para las acometidas de los imbornales, en las que se utilizarán tuberías de PEAD de DN250, el relleno de la zanja será hormigonado hasta 10cm de la generatriz del tubo.

4.2.3 POZOS DE REGISTRO

Los pozos de registro estarán formados por anillos de hormigón prefabricado de 120cm de diámetro interior, unidos entre sí y colocados sobre una base de hormigón HM-20. Las tapas y cercos serán Clase resistente D-400 (40Tr). Las tapas serán abatibles y articuladas y tendrán junta de elastómero para el correcto asentamiento de la tapa al marco, el cierre de la tapa será con dispositivo de cierre. El diámetro mínimo de la tapa será de 60cm.

Todos los pozos de registro llevarán anclados en la pared unos pates prefabricados de polipropileno colocados a 30cm de separación unos de otros con el objetivo de facilitar el descenso a los mismo. La ubicación y detalle de cada uno de los diferentes tipos de pozo se definen en el documento planos adjunto al proyecto.

En el documento planos se definen las diferentes cotas de las rasantes y la profundidad de la generatriz inferior.

4.2.4 IMBORNALES

Los imbornales a instalar serán horizontales de tipo no sífónico y con arenero, con reja de fundición dúctil dentro de la normativa UNE-EN 124 y del reglamento AENOR RP00.23 de clase resistente de D-400 y marco individual para cada reja asegurándose la ausencia de ruido entre la unión reja-marco. La caja del imbornal será de hormigón prefabricado HM-20 con dimensiones de sección adecuadas para la colocación de la reja y profundidad de hasta 80cm. Los imbornales se conectarán de forma directa a los pozos definidos.

4.3 MODELIZACIÓN

El modelo de gestión de aguas pluviales a utilizar será Autodesk® Storm and Sanitary Analysis (SSA), este es un modelo numérico que permite simular el comportamiento hidrológico-hidráulico de un sistema de drenaje urbano, tanto en términos de cantidad de agua como en la calidad de la misma.

SSA es un modelo de simulación basado en fenómenos físicos, que utiliza una solución discreta en el tiempo del fenómeno. En la formulación utiliza los principios de conservación de la masa, de la energía y de la cantidad de movimiento siempre que es posible. Existen diferentes métodos utilizados por el software para modelar tanto la cantidad como la calidad de la escorrentía derivada de la lluvia a lo largo de los siguientes procesos físicos:

- Escorrentía superficial
- Infiltración
- Aguas subterráneas
- Deshielo de nieve
- Comportamiento hidráulico del sistema
- Inundaciones en la superficie del terreno
- Comportamiento y evolución de la calidad del agua

DESCRIPCIÓN MATEMÁTICA DEL MOVIMIENTO

El movimiento del agua en la naturaleza presenta, normalmente, una variación del caudal de paso con el tiempo, en particular, en los episodios de lluvias en medio urbano, que son objeto de estudio, o en situaciones derivadas de la explotación de elementos de la red (depósitos de retención, estaciones de bombeo con caudales variables). De esta manera, el tipo general de movimiento que se produce será el denominado No Permanente o No Estacionario, también llamado Gradualmente. A partir de este punto, si deseamos realizar con la mayor fidelidad posible el análisis del flujo a nuestra red, deberíamos adoptar la aproximación del movimiento no permanente. Las hipótesis básicas de las que partimos para describir el movimiento no permanente son las siguientes:

El flujo se asume como de tipo unidimensional. Sólo tenemos en cuenta la velocidad del agua en la dirección de la alineación del conducto y no se consideran las componentes en las otras direcciones del espacio. Dadas las dimensiones de los conductos de alcantarillado, esta hipótesis es claramente asumible.

La pendiente de los colectores de estudio se supone que es reducida, de manera que si el valor del ángulo de la pendiente es θ , podemos aceptar $\cos \theta \approx 1$, del mismo modo que $\theta \approx \sin \theta \approx \tan \theta$. Se acepta una distribución uniforme de velocidad en cada sección, despreciando las variaciones transversales de velocidad dentro de la misma.

Supongamos que la curvatura de la lámina de agua es reducida, así, en el seno del fluido aceptamos la existencia de una distribución hidrostática de presiones.

Las pérdidas de energía se representan con las mismas expresiones de régimen permanente. A partir de estas hipótesis principales, se aplican los principios físicos de conservación de la masa o ecuación de continuidad, y la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento (equilibrio de fuerzas actuantes). Como resultado de su aplicación, las ecuaciones de conservación de la masa y de conservación de la cantidad de movimiento adoptan la siguiente expresión, por un conducto de sección constante:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{b} \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (1)$$



$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I_o - I_f) = 0 \quad (2)$$

donde v , es la velocidad media del agua en la sección, y el nivel de agua (calado) en esta sección. A es la sección transversal del conducto ocupada por el flujo, b el ancho superficial del agua, g la aceleración de la gravedad, la pendiente de la solera del conducto, la pendiente de la línea de energía, x la abscisa a lo largo del conducto y t el tiempo. I_o , I_f

Si se expresan en términos de variable caudal, sección del conducto (Q, A) podemos escribir:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + v \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + v \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA I_f + gA h_L = 0 \quad (4)$$

donde Q , es el caudal, A , sección transversal del flujo en el conducto, H , cota del agua al pu de registro, suma de cota de fondo más calado, y es la contribución de las pérdidas localizadas de carga por unidad de longitud en el conducto. h_L

Las ecuaciones matemáticas anteriores representan, en el caso de la ecuación de continuidad que el balance entre lo que entra y sale, en un volumen de control, es igual a la variación de almacenamiento de agua, y la ecuación de conservación de cantidad de movimiento expresa el balance entre todas las fuerzas actuantes. En este último caso podemos indicar:

$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x}$ Fuerzas de inercia sobre el agua en movimiento (aceleraciones local y convectiva).

$\frac{\partial y}{\partial x}$ Fuerzas de presión debidas a los diferentes niveles de agua entre zonas de la masa del fluido.

I_o Pendiente del lecho de agua, expresión de la influencia de las fuerzas gravitatorias.

I_f Pendiente motriz (pérdida de energía por unidad de peso y por unidad de longitud) expresión de las fuerzas de disipación de energía por fricción, turbulencia, etc.

Estas ecuaciones deducidas por A.J.C. Barré de Saint-Venant en 1871, no tienen solución analítica, así pues, su tratamiento debe abordarse mediante métodos numéricos. Técnicas bien conocidas como los métodos de diferencias finitas, volúmenes finitos, elementos finitos o el método de las características (Streeter y Wylie, 1979) se pueden utilizar en su resolución. El uso de un método u otro producirá resultados casi iguales, así pues, no se suele reconocer un procedimiento como muy superior a los demás, si bien en los últimos años los desarrollos numéricos más habituales utilizan el método de los volúmenes finitos con un esquema explícito de integración numérica (Bladé, 2005).

La formulación del régimen no permanente engloba todas las descripciones de movimiento en lámina libre, y en concreto las de movimiento permanente. Si por ejemplo, de la ecuación

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{I_o - I_f}{1 - Fr^2} + \frac{\frac{\partial y}{\partial t} Fr^2 - 1}{1 - Fr^2} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (5)$$

Si el movimiento fuera permanente, las variaciones respecto del tiempo, tanto del calado como de la velocidad, serían nulas, así, el comportamiento podría describirse con el primer término de la derecha de la ecuación (5), que resulta ser la expresión de la curva de rabo. En la medida en que los términos del segundo miembro de la ecuación sean importantes (variaciones temporales de calado y velocidad) las diferencias entre el cálculo con una u otra expresión serán más significativas.

Las ecuaciones de Saint Venant representan como decíamos antes el caso más general de movimiento, pero antiguamente la dificultad de resolución, junto a la necesidad de disponer de mucha más información sobre la red y sobre el proceso de transformación lluvia-escorrenría, hizo que se utilizaran métodos de cálculo hidráulico más sencillos. Si bien suponen un avance respecto a los métodos de diseño que consideran flujo permanente, aún no tienen en cuenta todos los términos de la ecuación de equilibrio dinámico. La solución será un resultado en flujo no permanente, pero tan solo una aproximación al comportamiento descrito por las expresiones (1) y (2). Estas aproximaciones pueden ser consultadas en alguna de las referencias (Gómez, 1988, 1992). Hoy en día las razones que impulsaban al uso de modelos simplificados, el menor tiempo de cálculo por ordenador, han desaparecido ante los incrementos de capacidad de cálculo, así pues, a continuación se describen los tres modelos hidráulicos de transporte que resuelven el régimen no permanente de forma completa.

4.3.1 ESCORRENTRÍA SUPERFICIAL

El software tiene en cuenta varios procesos hidrológicos que producen y afectan a la escorrenría en las zonas urbanas, como pueden ser:

- Precipitaciones variables en el tiempo
- Evaporación de las aguas superficiales estancadas
- Absorción y deshielo de la nieve
- Infiltración de la lluvia en capas de suelo insaturado
- Percolación de agua infiltrada en las capas freáticas

La variabilidad espacial en todos estos procesos se consigue dividiendo un área de estudio en una colección de subcuencas más pequeñas y homogéneas, cada una con su fracción de subáreas permeables e impermeables.

4.3.2 MODELO HIDRÁULICO

SSA contiene un conjunto de capacidades de modelado hidráulico utilizadas para ayudar al seguimiento de la escorrenría y entradas externas a través de la red del sistema de drenaje de



tuberías, canales, elementos de almacenamiento o de tratamiento, así como estructuras de derivación.

El sistema puede simular simultáneamente redes de drenaje duales por separado que convergen en algún punto, y su capacidad de entrada.

Calcula rápidamente la cantidad de flujo de agua pluvial que se intercepta por la red y la cantidad que se desvía y se encamina hacia otras entradas aguas abajo.

El modelado de las redes hidráulicas se realiza mediante la Onda Cinemática o Métodos hidrodinámicos (es decir, ecuación de Saint Venant).

4.3.2.1 MODELO DE LA ONDA CINEMÁTICA (Kinematic Wave).

Este modelo hidráulico de transporte resuelve la ecuación de continuidad y una forma simplificada de la ecuación de cantidad de movimiento en cada una de las conducciones. Esta última requiere que la pendiente de la superficie libre del agua, sea igual a la pendiente de fondo del conducto.

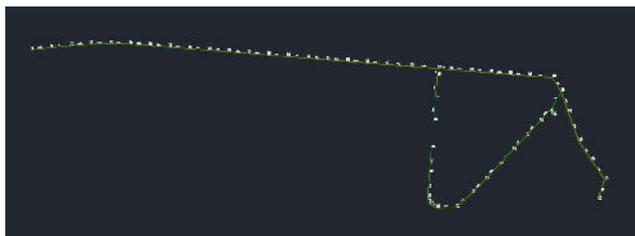
El caudal máximo que puede fluir por el interior de un conducto es el caudal a tubo lleno determinado por la ecuación de Manning. Cualquier exceso de caudal sobre este valor en el nudo de entrada del conducto se pierde el sistema o bien puede permanecer estancado en la parte superior del nudo de entrada y entrar posteriormente al sistema cuando la capacidad del conducto lo permita.

El modelo de la Onda Cinemática, permite que tanto el caudal como el área varíen tanto espacial como temporalmente en el interior del conducto. Esto origina una cierta atenuación y retraso a los hidrogramas de salida respecto a los caudales de entrada a los conductos. No obstante, este modelo de transporte no puede considerar efectos como el resalte hidráulico, las pérdidas en las entradas o salidas de los pozos de registro, el flujo inverso o el flujo presurizado. Su aplicación está restringida únicamente a redes ramificadas. Como práctica general, puede mantener una estabilidad numérica adecuada con incrementos de tiempo de cálculo relativamente grandes del orden de 15 minutos. Si algunos de los efectos especiales mencionados anteriormente no se presentan al sistema o no son significativamente importantes, el modelo de la Onda Cinemática es una alternativa suficientemente precisa y eficiente para el modelo de transporte con tiempos de simulación largos. 5 a

4.4 DIMENSIONAMIENTO Y COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO

En las siguientes tablas se muestran las cotas de los pozos y colectores, así como los diámetros resultantes del dimensionado de la red principal de aguas pluviales.

Subcuencas	ÁREA (m ²)	Hectarea (ha)	C	i (mm/h)	Q (m ³ /s)	Qcum (m ³ /s)	DN mín colector (mm)	Dinterior mm	Velocidad	Tirante normal	% tubo
C.A. 1+	15.18421	1,52	1	147,08	0,346374357		600	0,600	7,00	0,35	58,8%
C.A. 2+	14.95054	1,49	1	147,08	0,275041442	0,621415799	600	0,600	2,33	0,42	52,5%
C.A. 3+	15.98529	1,50	1	147,08	0,336098845	0,957514645	800	0,800	2,54	0,55	68,8%
C.A. 4+	17.22920	1,72	1	147,08	0,337606105	1,295121749	800	0,900	7,24	0,61	67,8%
C.A. 5+	17.37524	1,74	1	147,08	0,337606728	1,632728477	1000	1,000	2,91	0,65	66,6%
C.A. 6+	17.922.74	1,79	1	147,08	0,333515143	1,978897816	1000	1,000	3,00	0,75	75,8%
C.A. 7+	18.269.60	1,83	1	147,08	0,339969962	2,258867779	1200	1,200	3,20	0,72	59,8%
C.A. 8+	18.516.64	1,85	1	147,08	0,343023003	2,601690782	1200	1,200	3,36	0,79	61,6%
C.A. 9+	18.963.33	1,90	1	147,08	0,349414244	2,951105226	1200	1,200	3,37	0,80	66,7%
C.A. 10+	18.107.03	1,81	1	147,08	0,333629363	3,284757987	1200	1,200	3,40	0,80	66,7%
C.A. 11+	8.421.00	0,84	1	147,08	0,188833809	3,704621376	1200	1,200	1,61	0,86	66,7%
C.A. 12+	6.971.00	0,69	1	147,08	0,131486435	4,037097811	600	0,600	1,90	0,34	57,5%
C.A. 13+	10.838.63	1,08	1	147,08	0,311034232	4,348132023	800	0,800	2,33	0,42	52,5%
C.A. 14+	10.500.00	1,05	1	147,08	0,309936846	4,650404869					
C.A. 15+	210.988.21	21,09	1	147,08	4,658968869		1200	1,200	3,75	0,80	66,7%



4.5 BALSAS DE LAMINACIÓN E INFILTRACIÓN

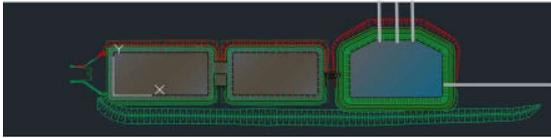
En el marco de la estrategia de gestión de aguas pluviales, se proyecta la construcción de balsas de laminación permanentes para controlar el caudal de aguas pluviales y de riego en eventos extremos, a la vez que se promueve la biodiversidad mediante la creación de zonas húmedas. Este documento detalla las características técnicas, los cálculos de capacidad y los fundamentos de diseño necesarios para garantizar su correcto funcionamiento y sostenibilidad.

EL objetivo principal de las balsas es el siguiente:

- Control Hidráulico: Regular los picos de caudal durante episodios de lluvia intensa, evitando inundaciones aguas abajo.
- Mejora Ambiental: Favorecer la creación de hábitats mediante zonas húmedas alrededor de las balsas.
- Mejora de la Calidad del Agua: Facilitar la sedimentación de sólidos en suspensión y retener contaminantes.
- Contribución a la Sostenibilidad: Promover la recarga natural de los acuíferos mediante infiltración controlada.

La balsa actúa como un tanque regulador, laminando los picos de caudal generados por eventos intensos.



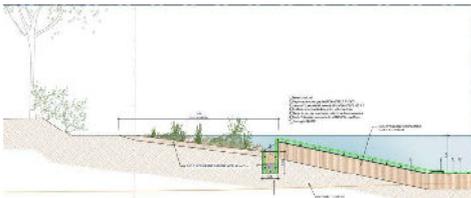


La balsa está diseñada para recibir los caudales de aguas pluviales procedentes de la parcela IND1, los cuales serán tratados previamente mediante separadores de hidrocarburos. Además, recibirá los caudales de aguas fecales provenientes de la parcela IND2, que también serán tratadas previamente en la EDAR que se ha dispuesto para estos fines. Estas aguas serán almacenadas en una balsa permanente, que contará con un sistema de impermeabilización de alta calidad para garantizar la estanqueidad y evitar infiltraciones no deseadas. La impermeabilización se realizará con una geomembrana homogénea de policloruro de vinilo plastificado (PVC-P), reforzada con fieltro de poliéster no tejido de hilo continuo, con un espesor de 1,5 mm, densidad de 1240 kg/m³, resistencia a punzonamiento (CBR) de 3,1 kN y resistencia al desgarro superior a 150 kN/m. Este sistema se instalará sobre un geotextil no tejido sintético de polipropileno, con resistencia a tracción longitudinal de 22,0 kN/m, resistencia a tracción transversal de 25,0 kN/m, y una masa superficial de 300 g/m², asegurando una protección adecuada contra daños mecánicos.

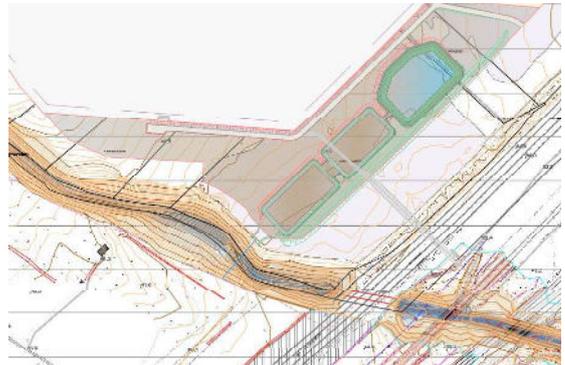
El proceso de instalación incluirá la limpieza previa de la superficie de soporte, el replanteo y corte del material, la colocación del geotextil protector y la instalación de la geomembrana con solapes, sin adherir al soporte, resolviendo las uniones mediante termosoldadura. La balsa operará con un nivel máximo de agua de 38,50 m, que coincide con el fondo de los colectores de entrada. En este punto, el agua será decantada mediante un aliviadero superior de 3 m de ancho hacia una segunda balsa de infiltración.

Funcionamiento y capacidad de infiltración de la balsa

La balsa de infiltración acumulará el agua hasta una altura máxima de 1,20 m. Una vez alcanzado este nivel, el excedente será conducido a una tercera balsa de laminación e infiltración mediante un canal de 12 m de ancho. Esta última balsa contará con un sistema de drenaje compuesto por un aliviadero superior que permitirá el vertido directo al barranco de Rifá y un colector de menor diámetro (DN800) ubicado 50 cm por encima del fondo, garantizando un drenaje permanente. Además, dispondrá de un canal aliviadero con ancho variable, entre 29 m y 10 m, que conectará con el barranco en situaciones de caudales extremos.



ANEXO 10. HIDROLOGÍA Y RED DE DRENAJE



Con una capacidad de almacenamiento de **11.420,64 m³**, las balsas de laminación están diseñadas para captar y gestionar caudales derivados de lluvias intensas o de aportaciones procedentes de las parcelas conectadas al sistema. Durante un período de 24 horas, las características del suelo y el diseño de las superficies de infiltración permiten infiltrar aproximadamente **5865,6 m³**, lo que equivale al **51,4% del volumen total almacenado**. Este dato indica que la mitad del agua retenida puede ser gestionada de forma natural a través de la infiltración al terreno en un día completo, contribuyendo a la recarga de los acuíferos subyacentes y a la sostenibilidad del sistema hídrico.

El tiempo necesario para infiltrar completamente el volumen total almacenado en las balsas se estima en **46,7 horas**, lo que implica que en eventos consecutivos de lluvias intensas, el sistema puede requerir más de dos días para vaciar completamente el agua acumulada mediante infiltración. Esta duración depende directamente del coeficiente de permeabilidad promedio del suelo, el cual, en este caso, es de 10^{-5} m/s , correspondiente a arenas y gravas con matriz limosa, y de las superficies efectivas de infiltración combinadas de ambas balsas, que suman **5223 m²**.

Gestión del Caudal Excedente

Cuando el volumen de agua acumulado excede la capacidad de almacenamiento e infiltración o el tiempo de vaciado natural no es suficiente debido a eventos de lluvia sucesivos o caudales extremos, el diseño incluye sistemas de aliviadero que garantizan la seguridad hidráulica y la continuidad del flujo. Estos sistemas gestionan el agua excedente vertiéndola mediante aliviaderos al barranco.

Con una intensidad de lluvia de **83,09 mm/h** durante un período de 2 horas, el sistema de balsas puede gestionar aproximadamente **47,8% del volumen total aportado por la lluvia**, mientras que el resto, un caudal promedio de **1,81 m³/s**, será evacuado al barranco de Rifá a través del aliviadero superior y los canales diseñados para estos fines.



4.6 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL BARRANCO DE RIFÀ

El análisis hidráulico tiene como objetivo garantizar que el barranco de Rifà tenga la capacidad suficiente para gestionar el caudal proyectado de 4,11 m³/s, generado por las redes pluviales diseñadas en el proyecto. Este análisis incluye la verificación de las condiciones hidráulicas del barranco, considerando tanto la capacidad de su sección transversal como la velocidad de flujo, para prevenir riesgos de desbordamiento y erosión en sus márgenes. Asimismo, se evaluará el impacto del aporte del caudal proyectado en la dinámica hidrológica del barranco, integrando los datos hidrológicos y parámetros de diseño establecidos para la red de drenaje.

El diseño de la red pluvial ha sido dimensionado conforme al método racional modificado, considerando un periodo de retorno de 10 años y una precipitación máxima diaria de 67,05 mm. La red principal consta de colectores de hasta DN1200 mm, pendientes mínimas del 0,5% conectados a pozos prefabricados de hormigón y una capacidad de captación mediante imbomales distribuidos cada 20 m. Previo al vertido a las balsas que laminan al barranco, estas aguas pluviales (de viales), son tratadas mediante separadores de hidrocarburos y posteriormente pasan las balsas de laminación e infiltración previo a su vertido al barranco.

Datos de partida:

- **Intensidad de la tormenta:** $I=83.09$ mm/h
- **Área de la cuenca:** $A=187,650$ m²
- **Coefficiente de escorrentía:** $C=0.95C$ (considerando un alto grado de impermeabilización).
- **Factor de uniformidad:** $K_t=1K_{t,t} = 1K_t=1$ (sin correcciones temporales).

El caudal proyectado resultante es:

$$Q = I \cdot A \cdot C \cdot K_t = 4.11 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Este valor representa el flujo máximo que la red pluvial descargará hacia el barranco, considerando eventos de diseño con un periodo de retorno asociado.

Capacidad hidráulica del barranco:

El análisis de la capacidad del barranco se realizó considerando una sección trapezoidal con las siguientes características:

- **Base inferior:** 41 m.
- **Base superior:** 61 m.
- **Altura:** 3 m.
- **Pendiente longitudinal:** $S=0.01$ m/m (1%).
- **Coefficiente de rugosidad de Manning:** $n=0.035n$, correspondiente a un cauce natural.

El caudal calculado con estas dimensiones es:

$$Q_{\text{barranco}} = 551.40 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Para el caudal proyectado ($Q=4.11$ m³/s)

Área de la sección trapezoidal: $A=153$ m²

$$A = \frac{\text{Base inferior} + \text{Base superior}}{2} \cdot \text{Altura}$$

$$A = \frac{41 + 61}{2} \cdot 3 = 153 \text{ m}^2$$

Velocidad: $V=4.11/153=0.027$ m/s.

En este análisis se ha considerado la situación más desfavorable, excluyendo la capacidad de laminación de las tres balsas y la capacidad de infiltración de dos de ellas. Aun así, la sección del barranco demuestra una capacidad hidráulica significativamente superior al caudal proyectado, garantizando su capacidad para manejar el flujo sin riesgo de desbordamiento.

