



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Estudio de soluciones y propuesta de solución para la
gestión de aguas pluviales en la Ciudad de la Justicia de
Madrid (Lote 1)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Esquivá Ferrández, Andrea

Tutor/a: Castro Bugallo, María Carmen

CURSO ACADÉMICO: 2025/2026



ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES Y DIMENSIONAMIENTO DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA

APLICACIÓN A LA OBRA DE LA CIUDAD DE LA JUSTICIA (LOTE 1)
DE MADRID

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

CURSO 2025-2026

MÁSTER DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALENCIA

Autora: Andrea Esquiva Ferrández

Tutor de la universidad: María Carmen Castro Bugallo

Tutor de la empresa: Alberto Portela Romero



RESUMEN

El presente Trabajo Fin de Máster analiza la gestión de las aguas pluviales generadas en el ámbito del Lote 1 de la Ciudad de la Justicia de Madrid, situada en Valdebebas, en un entorno urbano de elevada ocupación edificatoria y con importantes condicionantes de conexión a la red municipal de saneamiento. La urbanización del complejo implica un incremento significativo de superficies impermeables, lo que genera mayores caudales punta de escorrentía y exige una solución que permita compatibilizar el desarrollo proyectado con la capacidad hidráulica disponible en los colectores existentes.

El objetivo principal del trabajo es estudiar distintas alternativas de drenaje, seleccionar la solución más adecuada desde el punto de vista técnico, hidráulico, constructivo y funcional, y desarrollar su dimensionamiento preliminar. Para ello, se realiza en primer lugar un estudio hidrológico de las cuencas de aportación, diferenciando una acometida norte, con una superficie tributaria de 35.775,48 m², y una acometida sur, con 5.704,41 m². Mediante el método racional, para un periodo de retorno de 10 años, un tiempo de concentración adoptado de 10 minutos, una intensidad de cálculo de 58,5 mm/h y coeficientes de escorrentía ponderados de 0,822 y 0,901, se obtienen caudales punta de 0,481 m³/s para la acometida norte y 0,084 m³/s para la acometida sur.

Posteriormente se desarrolla un análisis multicriterio de alternativas, considerando la no actuación, la implantación de un tanque de tormentas y la incorporación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. Los resultados muestran que, para la acometida norte, la solución más adecuada es la implantación de un tanque de tormentas subterráneo, mientras que para la acometida sur se considera viable la conexión directa a la red existente. La solución adoptada para la cuenca norte consiste en un depósito de laminación fuera de línea, ubicado en la planta -2 del complejo, destinado a limitar el vertido a la red municipal al 17 % del caudal punta.

El tanque se predimensiona con una planta rectangular de 30,00 m × 11,00 m, una altura interior total de 2,00 m y un calado útil de almacenamiento de 1,10 m, proporcionando un volumen útil aproximado de 363 m³. La evacuación se realiza mediante un sistema de bombeo 2+1, con bombas sumergibles de 49 L/s de caudal nominal y 11 kW de potencia unitaria, reguladas para no superar el caudal máximo autorizado de 81,8 L/s. Finalmente, se plantea una solución constructiva mediante hormigón armado HA-30 ejecutado in situ, un presupuesto de ejecución material estimado en 181.815 € y una propuesta de

mantenimiento preventivo, predictivo y correctivo orientada a garantizar la funcionalidad, seguridad y durabilidad de la infraestructura.

ÍNDICE

Resumen.....	1
Índice de tablas	6
Índice de figuras	7
1. Introducción	9
1.1. Antecedentes.....	9
1.2. Localización	10
1.3. Alcance.....	12
1.4. Objetivos.....	14
2. Estudio Hidrológico.....	15
2.1. Estudio de cuenca	15
2.1.1. Red de drenaje existente.....	15
2.1.2. Pluviometría.....	19
2.1.3. Implantación arquitectónica y propuesta de saneamiento	20
2.1.4. Análisis hidrológico y cálculo de caudal de avenida	23
3. Estudio de soluciones	38
3.1. Definición de Alternativas	38
3.1.1. Alternativa 0	38
3.1.2. Alternativa 1. Implantación de un tanque de tormentas subterráneo en el ámbito del Lote 1, aprovechando el túnel existente en planta -2	38
3.1.3. Alternativa 2. Implantación de SUDS y evacuación por gravedad hacia la red municipal	39
3.2. Análisis de Alternativas.....	39
3.2.1. Descripción general de la metodología de análisis.....	39
3.2.2. Determinación de los criterios de valoración	41
3.2.3. Obtención de indicadores.....	44
3.2.4. Validación de criterios mediante juicio experto.....	46
3.2.5. Análisis multicriterio	52

3.2.6.	Conclusiones y selección de la solución	57
4.	Dimensionamiento del tanque de tormentas para evacuación de las aguas pluviales de la cuenca norte	59
4.1.	Descripción general de un tanque de tormentas	59
4.1.1.	Clasificación de los tanques de tormentas.....	60
4.2.	Estudio Hidrológico	63
4.3.	Estudio hidráulico y dimensionamiento a nivel de prediseño	65
4.3.1.	Determinación del caudal punta (Q_p)	67
4.3.2.	Determinación del volumen de almacenamiento	68
4.3.3.	Definición geométrica del tanque	69
4.3.4.	Sistema de Bombeo.....	74
4.4.	Descripción del proceso constructivo	80
4.4.1.	Justificación de la tipología constructiva	80
4.4.2.	Justificación de las características del hormigón armado a usar.....	83
4.4.3.	Propuesta de predimensionamiento del armado	88
4.4.4.	Proceso constructivo del tanque de tormentas	90
4.5.	Cuadro de mediciones.....	92
4.5.1.	Estructura de hormigón armado	93
4.5.2.	Impermeabilización y juntas	93
4.5.3.	Instalaciones hidráulicas	94
4.5.4.	Sistema de bombeo	94
4.5.5.	Instalación eléctrica y automatización	95
4.5.6.	Accesos, ventilación y seguridad.....	96
4.5.7.	Puesta en servicio y pruebas	96
4.6.	Presupuesto de ejecución material	97
4.7.	Propuesta de mantenimiento del tanque de tormentas	101
4.7.1.	Estrategia general de Mantenimiento	102
4.7.2.	Elementos objeto de mantenimiento.....	103

4.7.3.	Calendario propuesto de mantenimiento	107
4.7.4.	Indicadores de explotación	108
4.7.5.	Medios humanos y materiales necesarios	109
4.7.6.	Registro documental y control de la explotación	110
4.7.7.	Criterios de mantenimiento preventivo, predictivo y correctivo	111
5.	Conclusiones	113
6.	Bibliografía	116

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Catastro tuberías existente zona de proyecto. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia.	16
Tabla 2. Análisis hidráulico tuberías existentes. Fuente: Elaboración propia.	19
Tabla 3. Valores típicos de Coeficientes De Escorrentía. Fuente: Guía Básica de Diseño de Sistemas de Gestión Sostenible de Aguas Pluviales en Zonas Verdes y otros Espacios Libres.	35
Tabla 4. Valores de áreas superficiales por cobertura de suelo en Ciudad de la Justicia. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia	36
Tabla 5. Cálculo del caudal de escorrentía para T10. Fuente: Elaboración propia	37
Tabla 6. Criterios para el análisis de alternativas multicriterio	43
Tabla 7. Escala empleada en análisis multicriterio. Fuente: elaboración propia	45
Tabla 8. Indicadores para el análisis de alternativas multicriterio	45
Tabla 9. Escala análisis multicriterio. Fuente: elaboración propia	47
Tabla 10. Respuestas comité de expertos. Fuente: elaboración propia	49
Tabla 11. Resultados estadísticos	50
Tabla 12. Pesos de los criterios. Fuente: elaboración propia	51
Tabla 13. Valoraciones individuales asignados por los expertos. Fuente: elaboración propia	53
Tabla 14. Resultados estadísticos de los criterios. Fuente: elaboración propia	54

Tabla 15. Resultados tras el análisis multicriterio ponderado (Acometida Norte). Fuente: elaboración propia.....	55
Tabla 16. Puntuación final (Acometida Norte). Fuente: elaboración propia	55
Tabla 17. Valoraciones individuales asignadas por los expertos (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia.....	56
Tabla 18. Resultados estadísticos de los criterios (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia	56
Tabla 19. Resultados tras el análisis multicriterio ponderado (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia.....	57
Tabla 20. Puntuación final (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia	57
Tabla 21. Comparativa técnica entre soluciones prefabricadas e in situ. Fuente: Elaboración propia	82
Tabla 22. Tabla resumen con las particularidades del hormigón	86
Tabla 23. Cuadro de mediciones. Estructura de hormigón armado	93
Tabla 24. Cuadro de mediciones. Impermeabilización y juntas.....	94
Tabla 25. Cuadro de mediciones. Instalaciones hidráulicas	94
Tabla 26. Cuadro de mediciones. Sistema de bombeo	95
Tabla 27. Cuadro de mediciones. Instalación eléctrica y automatización.....	95
Tabla 28. Cuadro de mediciones. Accesos, ventilación y seguridad	96
Tabla 29. Cuadro de mediciones. Puesta en servicio y pruebas.	96
Tabla 30. Calendario propuesto de mantenimiento del tanque de tormentas.....	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ficha catastral de la Ciudad de la Justicia. Fuente: Ministerio de Hacienda.....	11
Figura 2. Distribución de la red de saneamiento pública de la zona de actuación. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia	15
Figura 3. Plano topográfico Lote 1 Ciudad de la Justicia. Elaboración: proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia	18

Figura 4. Ubicación estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia.	19
Figura 5. Plano arquitectónico de la superficie a drenar (planta baja). Fuente: Proyecto constructivo de la Ciudad de la Justicia.	20
Figura 6. Superficie de captación zona norte (verde), de zona sur (azul) y conexiones a red municipal. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia	22
Figura 7. Vista en planta y alzado de la ubicación del túnel existente y del tanque laminación. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia	23
Figura 8. Plano acotado para el cálculo del tiempo de concentración. Fuente: elaboración propia	28
Figura 9. Índice de torrencialidad ($I1/I_d$), en España. Fuente: Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial.....	31
Figura 10. Curva IDF de Valencia empleada como escenario conservador de contraste .	32
Figura 11. Planta con clasificación de tipos de superficie por cobertura Ciudad de la Justicia. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia	35
Figura 12. Diagrama de conexión para tanque de laminación.	67
Figura 13. Esquema tipo del tanque de laminación. Fuente: elaboración propia.....	73
Figura 14. Disposición de armaduras.....	89

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

El desarrollo de los sistemas de saneamiento urbano ha estado marcado por las prioridades sociales, sanitarias y técnicas de cada época. Durante buena parte del siglo XX, las redes de alcantarillado se diseñaron principalmente para evitar inundaciones, proteger la salud pública y mejorar las condiciones higiénicas de los cauces receptores. Esto llevó a soluciones puntuales y ampliaciones parciales de las redes existentes, normalmente sin una visión global del sistema. Además, las limitaciones económicas condicionaron tanto la construcción de nuevas infraestructuras como su operación y mantenimiento.

En las últimas décadas, el marco normativo, la conciencia ambiental y el conocimiento técnico han evolucionado de forma notable. Como resultado, muchas prácticas antes aceptadas han quedado obsoletas. Hoy en día, el diseño del saneamiento urbano se orienta a proteger la salud pública y los ecosistemas acuáticos, incorporando una visión integral que contempla tanto el funcionamiento en tiempo seco como el comportamiento hidráulico durante la lluvia.

La comprensión actual del saneamiento urbano reconoce la estrecha relación entre las redes de drenaje y las masas de agua receptoras. Esta interacción depende del tipo de sistema, unitario o separativo, y del régimen hidráulico asociado. En los sistemas unitarios, donde las aguas residuales y pluviales circulan juntas, los episodios de lluvia pueden generar aumentos de caudal que superen la capacidad de la red o de las estaciones depuradoras. Cuando esto ocurre, el exceso se evacua mediante desbordamientos (DSU), produciendo vertidos directos al medio receptor.

A comienzos del siglo XXI, diversos estudios evidenciaron la elevada carga contaminante asociada a estos desbordamientos. En España, el Programa PROMEDSU (2002) confirmó que estos vertidos pueden contener concentraciones significativas de contaminantes y generar impactos relevantes en los ecosistemas acuáticos. A ello se suma la contaminación procedente de las escorrentías urbanas en redes separativas, que en algunos casos presentan niveles de sólidos, materia orgánica o metales pesados comparables a los de las aguas residuales.

Los impactos del drenaje urbano sobre el medio receptor pueden agruparse en tres grandes categorías:

- Las escorrentías contaminadas en redes pluviales separativas,
- los desbordamientos de redes unitarias,
- y las alteraciones en el funcionamiento de las estaciones depuradoras durante episodios de lluvia, cuando los aumentos bruscos de caudal reducen temporalmente la eficiencia del tratamiento.

Ante este escenario, los estudios modernos de drenaje urbano adoptan un enfoque integrado que considera el sistema como un conjunto de elementos interrelacionados. De aquí surge el concepto de saneamiento integrado, especialmente relevante en redes unitarias. Dentro de estas estrategias destacan las infraestructuras de regulación hidráulica, como los tanques de tormenta, que almacenan temporalmente parte del volumen generado durante la lluvia, reduciendo los vertidos y mejorando la gestión de los caudales.

En España, la implantación de tanques de tormenta comenzó a finales de los años ochenta y se ha intensificado en los últimos años como parte de las mejoras en los sistemas de saneamiento urbano. Hoy son una solución habitual en entornos urbanos complejos, complementando otras estrategias como las Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (SUDS), orientadas a gestionar el agua de lluvia y reducir sus impactos ambientales.

En este contexto se enmarca el presente TFM, centrado en el análisis del drenaje de aguas pluviales asociado al desarrollo de la Ciudad de la Justicia de Madrid, donde el elevado grado de urbanización previsto exige una planificación hidráulica adecuada que garantice la correcta evacuación y regulación de los caudales generados durante los episodios de lluvia.

1.2. LOCALIZACIÓN

El ámbito del TFM se localiza en la parcela situada en la Avenida Manuel Fraga Iribarne nº 10, correspondiente a la parcela 6 del desarrollo urbano de Valdebebas, en el noreste de Madrid. Su superficie catastral es de 132.606 m², aunque, descontando el área ocupada por el intercambiador de transportes actualmente en construcción, la superficie efectiva de actuación se reduce a unos 107.357 m².

Esta parcela forma parte del nuevo desarrollo de Valdebebas, una de las principales áreas de expansión de la ciudad. Se encuentra próxima al Aeropuerto Adolfo Suárez Madrid-Barajas y rodeada por importantes infraestructuras viarias como la R-2, la M-11, la M-12 y la M-40. Su ubicación marca el límite sur del área residencial del barrio y actúa como transición hacia la Ciudad Deportiva del Real Madrid y el recinto ferial de IFEMA.

Los límites de la parcela son:

- Norte: Avenida de José Antonio Corrales
- Sur: Avenida de las Fuerzas Armadas
- Este: Avenida de Manuel Fraga Iribarne
- Oeste: Intercambiador de transportes

La referencia catastral es 8118602VK4881G0001UZ (Figura 1).

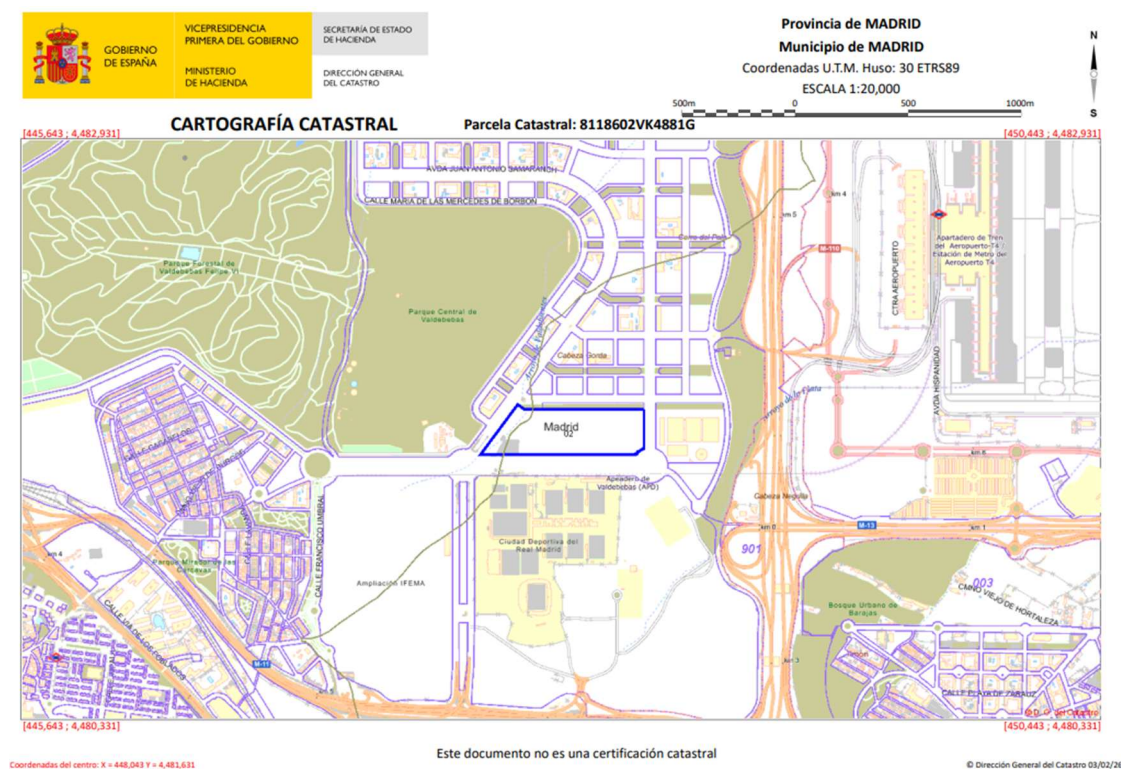


Figura 1. Ficha catastral de la Ciudad de la Justicia. Fuente: Ministerio de Hacienda

En este emplazamiento se proyecta la Ciudad de la Justicia de Madrid, un gran complejo judicial destinado a concentrar en un único ámbito la mayoría de los órganos jurisdiccionales y servicios asociados de la Comunidad de Madrid. El proyecto responde a la necesidad de superar la dispersión actual de sedes judiciales, que genera ineficiencias, problemas de coordinación y dificultades de accesibilidad.

Una vez finalizado, el complejo será el mayor campus judicial de Europa, con más de 430.000 m² construidos y capacidad para reunir alrededor de 26 sedes judiciales hoy distribuidas por la ciudad. Se estima que atenderá diariamente a más de 30.000 usuarios entre profesionales, personal administrativo y ciudadanía.

La ejecución del proyecto se organiza en varios lotes.

- Lote 1: incluye el aparcamiento público, los edificios judiciales principales y los servicios administrativos polivalentes, con 153.942,50 m² edificables.
- Lote 2: integra juzgados de distintas competencias, fiscalías, aparcamientos restringidos, archivos y dependencias de seguridad, alcanzando 317.831,23 m² construidos.

En total, la superficie construida asciende a 471.773,73 m², de los cuales 284.280,92 m² se sitúan sobre rasante. El conjunto incorpora edificios judiciales, servicios administrativos, aparcamientos y áreas auxiliares, integrándose en el tejido urbano del nuevo barrio y garantizando la funcionalidad del complejo.

1.3. ALCANCE

El alcance del presente Trabajo Fin de Máster se centra en el estudio, análisis y definición de una solución técnica para la gestión de las aguas pluviales generadas en el ámbito de la Ciudad de la Justicia de Madrid, concretamente en el Lote 1 del complejo. El trabajo comprende el análisis de la problemática hidráulica derivada de la urbanización del entorno, la evaluación comparativa de distintas alternativas de drenaje y el dimensionamiento preliminar de la solución finalmente seleccionada: un tanque de tormentas enterrado integrado en la planta subterránea del aparcamiento.

Dentro del alcance del proyecto se incluye el estudio de las condiciones urbanísticas e hidráulicas del ámbito de actuación, considerando la influencia del incremento de superficies impermeables sobre el comportamiento hidrológico de la parcela y sobre la red de saneamiento existente. Asimismo, se desarrolla una evaluación técnica de distintas estrategias de gestión de escorrentías, incluyendo la no actuación, la implantación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) y la construcción de un tanque de tormentas, valorando criterios hidráulicos, funcionales, constructivos y ambientales.

El trabajo aborda el dimensionamiento hidráulico básico del tanque de tormentas, definiendo su volumen útil de almacenamiento, geometría aproximada, disposición general y funcionamiento hidráulico orientado a la laminación de caudales. También se incluye una definición conceptual de los principales elementos asociados a la infraestructura, como el sistema de bombeo, conducciones, válvulas, elementos de alivio y sistema de control necesario para garantizar la evacuación regulada de las aguas almacenadas.

De igual forma, el TFM contempla una propuesta estructural básica para el depósito enterrado, considerando su ejecución mediante hormigón armado in situ y analizando los criterios generales de resistencia, durabilidad y compatibilidad con su implantación bajo rasante dentro del aparcamiento. El alcance incluye además una descripción general del proceso constructivo previsto, así como una propuesta de mantenimiento preventivo y explotación orientada a asegurar la funcionalidad y durabilidad de la infraestructura durante su vida útil.

No obstante, el trabajo no desarrolla el proyecto constructivo completo ni la ingeniería de detalle de todas las instalaciones asociadas. Por tanto, quedan fuera de su alcance aspectos como el cálculo estructural detallado conforme a normativa completa de ejecución, el dimensionamiento definitivo de armaduras, el diseño electromecánico completo de las bombas y cuadros eléctricos, los estudios geotécnicos específicos, la modelización hidráulica avanzada mediante software dinámico, los estudios económicos detallados de explotación y mantenimiento, así como la redacción de documentación administrativa necesaria para licitación y construcción.

Tampoco se contempla el desarrollo integral de soluciones SUDS a escala urbana ni el análisis completo del comportamiento hidráulico del conjunto de la Ciudad de la Justicia, limitándose el estudio al ámbito concreto del Lote 1 y a la solución principal de regulación mediante tanque de tormentas. Las posibles actuaciones complementarias basadas en drenaje sostenible se plantean únicamente como líneas futuras de mejora y apoyo a la infraestructura principal.

En consecuencia, el alcance del TFM debe entenderse como un estudio técnico de viabilidad y definición preliminar de una infraestructura de regulación de aguas pluviales, cuyo objetivo es justificar la idoneidad de la solución adoptada y establecer las bases técnicas necesarias para un posterior desarrollo constructivo detallado.

1.4. OBJETIVOS

El objeto del presente Trabajo Fin de Máster (TFM) es el análisis de distintas alternativas para la gestión de las escorrentías pluviales generadas por el desarrollo de la Ciudad de la Justicia de Madrid, con el fin de seleccionar la solución más adecuada desde el punto de vista técnico, hidráulico y de integración con el sistema de saneamiento existente.

El estudio se centra en evaluar diferentes estrategias de evacuación y regulación de los caudales de lluvia generados en el ámbito de actuación, considerando su viabilidad hidráulica, su compatibilidad con la red municipal de saneamiento y el cumplimiento de los criterios establecidos por la normativa vigente y por el organismo gestor del sistema, el Canal de Isabel II.

Para ello, se plantean y analizan tres alternativas principales de actuación:

- Alternativa 0: no actuación, que consiste en evacuar las escorrentías generadas por el ámbito directamente hacia la red de saneamiento existente sin la implantación de nuevas infraestructuras de regulación.
- Alternativa 1: implantación de un tanque de tormentas subterráneo en el ámbito del Lote 1, aprovechando el túnel existente en planta -2, con el objetivo de laminar los caudales generados durante los episodios de lluvia y reducir los picos de descarga hacia la red de saneamiento.
- Alternativa 2: implantación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) que permitan gestionar el agua de lluvia en origen mediante procesos de retención, infiltración o almacenamiento temporal antes de su evacuación.

A partir del análisis comparativo de estas alternativas se seleccionará la solución más adecuada para las condiciones del proyecto. Una vez definida la alternativa óptima, se procederá a su definición técnica y dimensionamiento hidráulico, justificando su capacidad para gestionar los caudales generados durante los episodios de precipitación y garantizando su correcta integración en el sistema de drenaje urbano existente.

2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1. ESTUDIO DE CUENCA

2.1.1. RED DE DRENAJE EXISTENTE

La red de alcantarillado existente en el entorno de la Ciudad de la Justicia está configurada como un sistema unitario, en el que las aguas residuales y las aguas pluviales son conducidas conjuntamente a través de una red de colectores principales y ramales secundarios. Esta infraestructura discurre por las principales vías del ámbito de estudio, entre las que se incluyen la Avenida de las Fuerzas Armadas, la Avenida Manuel Fraga, la Avenida Juan Antonio Samaranch y la Avenida de José Antonio Corrales, así como por diversos viales secundarios y glorietas que completan la red de drenaje del sector (Figura 2).

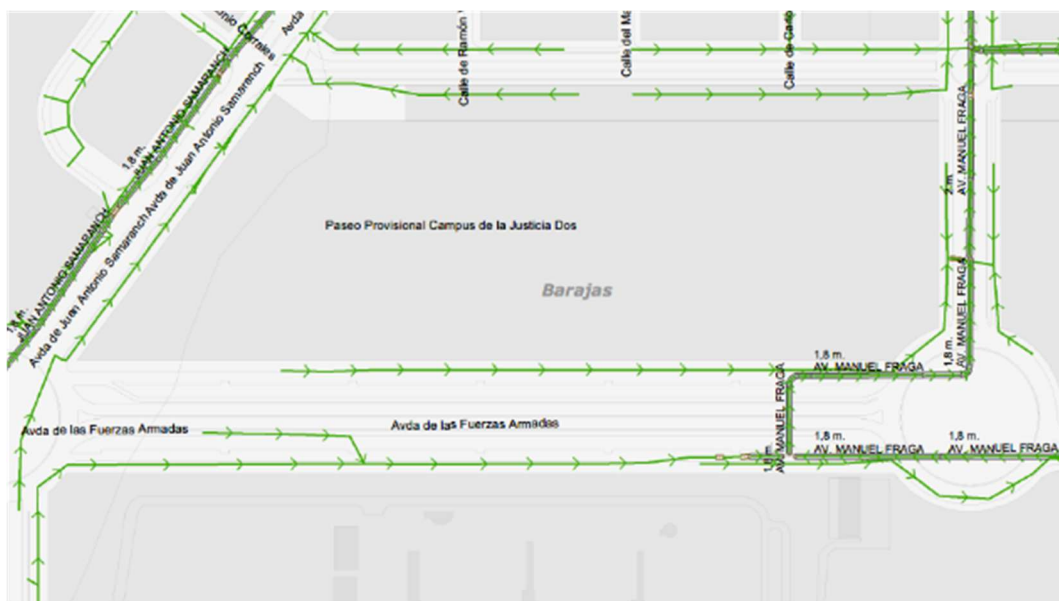


Figura 2. Distribución de la red de saneamiento público de la zona de actuación. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia

La red de drenaje se estructura mediante colectores principales de gran capacidad, con diámetros de hasta 1,80 m y 2,00 m en determinados tramos, que discurren bajo las principales vías del ámbito, como la avenida Juan Antonio Samaranch y la avenida Manuel Fraga. Estos colectores reciben las aportaciones de una red de ramales secundarios, con diámetros comprendidos entre 0,40 m y 0,80 m, encargados de recoger las escorrentías y aguas residuales procedentes de las calles perpendiculares y de las zonas interiores del campus.

La interconexión entre los distintos colectores y ramales se realiza mediante pozos de registro, identificados en la cartografía con códigos específicos (por ejemplo, P.54BO-750 y P.54BO-761), que permiten el acceso a la red para las labores de inspección, limpieza y mantenimiento.

Las conducciones presentan cotas de implantación comprendidas aproximadamente entre los 2 m y los 12 m de profundidad respecto a la rasante, adaptándose a la topografía del terreno y garantizando el funcionamiento del sistema por gravedad.

La red existente ha sido diseñada para dar servicio tanto a las edificaciones previstas en el campus como a sus espacios libres, integrándose en la ordenación viaria y facilitando la ejecución de futuras acometidas y las labores de explotación y conservación mediante la disposición de los pozos de registro y arquetas existentes.

En la Tabla 1 se recoge la información más relevante de los colectores situados en el entorno de la zona de actuación, incluyendo su código de identificación, la profundidad de los pozos de registro y los diámetros de las conducciones de entrada y salida asociadas a cada uno de ellos.

Tabla 1. Catastro tuberías existente zona de proyecto. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia.

Avenida	Código	H	Diam. Entr. (m)	Diam. Sal. (m)
Av. Fuerzas Armadas	P.54BO-151	4,59	0,6	0,6
	P.54BO-152	4,05	0,5	0,6
	P.54BO-153	3,99	0,5	0,5
	P.54BO-154	4	0,5	0,5
	P.54BO-746	3,96	0,5	0,5
	P.54BO-747	3,94	0,4	0,5
	P.54BO-748	3,92	0,4	0,4
	P.54BO-749	3,96	0,4	0,4
	P.54BO-750	3,98	0,4	0,4
	P.54BO-761	3,98	0,4	0,4

	P.54BO-762	3,99	0,4	0,4
	P.54BO-763	4,05	0,4	0,4
Av. Manuel Fraga	P.54BO-149	4,31	0,6	0,8
	P.54BO-150	4,66	0,6	0,6
	P.54BO-865	4,01	0,4	0,4
	P.54BO-866	3,87	0,4	0,4
	P.54BO-867		0,4	0,8
Av. Jose Antonio Corrales	P.54BO-710	2,08	0,4	0,4
	P.54BO-711	1,98	0,4	0,4
	P.54BO-712	2,1	0,4	0,4
	P.54BO-713	2,09	0,4	0,4
	P.54BO-714	2,07	0,4	0,4
	P.54BO-868	3,56	0,5	0,8
	P.54BO-869	2,37	0,5	0,5
	P.54BO-870	2,09	0,4	0,4
	P.54BO-871	2,21	0,4	0,4
	P.54BO-872	2,25	0,4	0,5

Considerando la ubicación del proyecto, la configuración topográfica del ámbito, que se muestra en la figura 3 y el sentido de circulación de las redes de drenaje existentes, la escorrentía superficial y los caudales generados en la parcela presentan una tendencia predominante de evacuación en dirección sur-norte, conectando preferentemente con la red de alcantarillado situada en la avenida José Antonio Corrales, a través del colector P.54BO-710 y los tramos situados aguas abajo.

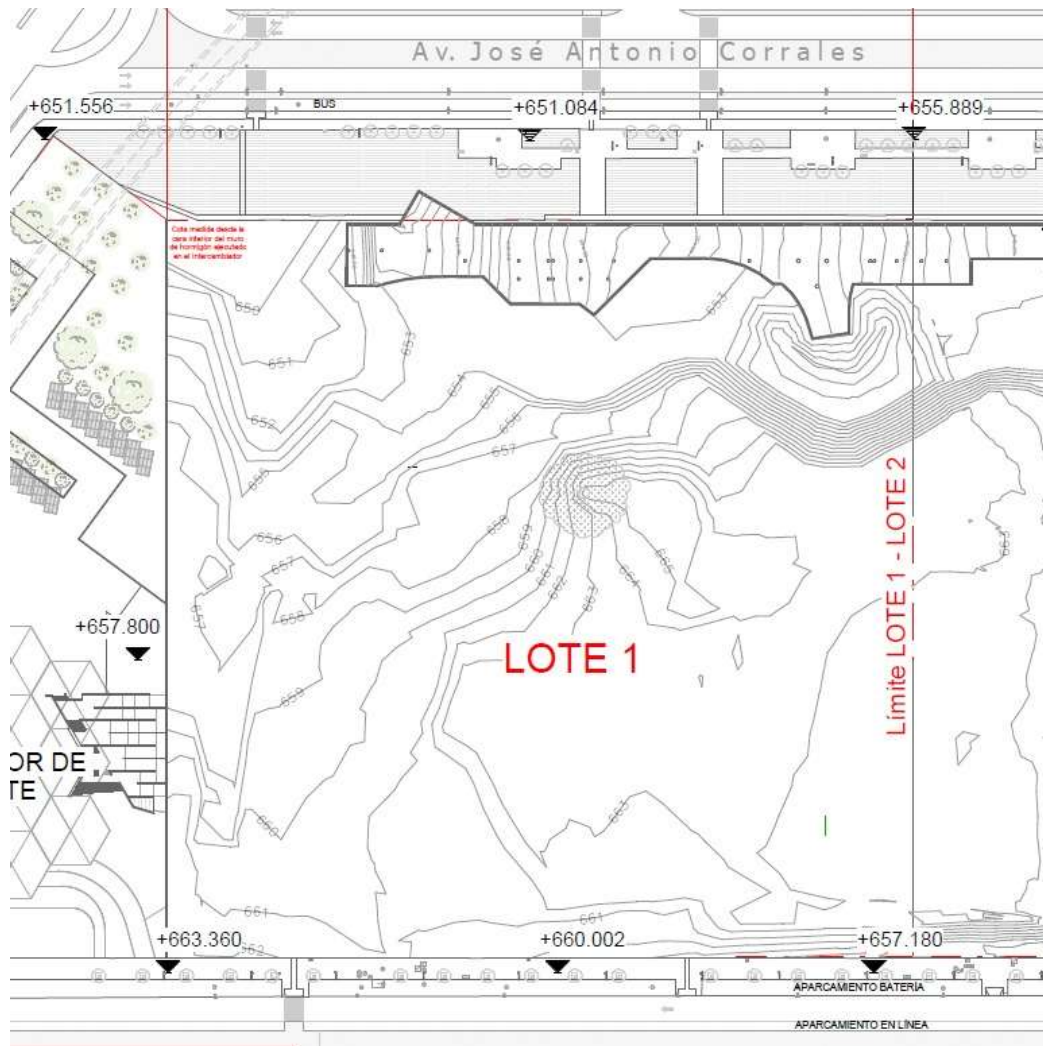


Figura 3. Plano topográfico Lote 1 Ciudad de la Justicia. Elaboración: proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia

De forma complementaria, y en función de la configuración definitiva de la red proyectada y de las cotas de conexión, podría contemplarse una evacuación parcial hacia la red de la avenida de las Fuerzas Armadas, mediante el colector P.54BO-763 y los tramos situados aguas abajo.

A partir de la información contenida en el catastro de redes facilitado, se realiza una estimación de la capacidad hidráulica de los colectores existentes en el entorno del Lote 1. Este análisis se basa en las características geométricas de las conducciones (diámetro) y en la pendiente media de los tramos considerados, aplicando la siguiente expresión de cálculo:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- Q: caudal (m³/s)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (0.010)
- A = Área de la sección transversal
- Rh = radio hidráulico (D/4)
- S = pendiente longitudinal del conducto en m/m

Tabla 2. Análisis hidráulico tuberías existentes. Fuente: Elaboración propia.

Colector	Diámetro (m)	Pendiente (%)	A (m ²)	Rh (m)	n	Qmax (m ³ /s)
Av. Jose Antonio Corrales	0,4	3%	0,13	0,1	0,01	0,47
	0,5	2%	0,20	0,125	0,01	0,69
Av. Fuerzas Armadas	0,4	3%	0,13	0,1	0,01	0,47

2.1.2. PLUVIOMETRÍA

Se ha verificado la información pluviométrica disponible para el ámbito de estudio, identificándose como estación climatológica de referencia la estación n.º 3129 – Madrid/Barajas, por ser la más próxima a la zona de actuación. Su localización se muestra en la Figura 4. La serie completa utilizada se incluye en el Anexo nº1 del presente Estudio de Soluciones.

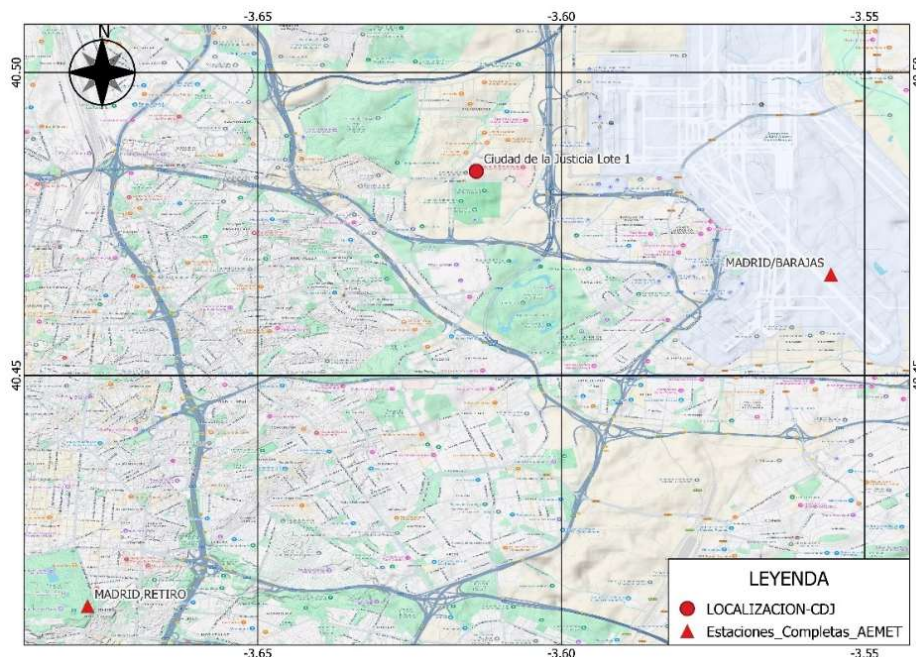


Figura 4. Ubicación estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia.

A partir de esta estación se han obtenido los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas correspondientes a un periodo aproximado de 30 años. Estos datos se han empleado como base para el análisis hidrológico y su correlación con la metodología de cálculo establecida en la Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial de la Dirección General de Carreteras.

Para la serie histórica analizada, la estación Madrid/Barajas presenta una precipitación media máxima en 24 horas de 12,41 mm. Asimismo, los valores máximos anuales superan, en promedio, los 38 mm, alcanzándose un máximo histórico de 73,8 mm, registrado en octubre de 2023, valor coherente con la estacionalidad del régimen pluviométrico de la zona, caracterizado por concentrar los episodios de mayor intensidad durante el periodo otoñal.

2.1.3. IMPLANTACIÓN ARQUITECTÓNICA Y PROPUESTA DE SANEAMIENTO

La Figura 5 presenta la propuesta de distribución funcional del futuro complejo judicial, representada mediante una codificación por colores para distinguir las sedes judiciales, dependencias administrativas, zonas comunes y aparcamientos.

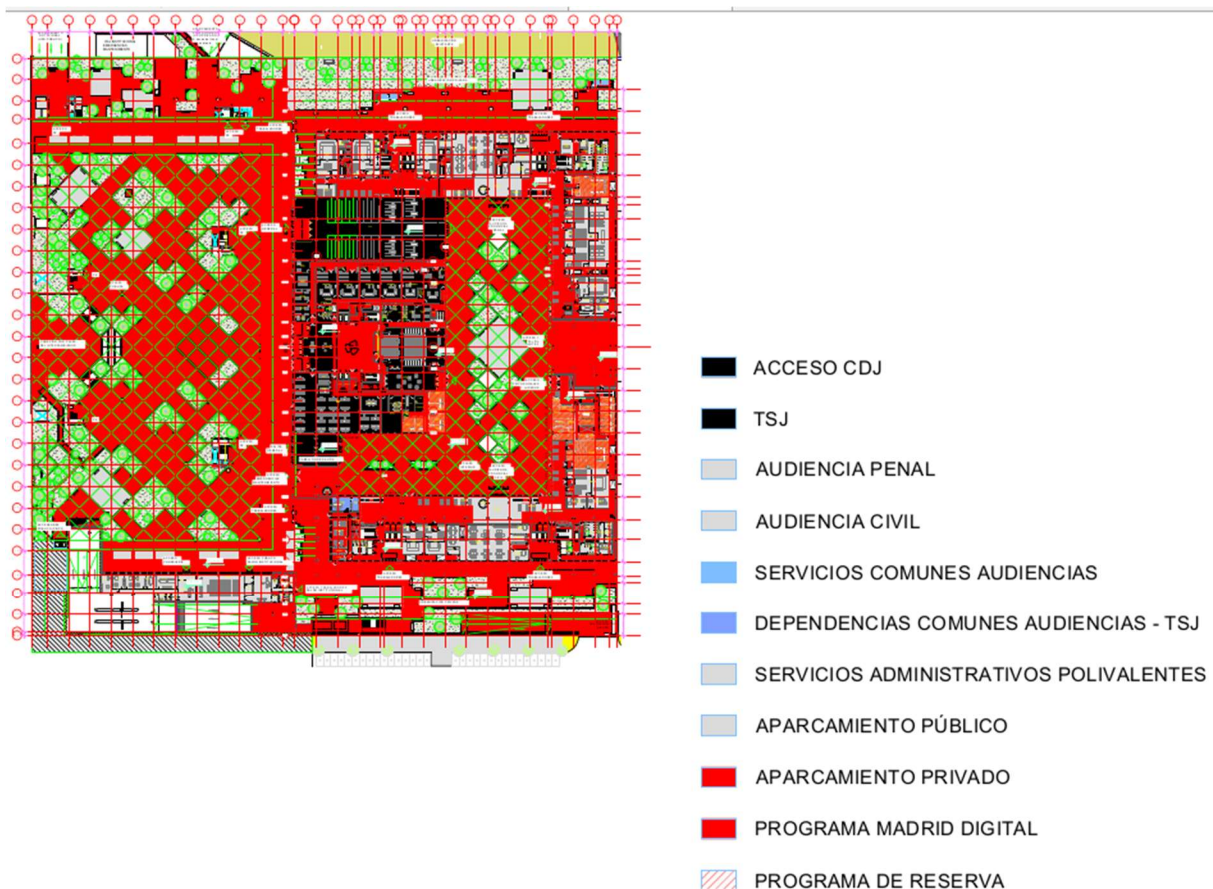


Figura 5. Plano arquitectónico de la superficie a drenar (planta baja). Fuente: Proyecto constructivo de la Ciudad de la Justicia.

Como puede apreciarse, la magnitud de la actuación implica una ocupación prácticamente completa de la parcela. Esta alta densidad edificatoria y viaria reduce drásticamente las zonas libres, haciéndolas insuficientes para la implantación de sistemas convencionales de drenaje sostenible (SUDS) en superficie que requieran gran extensión, como balsas de laminación o humedales. En consecuencia, la gestión de las aguas pluviales debe orientarse hacia soluciones de almacenamiento y laminación subterráneas, que resultan idóneas desde el punto de vista técnico y constructivo para no comprometer el desarrollo y la funcionalidad del complejo.

Para optimizar el funcionamiento hidráulico y adaptarse a la topografía y a las redes de saneamiento existentes, el ámbito se ha dividido en dos cuencas de drenaje diferenciadas, con dos puntos de vertido a la red municipal (Figura 6):

- Cuenca principal (polígono verde): Con un área neta tributaria de **35.775,48 m²**, constituye la principal cuenca de aportación del complejo, recogiendo la mayor parte de la escorrentía superficial y conduciéndola hacia el extremo norte, donde conecta con el colector situado en la avenida José Antonio Corrales. Dada la elevada superficie tributaria y el reducido diámetro de la red de saneamiento existente en dicha vía, será necesario verificar hidráulicamente la capacidad de evacuación de esta cuenca para los periodos de retorno de diseño. Asimismo, deberá analizarse la conveniencia de incorporar una infraestructura de regulación o laminación previa a la conexión con la red existente, con el fin de garantizar un funcionamiento adecuado del sistema y evitar sobrecargas en el colector receptor.
- Cuenca secundaria (polígono azul): Con un área neta de 5.704,40 m², abarca un sector de menor extensión en la zona sur. Al igual que en el caso anterior, procede realizar cálculos para verificar si, dada su escasa dimensión, su caudal puede ser evacuado directamente al colector de la avenida de las Fuerzas Armadas, sin requerir laminación previa.



Figura 6. Superficie de captación zona norte (verde), de zona sur (azul) y conexiones a red municipal. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia

El sistema de regulación que se proyecte deberá dimensionarse para amortiguar los caudales pico correspondientes a un periodo de retorno de 10 años, en cumplimiento con las exigencias de la normativa aplicable en la Comunidad de Madrid en materia de drenaje urbano y prevención de inundaciones. Asimismo, se deberá limitar el vertido a la red municipal a un máximo del 17 % del caudal punta generado. Esta severa restricción de alivio obedece a un requerimiento formal notificado por el Canal de Isabel II para el desarrollo de la obra, establecido con el objetivo de adaptarse al volumen admisible por los colectores existentes y evitar así cualquier riesgo de sobrecarga en la red pública de saneamiento.

Como elemento singular a favor de la viabilidad de implantar posibles tanques de tormenta subterráneos en el complejo, bajo la superficie de las obras del lote 1 (en su lindero norte) se localiza un túnel preexistente que en la actualidad carece de uso definido (zona demarcada en magenta en la Figura 7). Esta infraestructura, ubicada en la planta -2 y con una altura libre aproximada de 2,0 metros, constituye un espacio con un elevado potencial para albergar volúmenes de almacenamiento de pluviales. Poder centralizar la regulación de caudales sin necesidad de nuevas excavaciones ni ocupación de superficie adicional

representa una oportunidad técnica y constructiva de gran relevancia, convirtiéndose en un factor determinante que será evaluado en el posterior análisis de alternativas.

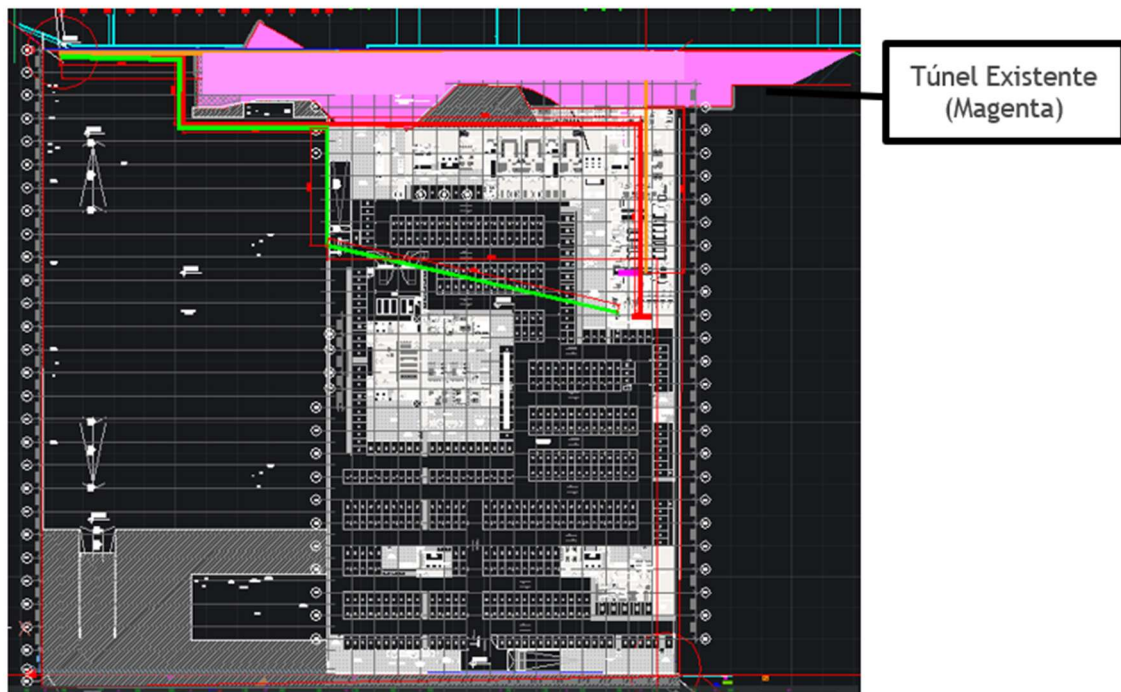


Figura 7. Vista en planta y alzado de la ubicación del túnel existente y del tanque laminación.

Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia

2.1.4. ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y CÁLCULO DE CAUDAL DE AVENIDA

Para la estimación de los caudales de escorrentía generados en la Ciudad de la Justicia, así como para el dimensionamiento del tanque de tormentas y de las conexiones con la red municipal de saneamiento, se ha adoptado el método racional. Dado el nivel de detalle correspondiente a la fase de prediseño, este procedimiento se considera adecuado frente a otros métodos hidrológicos de mayor complejidad, de acuerdo con lo establecido en la Norma 5.2-IC Drenaje Superficial de la Dirección General de Carreteras. El método racional permite estimar el caudal punta de escorrentía mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

- Q_t (m^3/s): Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca.

- $I(T, tc)$ (mm/h) = Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno considerado T , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración tc de la cuenca.
- C (adimensional) = Coeficiente medio de escurrimiento
- A (km²) = Área de la cuenca o superficie considerada
- K_t (adimensional) = Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

A continuación, se desarrolla el análisis hidrológico e hidráulico para la obtención de cada uno de los parámetros para la definición del caudal de diseño.

2.1.4.1. INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

La intensidad de precipitación correspondiente a un periodo de retorno (T), empleada en la estimación de caudales mediante el método racional, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

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

Donde:

- $I(T, tc)$ (mm/h): Intensidad de precipitación correspondiente a un periodo de retorno T y al tiempo de concentración tc .
- I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T .
- F_{int} (adimensional): Factor de intensidad.

La Intensidad media diaria de precipitación está dada por:

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

Donde:

- P_d (mm): Precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T .
- K_A (adimensional): Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca, 1 en este caso por $A < 1$ km².

Para calcular la precipitación diaria en la zona de estudio, se han analizado dos fuentes de información: los datos de la estación climatológica más cercana y los valores recogidos en la normativa Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial. De ambas opciones, se ha

seleccionado el valor más desfavorable o conservador, con el fin de garantizar un diseño seguro. El procedimiento de cálculo se desarrolla en detalle en el Anexo 1, incluyendo en este apartado los principales resultados del mismo.

Además, para el dimensionamiento hidrológico se ha adoptado un periodo de retorno de 10 años, ya que se considera adecuado para este tipo de infraestructuras de drenaje urbano. Este criterio es habitual en diseño hidráulico, porque permite mantener un equilibrio entre la seguridad frente a lluvias intensas y el coste económico de las obras, evitando tanto riesgos elevados como sobredimensionamientos innecesarios.

Aplicando la metodología descrita, se obtiene una precipitación máxima diaria asociada un periodo de retorno de 10 años, valor adoptado de acuerdo con las exigencias establecidas por la normativa aplicable en la Comunidad de Madrid. El resultado obtenido es el siguiente:

$$P_d = 54,1 \text{ mm}$$

El factor reductor de la precipitación por área de cuenca, K_a , considera la falta de simultaneidad de la lluvia sobre la totalidad de la superficie de la cuenca. Este coeficiente se determina mediante la siguiente expresión:

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

Como se ha indicado anteriormente, el área de la cuenca considerada corresponde a la acometida norte del proyecto, siendo:

$$\begin{aligned} A_{\text{norte}} &= 0,035775 \text{ km}^2 \\ A_{\text{sur}} &= 0,00570441 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

Dado que el área de las cuencas son inferiores a 1 km^2 , se adopta un valor de:

$$K_a = 1$$

al considerarse despreciable el efecto de la distribución espacial de la precipitación en superficies de reducida extensión.

Aplicando lo anteriormente expuesto la intensidad media diaria resulta:

$$I_d = \frac{P_d \times K_a}{24} = \frac{54,1 \times 1}{24} = \mathbf{2,25 \text{ mm/h}}$$

2.1.4.2. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (TC)

Dada la relevancia del tiempo de concentración en los apartados posteriores del estudio hidrológico, se procede a su determinación. El tiempo de concentración se define como el intervalo mínimo necesario, desde el inicio del episodio de lluvia, para que la totalidad de la superficie de la cuenca contribuya simultáneamente con esorrentía al punto de desagüe.

El cálculo analítico de este parámetro se va a llevar a cabo de forma específica para la cuenca principal (acometida norte), dado que es la de mayor extensión y la que presenta el recorrido hidráulico más largo. El planteamiento para la cuenca secundaria (acometida sur), al ser significativamente más pequeña, estará condicionado por el resultado obtenido en la cuenca norte y por los límites fijados normativamente. Dado que la norma establece un tiempo de concentración mínimo de 10 minutos, se aplicará el siguiente criterio: si el cálculo para la acometida norte resulta inferior a este umbral normativo (10 minutos), a la acometida sur se le asignará de forma directa el valor mínimo exigible de 10 minutos, haciendo innecesario su cálculo específico. Solo en el caso de que la cuenca norte superara dicho valor mínimo, se procedería a la determinación analítica del tiempo de la cuenca sur.

Para la estimación de este parámetro en la cuenca principal, se emplea la formulación de flujo difuso recogida en la Norma 5.2-IC de Drenaje Superficial, al considerarse la metodología más adecuada para las características de la actuación proyectada. En este caso, la intervención corresponde a una parcela urbanizada destinada a espacio público y plaza urbana, donde no existe un cauce natural claramente definido y el flujo superficial discurrirá mayoritariamente sobre superficies pavimentadas.

Asimismo, de acuerdo con los criterios habitualmente aplicados en hidrología urbana y con el Método Racional desarrollado por Témez para pequeñas cuencas urbanas, se considera apropiado representar el recorrido hidráulico principal mediante una trayectoria recta equivalente, trazada entre el punto topográficamente más desfavorable y el punto de desagüe hacia el sistema de regulación previsto. Esta simplificación geométrica permite reproducir de forma representativa el recorrido asociado al mayor tiempo de tránsito superficial previsto en el estado final de urbanización.

La formulación para el cálculo del tiempo de concentración es la siguiente:

$$t_c = 2 L_{dif}^{0,408} * n_{dif}^{0,312} J_{dif}^{-0,209}$$

Donde:

- t_c (minutos) = Tiempo de recorrido en tiempo de flujo sobre el terreno.
- J_{dif} (adimensional) = Pendiente media del cauce.
- L_{difc} (metros) = Longitud del recorrido difuso.
- n_{dif} (adimensional) = Coeficiente de flujo difuso, adoptado como 0.015 según tabla 2.1 de norma 5.2

De acuerdo con las cotas de urbanización terminada definidas en el proyecto, se adoptan los siguientes valores para la cuenca norte, según el siguiente plano (Figura 8):

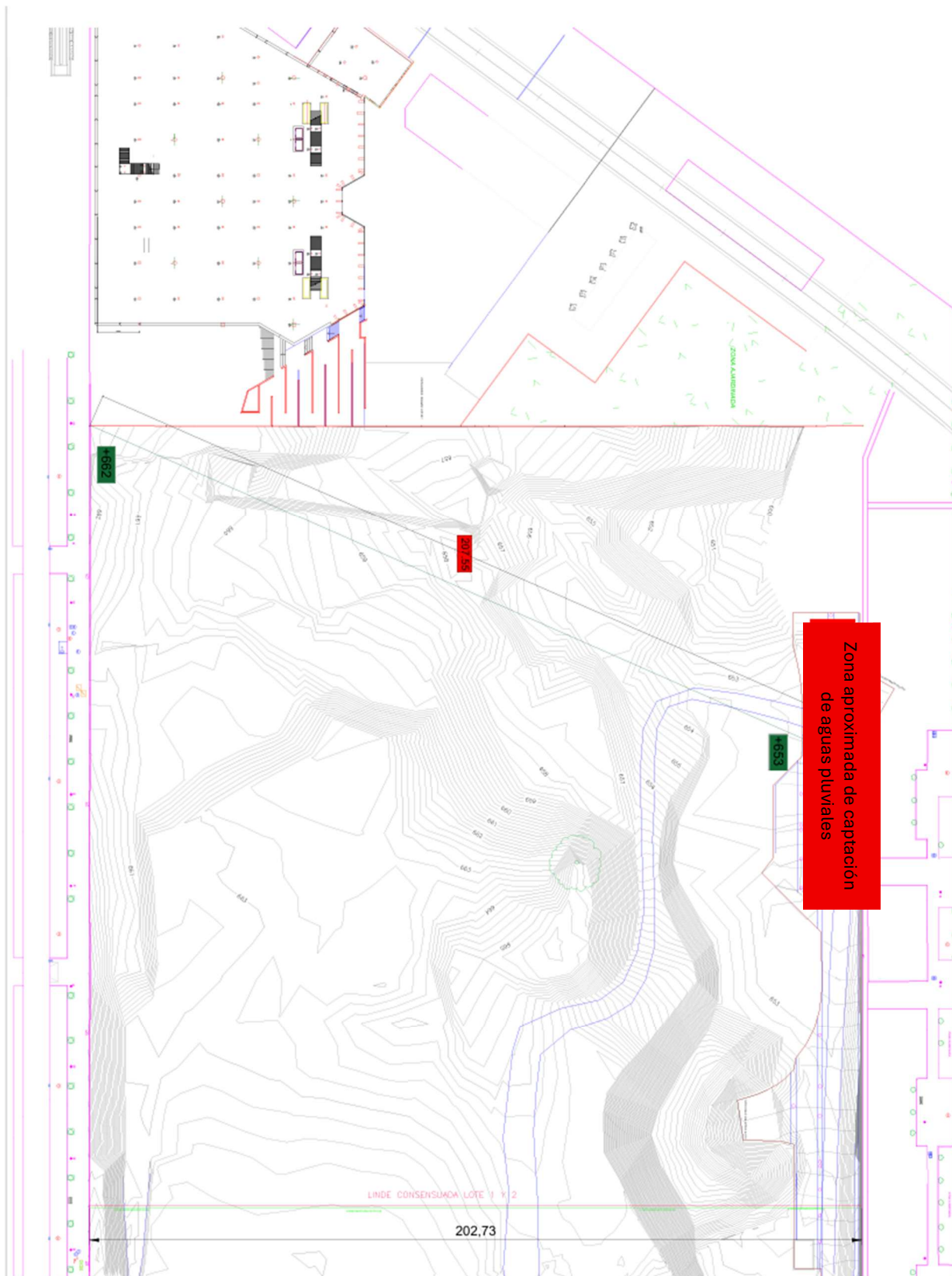


Figura 8. Plano acotado para el cálculo del tiempo de concentración. Fuente: elaboración propia

- Cota superior de pavimento terminado (punto más desfavorable): +662 m
- Cota inferior correspondiente al sótano -2 del túnel: +653 m
- Longitud hidráulica equivalente: 206 m

La pendiente media equivalente del recorrido resulta:

$$J_{dif} = \frac{662 - 653}{206} = 0.0437 \text{ m/m}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación de flujo difuso:

$$t_c = 2 (206)^{0.408} (0.015)^{0.312} (0.0437)^{-0.209}$$

se obtiene un tiempo de concentración de:

$$t_c \approx 7.26 \text{ min}$$

Por tanto, se adopta un tiempo de concentración de cálculo para la cuenca norte de:

$$\mathbf{t_c = 7.3 \text{ min}}$$

Este valor analítico preliminar refleja el tiempo estrictamente teórico de tránsito del agua sobre el terreno. No obstante, para avanzar en el estudio hidrológico y modelar los caudales, es necesario emplear curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), las cuales permiten obtener la intensidad de precipitación de diseño asociada a este tiempo de tránsito y al periodo de retorno de 10 años exigido.

En el marco metodológico de este TFM, y siguiendo un criterio estrictamente conservador del lado de la seguridad, se ha optado por adoptar las curvas IDF recogidas en la *Normativa para Obras de Saneamiento y Drenaje Urbano de la Ciudad de Valencia*. La utilización de estas curvas se justifica por el carácter marcadamente torrencial del régimen pluviométrico mediterráneo, cuyas precipitaciones intensas de corta duración presentan valores generalmente superiores a los registrados en el ámbito continental de Madrid. En consecuencia, su aplicación introduce una hipótesis más desfavorable que dota al proyecto de un margen de protección y resiliencia adicional frente a eventos climáticos extremos.

A su vez, la propia normativa de drenaje de Valencia establece una restricción técnica obligatoria: para tiempos de concentración analíticos que resulten inferiores a los 10 minutos, debe adoptarse de forma preceptiva una duración mínima de lluvia de:

$$t = 10 \text{ min}$$

Dado que el tiempo de concentración calculado para la acometida norte se sitúa por debajo de este umbral, y con el objeto de mantener la coherencia metodológica con las curvas IDF seleccionadas, se adopta finalmente como valor definitivo de diseño para la acometida norte:

$$t_{c,norte} = 10 \text{ min}$$

Asimismo, en estricto cumplimiento con el criterio de dimensionamiento expuesto anteriormente para este estudio, el planteamiento de la cuenca secundaria queda determinado por este resultado. Al haber sido el tiempo analítico de la acometida norte inferior al mínimo normativo de 10 minutos, se asigna de forma directa y automática este mismo umbral a la cuenca menor. Por tanto, el tiempo de concentración de cálculo para la acometida sur se fija igualmente en:

$$t_{c,sur} = 10 \text{ min}$$

Ambos valores (10 minutos) serán los que representen formalmente el comportamiento hidráulico de la urbanización proyectada en situación final de servicio, sirviendo de base para la obtención de las intensidades de lluvia y el cálculo de los caudales punta en los siguientes capítulos.

FACTOR DE INTENSIDAD DE LLUVIA

Para caracterizar la torrencialidad de la lluvia se emplea un factor de intensidad que depende de la duración (t) y del período de retorno (T) obtenidos a partir de curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) validadas por la Dirección General de Carreteras y medidas en un pluviógrafo próximo y representativo de la zona de estudio. Se adoptará el valor más alto de entre los calculados según los criterios que se indican a continuación.

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

Donde:

- F_a (adimensional): Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad ($\frac{I_1}{I_d}$).
- F_b (adimensional): Factor obtenido a partir de las curvas IDF.

Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (F_a)

Para el F_a se tiene:

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

- t (horas): Duración del aguacero. Se particulariza para $t = t_c$. Que como se ha determinado anteriormente $t_c = 10 \text{ min} = 0,1667 \text{ horas}$
- $\frac{I_1}{I_d}$ (adimensional) = Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la figura que se ve a continuación. Al ser el proyecto en Madrid, el índice es 10 (Figura 9).

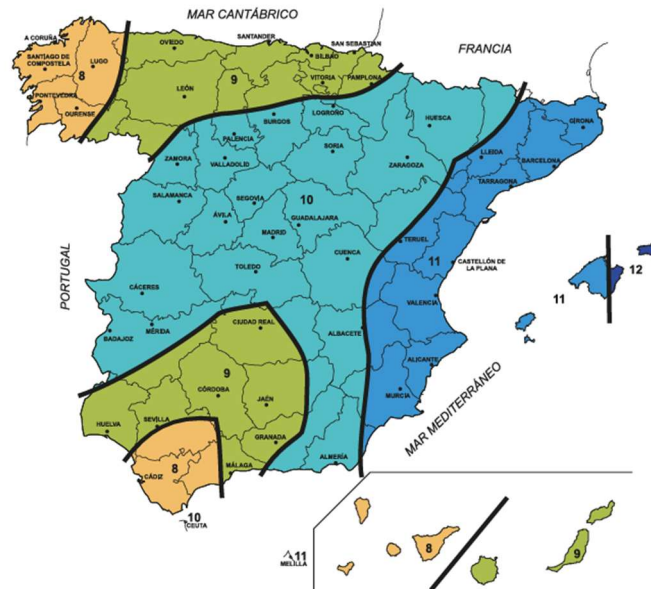


Figura 9. Índice de torrencialidad (I_1/I_d), en España. Fuente: Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial

Aplicando lo anteriormente expuesto el factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (F_a) resulta:

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287t_c^{0,1}} = 10^{3,5287 - 2,5287(0,1667)^{0,1}} = 26$$

Según la norma 5.2 de instrucción de carreteras el factor F_b se obtiene a través de las curvas IDF de la siguiente manera:

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

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

Para la obtención del factor F_b es necesario disponer de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), que permitan determinar las intensidades de precipitación asociadas al periodo de retorno considerado y al tiempo de concentración adoptado.

Ante la ausencia de curvas IDF urbanas específicas incorporadas al estudio para Madrid, se ha realizado una comprobación conservadora con las curvas de Valencia. La adopción de estas curvas responde, además, a un criterio conservador de diseño hidráulico, al representar escenarios de precipitación intensa más desfavorables propios del régimen pluviométrico mediterráneo.

La curva IDF adoptada para el ámbito de estudio se muestra a continuación (Figura 10).

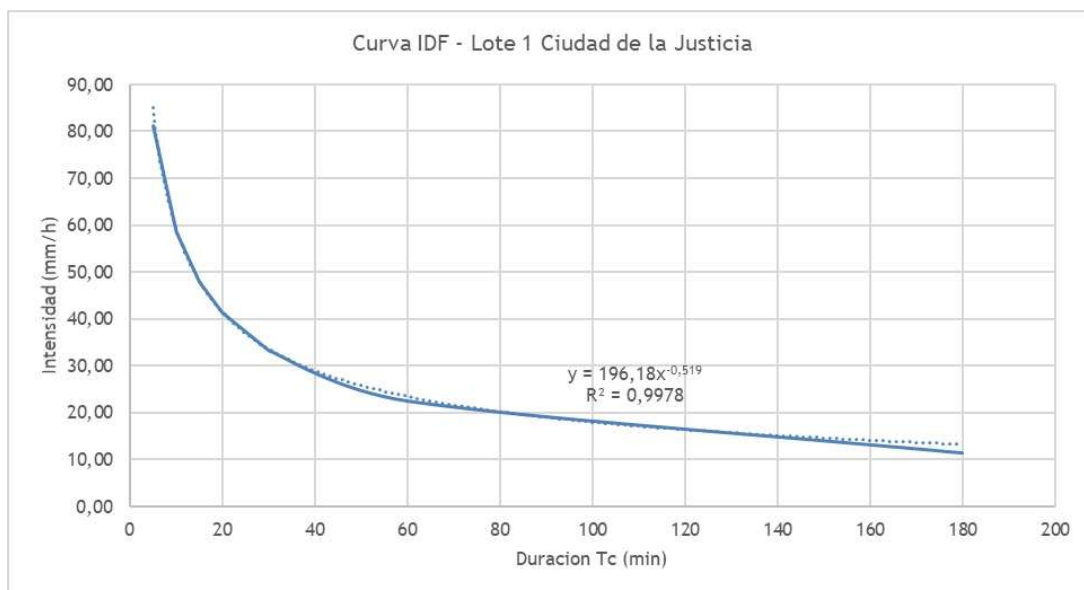


Figura 10. Curva IDF de Valencia empleada como escenario conservador de contraste

A partir de la curva IDF de Valencia adoptada como escenario conservador de contraste, la expresión ajustada resulta:

$$I = 196.18 t^{-0.519}$$

donde:

- I es la intensidad de precipitación (mm/h),
- t es la duración del aguacero en minutos.

Conforme al criterio previamente establecido y dado que el tiempo de concentración calculado resultó inferior a 10 minutos, se adopta un tiempo de lluvia de:

$$t = 10 \text{ min}$$

obteniéndose una intensidad de precipitación:

$$I_{IDF}(T, 10) = 59.3 \text{ mm/h}$$

Asimismo, para una duración de 24 horas:

$$I_{IDF}(T, 24) = 4.5 \text{ mm/h}$$

Aplicando la formulación establecida en la Norma 5.2-IC:

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

y adoptando $k_b = 1.13$, se obtiene:

$$F_b = 14.9$$

valor que representa el factor de amplificación asociado a las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia empleadas en el presente estudio hidráulico.

Con los valores obtenidos anteriormente, se procede al cálculo del factor de intensificación de la precipitación F_{int} , definido como el máximo entre los factores F_a y F_b :

$$F_{int} = \max(F_a; F_b) = \max(26; 14.9) = 26$$

Una vez determinado el factor de intensificación, puede calcularse la intensidad de precipitación asociada al periodo de retorno considerado y al tiempo de concentración de la cuenca mediante la siguiente expresión:

$$I(T, t_c) = I_d * F_{int}$$

Por tanto, la intensidad de precipitación de cálculo adoptada para el dimensionamiento hidráulico es:

$$I(T, t_c) = I_d * F_{int} = 2.25 * 26 = 58.5 \text{ mm/h}$$

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

De acuerdo con la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial, la estimación del caudal de proyecto requiere determinar previamente la superficie efectiva de captación de aguas pluviales.

En este contexto, el coeficiente de escorrentía (C) constituye un parámetro fundamental, ya que permite relacionar la precipitación incidente con la escorrentía generada en la parcela. Para el ámbito de estudio, dicho coeficiente se obtiene de forma ponderada en función de los distintos tipos de cobertura de suelo presentes en cada cuenca, empleando la siguiente expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{A_T}$$

Donde:

- A_T (m²) = Área total de la parcela.
- C_i (adimensional) = Coeficiente de escorrentía de la cobertura de suelo.
- A_i (m²) = Área por tipo de cobertura.

En función de la configuración topográfica y urbanística del ámbito, se identifican distintas zonas que generan escorrentía directa hacia la red de drenaje, tales como cubiertas, zonas verdes, plataformas de acceso y patios interiores.

Con el objetivo de caracterizar adecuadamente el comportamiento hidrológico del área que drena tanto hacia el futuro sistema de regulación (acometida norte) como de forma directa a la red municipal (acometida sur), la superficie de captación se ha clasificado en tres categorías principales:

- Superficie cubierta, que incluye cubiertas de edificios y porches. Se trata de superficies prácticamente impermeables, con evacuación rápida del agua a través de bajantes.
- Superficie pavimentada impermeable, formada por materiales como asfalto y hormigón, con muy baja capacidad de infiltración. Estas superficies generan escorrentía superficial que fluye hacia imbornales o cunetas, presentando un ligero retardo debido a pequeños encharcamientos.

- Superficie ajardinada, correspondiente a zonas verdes con suelo permeable y vegetación, que permiten la infiltración y el almacenamiento de agua, reduciendo y retrasando la escorrentía en función de factores como la pendiente, el tipo de suelo y la humedad inicial.

La distribución espacial de estas superficies en el complejo judicial se muestra en la Figura 11, donde se representa su clasificación mediante un código de colores.

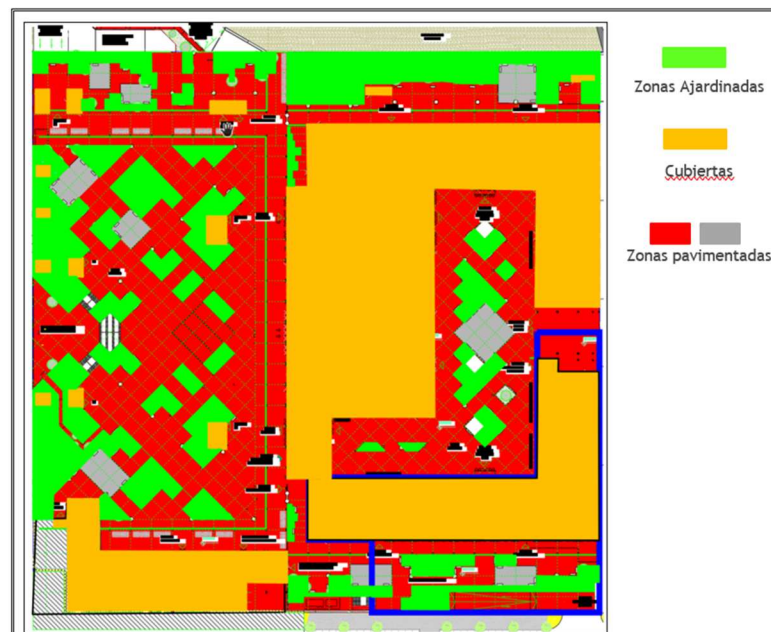


Figura 11. Planta con clasificación de tipos de superficie por cobertura Ciudad de la Justicia.

Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia

El valor del coeficiente de escorrentía depende directamente de las características del terreno. En base a la clasificación expuesta, se adoptan valores típicos diferenciados para cada tipología, tal como se recoge en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores típicos de Coeficientes De Escorrentía. Fuente: Guía Básica de Diseño de Sistemas de Gestión Sostenible de Aguas Pluviales en Zonas Verdes y otros Espacios Libres.

Tipo de Superficie	C
Cubierta	1.0
Pavimentada impermeable	0.9
Ajardinada	0.3

A partir de estos coeficientes de referencia y del desglose de superficies asociadas a cada tipología, se procede al cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado para cada una de las dos cuencas de drenaje definidas (Tabla 4).

Tabla 4. Valores de áreas superficiales por cobertura de suelo en Ciudad de la Justicia. Fuente: Proyecto de ejecución de la Ciudad de la Justicia

Tipo de Superficie	Áreas acometida norte (m ²)	Áreas acometida sur (m ²)
Total	35775.48	5704.41
Cubierta	10453.05	3252.95
Pavimento	18946.85	1919.80
jardín	6375.58	531.66

Aplicando la formulación ponderada sobre los datos de la Tabla 4, se obtienen los coeficientes definitivos para cada cuenca:

- Acometida Norte: La combinación de sus superficies arroja un coeficiente de escorrentía ponderado de $C = 0,822$.
- Acometida Sur: Por su parte, la mayor proporción de superficies impermeables en esta zona resulta en un coeficiente ponderado ligeramente superior, situándose en $C = 0,901$.

Ambos valores se adoptan como representativos del comportamiento hidrológico final del complejo, y serán los empleados para la posterior estimación de los caudales punta de proyecto en cada uno de los puntos de vertido.

COEFICIENTE K_T

Según la norma 5.2 de la instrucción de carreteras el coeficiente de uniformidad de la distribución temporal de precipitación se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$K_T = 1 + \frac{(t_c)^{1.25}}{(t_c)^{1.25} + 14}$$

Considerando el criterio previamente establecido, y dado que el tiempo de concentración calculado resulta inferior a 10 minutos (7.3 min), se adopta un tiempo de lluvia de:

$$t = t_c = 10 \text{ min} = 0.1667 \text{ h}$$

Aplicando la fórmula:

$$K_T = 1 + \frac{(t_c)^{1.25}}{(t_c)^{1.25} + 14} = 1 + \frac{(0.1667)^{1.25}}{(0.1667)^{1.25} + 14} = 1.008$$

CÁLCULO CAUDAL DE ESCORRENTÍA

De acuerdo con los valores determinados en los apartados anteriores y conforme a la siguiente ecuación, se obtienen el valor de los caudales para ambas acometidas de (Tabla 5):

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

Tabla 5. Cálculo del caudal de escorrentía para T10. Fuente: Elaboración propia

ID Elemento	Área Acumulada (m ²)	K	Coefficiente escorrentía C	Intensidad T=10 (mm/h)	Q _t (m ³ /s)	Q _t (l/s)
ACOMETIDA NORTE	35775.48	1.008	0.822	58.5	0,481	481
ACOMETIDA SUR	5704.4	1.008	0.901	58.5	0.084	84

Una vez obtenidos los caudales de diseño y con carácter previo al análisis de alternativas, se verifica la compatibilidad de las nuevas aportaciones con la capacidad de la red de saneamiento existente. En este sentido, la comprobación no debe entenderse respecto a la capacidad teórica total de la conducción, sino sobre la capacidad hidráulica remanente disponible, al tratarse de una red unitaria que transporta caudales residuales y de base, además de las aportaciones pluviales procedentes de la cuenca ya conectada. Asimismo, deben considerarse los márgenes de seguridad hidráulica y las condiciones de explotación establecidas por el Canal de Isabel II.

Bajo estas consideraciones, el caudal de diseño correspondiente a la acometida norte (Q = 0,481 m³/s) resulta superior a la capacidad disponible de la conducción existente en la avenida José Antonio Corrales (capacidad nominal de 0,47 m³/s), por lo que dicha conexión no puede considerarse compatible desde el punto de vista hidráulico. Por el contrario, en la acometida sur el caudal de diseño (Q = 0,084 m³/s) se mantiene por debajo de la capacidad disponible de la conducción existente en la avenida de las Fuerzas Armadas, por lo que esta conexión resulta, en principio, compatible con la capacidad de la red receptora.

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Con objeto de identificar la alternativa más adecuada para la gestión de las aguas pluviales en el ámbito de actuación, se plantean distintas soluciones susceptibles de implantación. Cada una de ellas se analiza considerando su viabilidad técnica, su comportamiento hidráulico y su grado de integración con el entorno urbano y ambiental. Este proceso permite comparar las diferentes opciones desde una perspectiva global y fundamentar la selección de la solución más conveniente.

3.1. DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS

3.1.1. ALTERNATIVA 0

La alternativa 0 plantea mantener un enfoque de urbanización estándar, sin incorporar nuevas infraestructuras específicas para regular o gestionar volumétricamente las escorrentías pluviales. En este escenario, el agua de lluvia procedente de las superficies del complejo se evacúa directamente a la red municipal existente mediante las acometidas previstas, siguiendo el funcionamiento de un sistema de drenaje urbano puramente evacuatorio.

En el caso particular de la acometida sur, al tratarse de una cuenca de dimensiones muy reducidas y carente de espacios libres significativos, esta alternativa 0 se perfila de antemano como una de las opciones más viables por pura limitación de espacio físico, extremo que será evaluado y confirmado en apartados posteriores. Sin embargo, para la cuenca principal norte, este enfoque convencional presenta serias limitaciones hidráulicas y medioambientales, ya que la descarga directa de escorrentías desde superficies altamente impermeabilizadas incrementa los caudales punta y puede generar sobrecargas en la red receptora.

3.1.2. ALTERNATIVA 1. IMPLANTACIÓN DE UN TANQUE DE TORMENTAS SUBTERRÁNEO EN EL ÁMBITO DEL LOTE 1, APROVECHANDO EL TÚNEL EXISTENTE EN PLANTA -2

La alternativa 1 plantea la implantación de una infraestructura de almacenamiento temporal o tanque de tormentas en el ámbito del proyecto, con el objetivo de laminar los caudales generados durante los episodios de lluvia.

Estas infraestructuras subterráneas están diseñadas para retener el volumen de agua generado durante eventos de precipitación intensa, permitiendo su posterior evacuación controlada y diferida hacia la red de saneamiento. Esta solución resulta especialmente eficaz en áreas urbanas densamente construidas, donde los incrementos bruscos de caudal comprometen la capacidad de los colectores existentes. Desde el punto de vista funcional, el tanque reduce los caudales pico y mitiga el riesgo de vertidos incontrolados. Además, esta alternativa permite aprovechar espacios subterráneos preexistentes o integrarse bajo las nuevas edificaciones sin comprometer la superficie urbana disponible (Butler & WDavies, n.d.; Fletcher et al., 2015).

3.1.3. ALTERNATIVA 2. IMPLANTACIÓN DE SUDS Y EVACUACIÓN POR GRAVEDAD HACIA LA RED MUNICIPAL

La alternativa 2 consiste en la implantación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS), un conjunto de técnicas en superficie (como cunetas verdes, jardines de lluvia, sistemas de biorretención o pavimentos permeables) que buscan gestionar el agua de lluvia en origen mediante procesos de infiltración, retención y evapotranspiración.

Si bien estas técnicas aportan indudables beneficios hidráulicos, paisajísticos y ambientales (Fletcher et al., 2015; Woods-Ballard R Wallingford R Kellagher H R Wallingford P Martin Black & Bray Robert Bray Associates Shaffer, 2007), su eficacia y viabilidad constructiva dependen de forma crítica de la disponibilidad de espacio libre en superficie. Tal y como se ha justificado en los apartados preliminares de este documento, la magnitud de la edificación de la obra y la densa red viaria del futuro complejo judicial dejan un porcentaje de zonas verdes extremadamente reducido. Esta severa limitación espacial convierte a los SUDS en una alternativa con una viabilidad física muy comprometida para asumir por sí sola los volúmenes de laminación requeridos por la cuenca principal, aspecto que será determinante en la evaluación multicriterio.

3.2. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

3.2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

La selección de soluciones para la gestión de las aguas pluviales en entornos urbanos constituye un proceso de decisión complejo, ya que intervienen múltiples factores que deben ser considerados de forma simultánea. Además de garantizar un comportamiento

hidráulico adecuado, las alternativas propuestas deben ser viables desde el punto de vista económico, compatibles con las infraestructuras existentes, ejecutables dentro de las limitaciones propias del entorno urbano y sostenibles a largo plazo.

En este contexto, los métodos de análisis multicriterio se han consolidado como una herramienta ampliamente utilizada en la planificación de infraestructuras hidráulicas y sistemas de drenaje urbano. Estos métodos permiten evaluar diferentes alternativas considerando simultáneamente múltiples variables que reflejan distintos objetivos o intereses, facilitando la toma de decisiones en situaciones donde los criterios pueden ser heterogéneos o incluso conflictivos (Piaseckienė & Antuchevičienė, 2025).

Diversos estudios han demostrado la utilidad de este tipo de enfoques para la selección de soluciones de drenaje urbano, especialmente en el caso de infraestructuras destinadas al control de escorrentías o a la mitigación de inundaciones. En estos casos, los criterios de evaluación suelen agruparse en cuatro grandes categorías: criterios técnicos o hidráulicos, criterios económicos, criterios ambientales y criterios sociales, que permiten evaluar el desempeño global de cada alternativa desde una perspectiva de sostenibilidad (Ellis et al., 2004; Martin et al., 2007).

Siguiendo este enfoque, se adopta una metodología de análisis multicriterio para comparar las tres alternativas planteadas para la gestión de las aguas pluviales generadas en el ámbito de la Ciudad de la Justicia de Madrid:

- Alternativa 0: no actuación.
- Alternativa 1: implantación de un tanque de tormentas.
- Alternativa 2: implantación de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS).

La metodología adoptada se basa en la aplicación de un modelo de evaluación multicriterio mediante agregación ponderada. Este enfoque permite asignar una valoración a cada alternativa en función de diferentes criterios de análisis, obteniendo posteriormente una puntuación global que facilite su comparación.

El desarrollo del procedimiento se estructura en varias etapas consecutivas. En primer lugar, se identifican los criterios de valoración más relevantes para el ámbito de estudio, agrupándolos en categorías homogéneas que permitan representar los distintos aspectos que intervienen en la decisión. Posteriormente, se definen los indicadores asociados a cada criterio, estableciendo las variables necesarias para evaluar el comportamiento de las alternativas de forma comparable.

Una vez definida la estructura de evaluación, se procede a la validación de los criterios mediante un proceso de juicio experto. La participación de especialistas en drenaje urbano e infraestructuras hidráulicas permite contrastar la adecuación de los criterios seleccionados y determinar su importancia relativa dentro del modelo de análisis. A partir de las valoraciones obtenidas se calculan los pesos de ponderación que serán empleados en la evaluación final.

Posteriormente, los indicadores se normalizan para garantizar la comparabilidad entre variables de distinta naturaleza y unidades de medida. Esta normalización permite integrar criterios cuantitativos y cualitativos dentro de un mismo marco de evaluación sin que las diferencias de escala condicionen los resultados obtenidos.

Finalmente, se aplica el modelo de agregación ponderada, combinando las puntuaciones asignadas a cada indicador con los pesos establecidos para cada criterio. Como resultado, se obtiene una valoración global para cada alternativa, permitiendo identificar aquella que presenta un comportamiento más favorable desde una perspectiva integral.

3.2.2. DETERMINACIÓN DE LOS CRITERIOS DE VALORACIÓN

Una vez definida la metodología de análisis multicriterio, resulta necesario establecer los criterios que servirán de base para la evaluación de las alternativas planteadas. Estos criterios deben reflejar aquellos aspectos que condicionan el comportamiento y la viabilidad de las distintas soluciones de gestión de aguas pluviales, permitiendo realizar una comparación homogénea y técnicamente fundamentada.

La selección de los criterios se ha realizado considerando tanto las características específicas del ámbito de actuación como las recomendaciones recogidas en la literatura especializada sobre drenaje urbano e infraestructuras hidráulicas. En este tipo de estudios es habitual estructurar la evaluación en torno a criterios técnicos, económicos, ambientales y sociales, incorporando una visión integral del problema y favoreciendo la adopción de soluciones sostenibles (Ellis et al., 2004; Radmehr et al., 2022). Sin embargo, en entornos urbanos complejos como la Ciudad de la Justicia de Madrid resulta necesario ampliar este enfoque e incluir aspectos relacionados con la ejecución de las obras, la explotación futura de las infraestructuras, la resiliencia frente a eventos extremos y las necesidades de operación y control del sistema.

Para la definición de los criterios empleados en el TFM se ha tenido en cuenta tres aspectos principales:

- Las características específicas del ámbito de actuación.
- Los criterios habitualmente utilizados en estudios de análisis multicriterio aplicados a infraestructuras hidráulicas y sistemas urbanos de drenaje.
- Las problemáticas asociadas a la solución con sistema de drenaje urbano existente.

A partir de estas consideraciones, los criterios definidos para el análisis multicriterio se agrupan en las siguientes categorías:

Criterios técnicos

Evalúan la capacidad de cada alternativa para garantizar el correcto funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje. Incluyen aspectos relacionados con la regulación de caudales, la compatibilidad con la red de saneamiento existente y la fiabilidad operativa de las soluciones propuestas.

Criterios económicos

Analizan los costes asociados a la implantación y explotación de cada alternativa, considerando tanto la inversión inicial necesaria para su construcción como los costes de operación y mantenimiento a lo largo de su vida útil.

Criterios ambientales

Valoran el efecto de las soluciones sobre el medio receptor y su integración en el entorno. Se consideran aspectos como la reducción de contaminantes asociados a las escorrentías y la mejora de la calidad ambiental y paisajística del ámbito de actuación.

Criterios sociales

Evalúan la interacción de las infraestructuras con el entorno urbano y los usuarios, considerando tanto el grado de aceptación social de las actuaciones como las posibles afecciones derivadas de su implantación.

Criterios constructivos

Analizan la viabilidad de ejecución de las distintas alternativas en función de su complejidad técnica, plazo de construcción, afección a servicios urbanos existentes,

ocupación del espacio disponible e impacto sobre la movilidad y el funcionamiento habitual del entorno.

Criterios de explotación y mantenimiento

Evalúan las necesidades de conservación y gestión de las infraestructuras durante su fase de funcionamiento. Se consideran la facilidad de mantenimiento, la accesibilidad a los distintos elementos, la necesidad de recursos especializados, la vida útil prevista y la capacidad de adaptación a futuras condiciones de operación.

Criterios de resiliencia

Valoran la capacidad de las alternativas para mantener su funcionalidad frente a situaciones adversas, especialmente ante episodios de lluvia intensa o cambios futuros en las condiciones de diseño y explotación del sistema.

Criterios de operación y control

Analizan las posibilidades de monitorización, automatización y gestión operativa que ofrece cada solución, así como su integración con sistemas de control y supervisión del drenaje urbano.

Con el fin de garantizar la coherencia del modelo de evaluación y reducir la subjetividad inherente al proceso de selección, la estructura de criterios definida fue posteriormente sometida a un proceso de validación mediante juicio experto, verificando su adecuación a las características y condicionantes específicos del ámbito de estudio.

La Tabla 6 recoge los criterios seleccionados para el análisis multicriterio, agrupados según las categorías definidas y acompañados de una breve descripción de cada uno de ellos.

Tabla 6. Criterios para el análisis de alternativas multicriterio

Categoría	Criterio	Tipo de criterio	Descripción
Técnico	Capacidad de regulación hidráulica	Positivo	Capacidad del sistema para reducir los caudales punta generados durante episodios de lluvia
Técnico	Compatibilidad con la red existente	Positivo	Grado de adaptación de la alternativa al sistema de saneamiento municipal existente
Técnico	Fiabilidad operativa	Positivo	Robustez del sistema y capacidad de funcionamiento en condiciones normales y eventos extremos
Económico	Coste de inversión	Negativo	Coste asociado a la construcción e implantación de la infraestructura

Económico	Coste de operación y mantenimiento	Negativo	Costes asociados al funcionamiento, mantenimiento, limpieza y reposición de elementos del sistema
Ambiental	Reducción del impacto sobre el medio receptor	Positivo	Capacidad de la alternativa para reducir vertidos contaminantes o mejorar la calidad del agua
Ambiental	Integración ambiental y urbana	Positivo	Grado de integración de la infraestructura en el entorno urbano y paisajístico
Social	Aceptación social	Positivo	Grado de aceptación o afección al entorno urbano y a los usuarios
Constructivo	Complejidad constructiva	Negativo	Grado de dificultad técnica de la ejecución (excavaciones, entibaciones, condicionantes del terreno, etc.)
Constructivo	Plazo de ejecución	Negativo	Tiempo necesario para la construcción e implantación de la solución
Constructivo	Afección a servicios existentes	Negativo	Interferencias con redes urbanas existentes (agua, gas, electricidad, telecomunicaciones)
Constructivo	Ocupación de espacio	Negativo	Superficie necesaria para la ejecución de la infraestructura, especialmente relevante en entornos urbanos
Constructivo / Social	Impacto en la movilidad urbana	Negativo	Alteraciones al tráfico peatonal y rodado durante la fase de obras
Explotación y mantenimiento	Facilidad de mantenimiento	Positivo	Grado de simplicidad en las tareas de conservación, limpieza e inspección del sistema
Explotación y mantenimiento	Accesibilidad para mantenimiento	Positivo	Facilidad de acceso a los distintos elementos para su revisión y reparación
Explotación y mantenimiento	Exigencia técnica de mantenimiento	Negativo	Necesidad de personal especializado o equipos complejos para el mantenimiento
Explotación y mantenimiento	Vida útil de la infraestructura	Positivo	Duración esperada del sistema antes de requerir renovaciones significativas
Explotación y mantenimiento	Flexibilidad y adaptabilidad futura	Positivo	Capacidad del sistema para adaptarse a cambios en el entorno o condiciones de diseño
Resiliencia	Resiliencia frente a eventos extremos	Positivo	Capacidad del sistema para mantener su funcionamiento ante episodios de lluvia intensa o condiciones adversas
Operación y control	Nivel de automatización y control	Positivo	Grado de monitorización, automatización e integración con sistemas de control del drenaje urbano

3.2.3. OBTENCIÓN DE INDICADORES

Una vez establecidos los criterios de valoración, es necesario definir los indicadores que permitirán cuantificar el comportamiento de cada alternativa. Estos indicadores constituyen las variables empleadas para medir el grado de cumplimiento de los distintos criterios, transformando conceptos de naturaleza diversa en parámetros comparables dentro del modelo multicriterio.

La selección de los indicadores se ha realizado atendiendo tanto a las características del ámbito de estudio como a la disponibilidad de información técnica asociada a cada una de las alternativas analizadas. En todos los casos se ha buscado que los indicadores

representen de forma adecuada los aspectos más relevantes de cada criterio y permitan diferenciar claramente el rendimiento de las distintas soluciones.

Dado que el análisis incorpora variables de carácter hidráulico, económico, ambiental, constructivo y operativo, resulta imprescindible disponer de un sistema de valoración homogéneo que facilite su comparación. Con este fin se adopta una escala ordinal de cinco niveles, ampliamente utilizada en estudios multicriterio y en procesos de toma de decisiones dentro del ámbito de la ingeniería.

La escala empleada es la siguiente (Tabla 7):

Tabla 7. Escala empleada en análisis multicriterio. Fuente: elaboración propia

Valor	Interpretación
1	Muy desfavorable
2	Desfavorable
3	Intermedio
4	Favorable
5	Muy favorable

En el caso de los criterios de naturaleza positiva, una puntuación más elevada indica un comportamiento más favorable de la alternativa evaluada. Por el contrario, en los criterios de naturaleza negativa, los valores más altos representan menores costes, impactos o afecciones. De este modo, se mantiene una interpretación homogénea de los resultados para el conjunto de variables consideradas.

La Tabla 8 recoge los indicadores definidos para cada criterio de valoración, así como la escala empleada para su evaluación dentro del modelo multicriterio.

Tabla 8. Indicadores para el análisis de alternativas multicriterio

Criterio	Indicador	Unidad / Escala
Capacidad de regulación hidráulica	Reducción del caudal punta	Escala 1 (muy desfavorable) – 5 (muy favorable)
Compatibilidad con la red existente	Necesidad de modificación de la red	Escala 1 (muy desfavorable) – 5 (muy favorable)
Fiabilidad operativa	Complejidad operativa	Escala 1 (muy desfavorable) – 5 (muy favorable)
Coste de inversión	Coste estimado de construcción	Escala 1 (muy alto impacto) – 5 (muy bajo impacto)
Coste de operación y mantenimiento	Coste anual de mantenimiento y reposición	Escala 1 (muy alto impacto) – 5 (muy bajo impacto)
Reducción del impacto sobre el medio receptor	Reducción de contaminantes / vertidos	Escala 1 (muy desfavorable) – 5 (muy favorable)

Integración ambiental y urbana	Grado de integración urbana	Escala 1 (muy desfavorable) – 5 (muy favorable)
Aceptación social	Afección al entorno urbano	Escala 1 (muy desfavorable) – 5 (muy favorable)
Complejidad constructiva	Dificultad técnica de ejecución	Escala 1 (muy alta complejidad) – 5 (muy baja complejidad)
Plazo de ejecución	Duración estimada de las obras	Escala 1 (muy largo) – 5 (muy corto)
Afección a servicios existentes	Número e importancia de interferencias	Escala 1 (muy alta afección) – 5 (muy baja afección)
Ocupación de espacio	Superficie necesaria para la implantación	Escala 1 (muy alta ocupación) – 5 (muy baja ocupación)
Impacto en la movilidad urbana	Alteraciones al tráfico y accesibilidad	Escala 1 (muy alto impacto) – 5 (muy bajo impacto)
Facilidad de mantenimiento	Complejidad de las tareas de mantenimiento	Escala 1 (muy compleja) – 5 (muy sencilla)
Accesibilidad para mantenimiento	Facilidad de acceso a los elementos	Escala 1 (muy difícil) – 5 (muy fácil)
Exigencia técnica de mantenimiento	Necesidad de personal/equipos especializados	Escala 1 (muy alta exigencia) – 5 (muy baja exigencia)
Vida útil de la infraestructura	Duración estimada del sistema	Escala 1 (muy baja) – 5 (muy alta)
Flexibilidad y adaptabilidad futura	Capacidad de adaptación a cambios	Escala 1 (muy baja) – 5 (muy alta)
Resiliencia frente a eventos extremos	Comportamiento ante lluvias intensas	Escala 1 (muy desfavorable) – 5 (muy favorable)
Nivel de automatización y control	Grado de monitorización y control del sistema	Escala 1 (muy bajo) – 5 (muy alto)

3.2.4. VALIDACIÓN DE CRITERIOS MEDIANTE JUICIO EXPERTO

Con objeto de reducir la subjetividad inherente a la asignación de pesos dentro del análisis multicriterio, se desarrolló un proceso de validación basado en el juicio de expertos. Este procedimiento permite fundamentar las ponderaciones en valoraciones técnicas contrastadas, aportando mayor rigor y solidez metodológica al modelo de evaluación.

La utilización de paneles de expertos constituye una práctica habitual en estudios relacionados con infraestructuras hidráulicas y sistemas de drenaje urbano, especialmente cuando intervienen variables cuya valoración no puede apoyarse exclusivamente en criterios cuantitativos.

Para llevar a cabo esta fase del estudio, se constituyó un comité técnico formado por profesionales de contrastada trayectoria en el diseño, ejecución y supervisión de infraestructuras urbanas e hidráulicas. Es fundamental destacar que, de forma previa a la evaluación, el panel de expertos analizó exhaustivamente todos los cálculos hidrológicos a nivel de cuenca desarrollados en los apartados anteriores (delimitación de acometidas,

coeficientes de escorrentía, tiempos de concentración y limitaciones de vertido). El conocimiento detallado de estas variables y de la nula disponibilidad de espacio en superficie, sumado a la dilatada experiencia en el sector de todos los participantes, con experiencia directa en actuaciones relacionadas con el ámbito de la Ciudad de la Justicia de Madrid, permite obtener una valoración técnica razonada y coherente con el nivel de prediseño, aunque sujeta a la subjetividad inherente al juicio experto.

El panel estuvo formado por los siguientes perfiles profesionales:

- Jefe de obra
- Jefe de producción de obra
- Responsable de calidad
- Técnico de prevención de riesgos laborales
- Director de obra con experiencia en drenaje urbano
- Calculista de proyectos de drenaje urbano

La validación se realizó mediante una encuesta estructurada en distintos bloques temáticos, diseñada para determinar la importancia relativa de los criterios definidos en el modelo multicriterio.

Las valoraciones se realizaron empleando una escala Likert de cinco niveles (Tabla 9):

Tabla 9. Escala análisis multicriterio. Fuente: elaboración propia

Valor	Interpretación
1	Importancia muy baja
2	Importancia baja
3	Importancia media
4	Importancia alta
5	Importancia muy alta

El cuestionario se organizó en dos bloques diferenciados. El primero estaba orientado a evaluar la relevancia de las categorías generales de análisis, mientras que el segundo se centró en la valoración específica de los criterios incluidos dentro de cada categoría.

Bloque 1. Importancia de categorías generales

Se solicitó a los expertos que valoraran la importancia relativa de los criterios técnicos, económicos, ambientales, sociales, constructivos, de explotación y mantenimiento, resiliencia y operación y control dentro del proceso de selección de soluciones de drenaje urbano.

- ¿Qué importancia considera que deben tener los criterios técnicos e hidráulicos en la selección de soluciones de drenaje urbano?
- ¿Qué relevancia deben tener los criterios económicos dentro del proceso de toma de decisión?
- ¿Qué nivel de importancia considera adecuado para los criterios ambientales?
- ¿Qué importancia deben tener los criterios sociales y de integración urbana?
- ¿Qué relevancia considera que deben tener los criterios constructivos en un entorno urbano consolidado?
- ¿Qué importancia deben tener los aspectos relacionados con la explotación y mantenimiento de las infraestructuras?
- ¿Qué relevancia considera que debe tener la resiliencia del sistema frente a eventos extremos de precipitación?
- ¿Qué importancia deben tener los sistemas de operación, automatización y control?

Bloque 2. Valoración de criterios específicos

En esta segunda fase se analizó la importancia individual de cada uno de los criterios definidos en el modelo de evaluación, incluyendo aspectos relacionados con la regulación hidráulica, la compatibilidad con la red existente, la fiabilidad operativa, los costes, la integración ambiental, la complejidad constructiva y la resiliencia del sistema.

- ¿Qué importancia tiene la capacidad de regulación hidráulica en la selección de alternativas?
- ¿Qué relevancia presenta la compatibilidad con la red de saneamiento existente?
- ¿Qué importancia tiene la fiabilidad operativa del sistema?
- ¿Qué relevancia deben tener los costes de inversión?
- ¿Qué importancia considera que tienen los costes de mantenimiento y explotación?
- ¿Qué relevancia tiene la reducción del impacto sobre el medio receptor?
- ¿Qué importancia tiene la integración ambiental y urbana de la infraestructura?
- ¿Qué relevancia presenta la complejidad constructiva de las soluciones?
- ¿Qué importancia tiene la afección a servicios urbanos existentes?
- ¿Qué relevancia considera que tiene la resiliencia frente a episodios extremos de lluvia?

Tras la recopilación de las encuestas, se analizaron las valoraciones emitidas por el comité técnico con el objetivo de determinar la importancia relativa de cada categoría dentro del modelo multicriterio.

En la Tabla 10 se presentan los resultados obtenidos para las distintas categorías evaluadas

Tabla 10. Respuestas comité de expertos. Fuente: elaboración propia

Criterio	Jefe de obra	Jefe producción	Responsable calidad	PRL	Director de obra	Proyectista
BLOQUE 1						
Técnicos e hidráulicos	5	5	5	5	5	5
Económicos	4	4	4	5	4	5
Ambientales	2	2	2	2	2	2
Sociales	1	1	2	1	1	2
Constructivos	5	5	5	5	5	5
Explotación / mantenimiento	2	3	2	3	2	3
Resiliencia	4	4	4	4	3	4
Automatización / control	1	1	1	1	1	2
BLOQUE 2						
Regulación hidráulica	5	5	5	5	5	5
Compatibilidad red	4	4	4	5	4	5
Fiabilidad operativa	5	5	5	5	5	5
Costes inversión	4	4	4	5	4	5
Costes mantenimiento	3	3	3	3	3	3
Impacto medio receptor	2	2	2	2	2	2
Integración urbana	2	2	2	2	2	2
Complejidad constructiva	5	5	5	5	5	5
Afección servicios	5	5	5	5	5	5
Resiliencia lluvias	4	4	4	4	3	4

Una vez recopiladas las respuestas, se llevó a cabo un análisis estadístico descriptivo con el fin de evaluar tanto el peso relativo asignado a cada categoría como el grado de consenso alcanzado entre los expertos participantes.

Para ello se calcularon la media aritmética, la desviación estándar y el coeficiente de variación de las puntuaciones obtenidas. Mientras que la media permite identificar la importancia relativa atribuida a cada categoría, los indicadores de dispersión proporcionan información sobre el nivel de acuerdo existente dentro del panel.

La Tabla 11 recoge los resultados estadísticos obtenidos para cada una de las categorías analizadas.

Tabla 11. Resultados estadísticos

Categoría	Media	Desviación estándar	Coefficiente de variación (%)	Peso final normalizado
Técnico	5,00	0,00	0	0,20
Económico	4,33	0,52	12	0,17
Ambiental	2,00	0,00	0	0,08
Social	1,33	0,52	39	0,05
Constructivo	5,00	0,00	0	0,20
Explotación y mantenimiento	2,50	0,55	22	0,10
Resiliencia	3,83	0,41	11	0,15
Automatización/control	1,17	0,41	35	0,05

El análisis de los resultados obtenidos pone de manifiesto que las categorías técnica y constructiva son las que reciben una mayor ponderación dentro del modelo de evaluación, seguidas por los criterios económicos y por aquellos relacionados con la resiliencia del sistema. Esta distribución refleja la importancia que los expertos otorgan a la capacidad de las soluciones para garantizar un adecuado comportamiento hidráulico, así como a su viabilidad de ejecución dentro de un entorno urbano consolidado.

Asimismo, la relevancia alcanzada por los criterios de resiliencia evidencia la necesidad de considerar la respuesta de las infraestructuras frente a episodios de precipitación intensa, especialmente en un contexto de creciente incertidumbre asociada a fenómenos meteorológicos extremos.

Por otra parte, los coeficientes de variación obtenidos para estas categorías presentan valores reducidos, lo que indica un elevado grado de coincidencia entre los miembros del panel respecto a su importancia relativa dentro del proceso de toma de decisiones.

Las categorías ambiental, social y de automatización y control registran pesos inferiores en comparación con los criterios anteriores. No obstante, ello no implica que carezcan de relevancia, sino que han sido consideradas complementarias frente a otros aspectos que condicionan de forma más directa el funcionamiento hidráulico y la viabilidad de las actuaciones propuestas.

En términos generales, los niveles de dispersión observados permiten considerar que existe un consenso adecuado entre los participantes, por lo que las ponderaciones obtenidas se consideran suficientemente robustas para su aplicación en el análisis multicriterio desarrollado en este trabajo.

Los pesos normalizados derivados de este proceso constituyen la base para la evaluación comparativa de las alternativas planteadas.

Posteriormente, la validación se completó mediante el análisis de los criterios específicos que integran cada categoría. A partir de las valoraciones emitidas por los expertos, se determinaron las puntuaciones medias y los pesos asociados a cada uno de ellos.

Con objeto de garantizar la comparabilidad entre resultados, las puntuaciones obtenidas fueron normalizadas, transformándolas en coeficientes de ponderación cuya suma total es igual a la unidad. Estos coeficientes representan la importancia relativa de cada criterio dentro del modelo de evaluación y serán utilizados en las fases posteriores del análisis.

La Tabla 12 muestra la puntuación media asignada a cada criterio y el peso final obtenido tras el proceso de normalización.

Tabla 12. Pesos de los criterios. Fuente: elaboración propia

Criterio	Media entre expertos	Peso final
Capacidad de regulación hidráulica	5,00	0,08
Compatibilidad con la red existente	4,33	0,05
Fiabilidad operativa	5,00	0,07
Coste de inversión	4,33	0,11
Coste de operación y mantenimiento	3,00	0,06
Reducción del impacto sobre el medio receptor	2,00	0,04
Integración ambiental y urbana	2,00	0,04
Aceptación social	1,33	0,05
Complejidad constructiva	5,00	0,04
Plazo de ejecución	5,00	0,04
Afección a servicios existentes	5,00	0,04
Ocupación de espacio	5,00	0,04
Impacto en la movilidad urbana	5,00	0,04
Facilidad de mantenimiento	2,50	0,02
Accesibilidad para mantenimiento	2,50	0,02
Exigencia técnica de mantenimiento	2,50	0,02
Vida útil de la infraestructura	2,50	0,02
Flexibilidad y adaptabilidad futura	2,50	0,02
Resiliencia frente a eventos extremos	3,83	0,15
Nivel de automatización y control	1,17	0,05

Los resultados muestran que los criterios vinculados al comportamiento hidráulico, la resiliencia del sistema, la viabilidad constructiva y el coste de inversión adquieren un papel predominante dentro del modelo de evaluación.

Entre ellos destacan especialmente la capacidad de regulación hidráulica, la fiabilidad operativa y la resiliencia frente a eventos extremos, aspectos directamente relacionados con el objetivo principal del estudio: garantizar una gestión eficiente y segura de las aguas pluviales generadas en el ámbito de actuación.

De igual forma, criterios como la compatibilidad con la red existente, la afección a servicios urbanos, el plazo de ejecución y la ocupación de espacio presentan una importancia significativa, reflejando la necesidad de seleccionar soluciones técnicamente viables y compatibles con las infraestructuras ya implantadas en el entorno urbano.

3.2.5. ANÁLISIS MULTICRITERIO

Una vez definidos los criterios de evaluación y establecidas las ponderaciones correspondientes, se procede a aplicar el modelo multicriterio con el fin de comparar las alternativas consideradas e identificar aquella que ofrece un comportamiento global más favorable para las condiciones particulares del ámbito de estudio (Piaseckienė & Antuchevičienė, 2025).

Con el propósito de reforzar la objetividad y consistencia del procedimiento, la evaluación de las alternativas se desarrolló mediante una consulta independiente al mismo panel de expertos que participó en la fase de ponderación. De esta forma, se evitó que las valoraciones emitidas para la asignación de pesos influyeran en la calificación posterior de las soluciones analizadas. La encuesta fue cumplimentada por los seis integrantes del comité técnico, evaluando las tres alternativas mediante una escala Likert de cinco niveles estructurada en bloques temáticos.

Dado que las condiciones físicas, la disponibilidad de espacio y los requerimientos de regulación hidráulica difieren drásticamente entre la zona norte y la zona sur de la parcela, el panel de expertos ha evaluado los resultados de forma independiente para cada una de las acometidas.

EVALUACIÓN Y RESULTADOS DE LA ACOMETIDA NORTE

Esta cuenca abarca la mayor parte de la superficie del complejo y requiere obligatoriamente una laminación de caudales para cumplir con las restricciones de vertido al colector municipal.

La Tabla 13 recoge las valoraciones individuales asignadas por los expertos a cada alternativa para los distintos criterios analizados en esta acometida.

Tabla 13. Valoraciones individuales asignados por los expertos. Fuente: elaboración propia

Criterio	E1 A0	E2 A0	E3 A0	E4 A0	E5 A0	E6 A0	E1 A1	E2 A1	E3 A1	E4 A1	E5 A1	E6 A1	E1 A2	E2 A2	E3 A2	E4 A2	E5 A2	E6 A2
Capacidad hidráulica	1	1	1	1	1	1	5	5	5	4	5	5	3	3	3	3	3	3
Compatibilidad red	1	1	1	1	1	1	4	4	5	4	5	4	2	2	2	2	2	2
Fiabilidad	1	1	1	1	1	1	5	5	5	4	5	5	2	2	2	2	2	2
Coste inversión	4	4	5	5	5	4	3	3	4	3	4	3	3	3	3	3	3	2
Coste O&M	3	4	3	4	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2
Impacto ambiental	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	4	3	4	3	4
Integración urbana	1	2	1	2	1	2	2	3	3	2	3	3	3	4	3	4	3	4
Aceptación social	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Complejidad constructiva	5	5	5	5	5	5	2	3	2	3	2	3	3	4	3	4	3	4
Plazo ejecución	5	5	5	5	5	5	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Afección servicios	5	5	5	5	5	5	2	3	3	2	3	3	3	4	3	4	3	4
Ocupación espacio	5	5	5	5	5	5	2	3	2	3	2	3	3	4	3	4	3	4
Movilidad urbana	4	5	4	5	4	5	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3
Facilidad mantenimiento	2	3	2	3	2	3	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4
Accesibilidad mantenimiento	2	3	2	3	2	3	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4
Exigencia mantenimiento	2	2	2	2	2	2	4	4	3	4	3	4	3	3	3	3	3	3
Vida útil	1	1	1	1	1	1	5	4	5	4	5	4	1	2	1	2	1	2
Flexibilidad futura	1	2	1	2	1	2	3	3	4	3	3	3	1	2	1	2	1	2
Resiliencia	1	1	1	1	1	1	4	4	3	4	3	4	1	2	1	2	1	2
Automatización	1	1	1	1	1	1	3	3	3	3	3	3	1	2	1	2	1	2

A partir de las puntuaciones recopiladas se calcularon diversos parámetros estadísticos para cada criterio y alternativa, concretamente la media aritmética, la desviación estándar y el coeficiente de variación.

La media permite identificar el comportamiento medio atribuido a cada solución, mientras que los indicadores de dispersión proporcionan información sobre el grado de acuerdo existente entre los expertos participantes.

La Tabla 14 muestra los resultados estadísticos derivados de la evaluación realizada por el panel de expertos.

Tabla 14. Resultados estadísticos de los criterios. Fuente: elaboración propia

Criterio	MEDIA A0	MEDIA A1	MEDIA A2	DESV. EST. A0	DESV. EST. A1	DESV. EST. A2	CV A0	CV A1	CV A2	CV medio
Capacidad hidráulica	1,00	4,83	3,00	0,00	0,41	0,00	0,00	0,08	0,00	0,03
Compatibilidad red	1,00	4,33	2,00	0,00	0,52	0,00	0,00	0,12	0,00	0,04
Fiabilidad	1,00	4,83	2,00	0,00	0,41	0,00	0,00	0,08	0,00	0,03
Coste inversión	4,50	3,33	2,83	0,55	0,52	0,41	0,12	0,15	0,14	0,14
Coste O&M	3,50	3,00	2,83	0,55	0,00	0,41	0,16	0,00	0,14	0,10
Impacto ambiental	1,00	2,00	3,50	0,00	0,63	0,55	0,00	0,32	0,16	0,16
Integración urbana	1,50	2,67	3,50	0,55	0,52	0,55	0,37	0,19	0,16	0,24
Aceptación social	3,00	3,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Complejidad constructiva	5,00	2,50	3,50	0,00	0,55	0,55	0,00	0,22	0,16	0,13
Plazo ejecución	5,00	3,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Afección servicios	5,00	2,67	3,50	0,00	0,52	0,55	0,00	0,19	0,16	0,12
Ocupación espacio	5,00	2,50	3,50	0,00	0,55	0,55	0,00	0,22	0,16	0,13
Movilidad urbana	4,50	2,50	2,50	0,55	0,55	0,55	0,12	0,22	0,22	0,19
Facilidad mantenimiento	2,50	3,50	3,50	0,55	0,55	0,55	0,22	0,16	0,16	0,18
Accesibilidad mantenimiento	2,50	3,50	3,50	0,55	0,55	0,55	0,22	0,16	0,16	0,18
Exigencia mantenimiento	2,00	3,67	3,00	0,00	0,52	0,00	0,00	0,14	0,00	0,05
Vida útil	1,00	4,50	1,50	0,00	0,55	0,55	0,00	0,12	0,37	0,16
Flexibilidad futura	1,50	3,17	1,50	0,55	0,41	0,55	0,37	0,13	0,37	0,29
Resiliencia	1,00	3,67	1,50	0,00	0,52	0,55	0,00	0,14	0,37	0,17
Automatización	1,00	3,00	1,50	0,00	0,00	0,55	0,00	0,00	0,37	0,12

Una vez analizados los datos estadísticos, se procede a la comparación aplicando el modelo de agregación ponderada, en el que la puntuación global (P_j) se obtiene multiplicando la valoración asignada a cada indicador (v_{ij}) por su peso de ponderación correspondiente (w_i), mediante la siguiente fórmula:

$$P_j = \sum_{i=1}^n w_i \cdot v_{ij}$$

El resultado agregado obtenido por cada experto para la Acometida Norte se resume en la Tabla 15:

Tabla 15. Resultados tras el análisis multicriterio ponderado (Acometida Norte). Fuente: elaboración propia

	E1 A0	E2 A0	E3 A0	E4 A0	E5 A0	E6 A0
Pesos	1,73	2,09	1,84	2,20	1,84	2,09

	E1 A1	E2 A1	E3 A1	E4 A1	E5 A1	E6 A1
Pesos	3,28	3,54	3,41	3,31	3,39	3,58

	E1 A2	E2 A2	E3 A2	E4 A2	E5 A2	E6 A2
Pesos	2,36	2,88	2,36	2,88	2,36	2,71

Debe señalarse que la alternativa basada en Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) ha sido valorada considerando su implantación como solución parcial o complementaria dentro del ámbito de actuación, y no como solución única capaz de proporcionar la capacidad de laminación requerida en la acometida norte. En este sentido, criterios como la integración urbana, la complejidad constructiva o la ocupación del espacio reflejan la viabilidad de actuaciones puntuales (pavimentos permeables, jardines de lluvia o zonas de infiltración), pero no implican que exista superficie suficiente para resolver mediante SUDS la totalidad del volumen de regulación exigido. Las limitaciones de espacio disponibles en el entorno hacen inviable su utilización como solución principal, motivo por el cual la alternativa finalmente seleccionada corresponde a un tanque de tormentas.

Promediando estos resultados, se obtiene la puntuación global definitiva de cada alternativa para este sector (Tabla 16):

Tabla 16. Puntuación final (Acometida Norte). Fuente: elaboración propia

Alternativa	Puntuación total
Alternativa 0 (No actuación)	2,53
Alternativa 1 (Tanque tormentas)	3,42
Alternativa 2 (SUDS)	2,59

Los resultados del análisis multicriterio muestran que la Alternativa 1 (tanque de tormentas) obtiene la mayor puntuación global (3,42), superando tanto a la alternativa basada en SUDS (2,59) como a la no actuación (2,53). Aunque los SUDS presentan ventajas desde el punto de vista ambiental y de integración urbana, su aplicación en la acometida norte queda condicionada por la escasa disponibilidad de superficie libre y por la elevada capacidad de laminación requerida, por lo que se consideran una medida complementaria y no una solución sustitutiva del tanque de tormentas.

EVALUACIÓN Y RESULTADOS DE LA ACOMETIDA SUR

Dado que la subcuenca sur presenta una disponibilidad de espacio muy limitada y no requiere capacidad de laminación, tal y como se desprende de los cálculos hidráulicos realizados (en los que se verifica que, para el tiempo de concentración considerado, el caudal de diseño no supera la capacidad del colector de saneamiento existente en la avenida de las Fuerzas Armadas), el panel de expertos llevó a cabo una valoración específica adaptada a estas condiciones. La Tabla 17 recoge las valoraciones individuales obtenidas.

Tabla 17. Valoraciones individuales asignadas por los expertos (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia

Criterio	E1 A0	E2 A0	E3 A0	E4 A0	E5 A0	E6 A0	E1 A1	E2 A1	E3 A1	E4 A1	E5 A1	E6 A1	E1 A2	E2 A2	E3 A2	E4 A2	E5 A2	E6 A2
Capacidad hidráulica	5	5	5	5	5	5	2	2	2	2	2	2	1	2	1	2	1	2
Compatibilidad red	5	5	5	5	5	5	2	2	2	2	2	2	1	2	1	2	1	2
Fiabilidad	5	5	5	5	5	5	2	3	2	3	2	3	1	2	1	2	1	2
Coste inversión	5	5	5	5	5	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Coste O&M	5	5	5	5	5	5	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Impacto ambiental	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	3	4	3	4	3	4
Integración urbana	4	4	4	4	4	4	1	2	1	2	1	2	2	2	2	2	2	2
Aceptación social	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Complejidad constructiva	5	5	5	5	5	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Plazo ejecución	5	5	5	5	5	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Afección servicios	5	5	5	5	5	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ocupación espacio	5	5	5	5	5	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Movilidad urbana	5	5	5	5	5	5	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Facilidad mantenimiento	4	5	4	5	4	5	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Accesibilidad mantenimiento	4	5	4	5	4	5	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Exigencia mantenimiento	4	5	4	5	4	5	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Vida útil	5	5	5	5	5	5	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2
Flexibilidad futura	4	4	4	4	4	4	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Resiliencia	4	4	4	4	4	4	2	2	2	2	2	2	1	2	1	2	1	2
Automatización	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1

El correspondiente análisis estadístico arroja los valores detallados en la Tabla 18.

Tabla 18. Resultados estadísticos de los criterios (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia

Criterio	Media A0	Media A1	Media A2	Desv. Est. A0	Desv. Est. A1	Desv. Est. A2	CV A0	CV A1	CV A2	CV Medio
Capacidad hidráulica	5,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,55	0,00	0,00	0,37	0,12
Compatibilidad red	5,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,55	0,00	0,00	0,37	0,12
Fiabilidad	5,00	2,50	1,50	0,00	0,55	0,55	0,00	0,22	0,37	0,20
Coste inversión	5,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Coste O&M	5,00	1,50	1,50	0,00	0,55	0,55	0,00	0,37	0,37	0,25
Impacto ambiental	3,00	2,00	3,50	0,00	0,00	0,55	0,00	0,00	0,16	0,05

Integración urbana	4,00	1,50	2,00	0,00	0,55	0,00	0,00	0,37	0,00	0,12
Aceptación social	3,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Complejidad constructiva	5,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Plazo ejecución	5,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Afección servicios	5,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ocupación espacio	5,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Movilidad urbana	5,00	1,50	1,50	0,00	0,55	0,55	0,00	0,37	0,37	0,25
Facilidad mantenimiento	4,50	2,00	2,00	0,55	0,00	0,00	0,12	0,00	0,00	0,04
Accesibilidad mantenimiento	4,50	2,00	2,00	0,55	0,00	0,00	0,12	0,00	0,00	0,04
Exigencia mantenimiento	4,50	2,00	2,00	0,55	0,00	0,00	0,12	0,00	0,00	0,04
Vida útil	5,00	3,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Flexibilidad futura	4,00	1,50	1,50	0,00	0,55	0,55	0,00	0,37	0,37	0,25
Resiliencia	4,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,55	0,00	0,00	0,37	0,12
Automatización	3,00	2,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Aplicando la fórmula de agregación ponderada, se obtienen los resultados globales de los expertos para esta cuenca (Tabla 19).

Tabla 19. Resultados tras el análisis multicriterio ponderado (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia

	E1 A0	E2 A0	E3 A0	E4 A0	E5 A0	E6 A0
Pesos	4,45	4,51	4,45	4,51	4,45	4,51
	E1 A1	E2 A1	E3 A1	E4 A1	E5 A1	E6 A1
Pesos	1,59	1,82	1,59	1,82	1,59	1,82
	E1 A2	E2 A2	E3 A2	E4 A2	E5 A2	E6 A2
Pesos	1,25	1,76	1,25	1,76	1,25	1,76

La puntuación global y definitiva para el sector sur queda de la siguiente manera (Tabla 20):

Tabla 20. Puntuación final (Acometida Sur). Fuente: elaboración propia

Alternativa	Puntuación total
Alternativa 0 (Conexión directa)	4,48
Alternativa 1 (Tanque tormentas)	1,71
Alternativa 2 (SUDS)	1,51

3.2.6. CONCLUSIONES Y SELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN

Las puntuaciones finales reflejan dos escenarios completamente opuestos en función de la cuenca evaluada, demostrando la sensibilidad del panel de expertos a las restricciones físicas e hidráulicas del proyecto.

Para la Acometida Norte, la Alternativa 1 (tanque de tormentas) alcanza una valoración global de 3,42, significativamente superior a las restantes opciones. Este resultado se

explica por su elevado rendimiento en los criterios más relevantes: su capacidad indispensable para laminar los grandes volúmenes exigidos, su elevada fiabilidad operativa y, de manera determinante, la posibilidad de aprovechar el túnel preexistente. Esto último solventa por completo la falta de espacio en superficie que penaliza a la Alternativa 2 (SUDS), haciendo del tanque de tormentas la opción técnica y constructivamente más viable.

Por el contrario, en la Acometida Sur, los resultados evidencian que la Alternativa 0 (conexión directa) es, con una puntuación sobresaliente de 4,48, la opción idónea. Al tratarse de una cuenca muy reducida que no supera los requerimientos de la red municipal existente y cuyo tiempo de concentración asume el mínimo normativo, no resulta precisa la laminación previa. Intentar encajar infraestructuras de retención (Alternativas 1 y 2) en esta zona sin disponibilidad de espacio se traduciría en sobrecostes y afecciones inasumibles e injustificadas.

A la vista de los resultados obtenidos, se concluye que la gestión óptima en la Ciudad de la Justicia requiere una solución dual: la acometida sur se resolverá mediante evacuación directa convencional a la red (Alternativa 0), mientras que la acometida norte implantará un tanque de tormentas subterráneo (Alternativa 1).

En consecuencia, los capítulos siguientes se centran en exclusiva en el desarrollo técnico y dimensionamiento del tanque de tormentas de la zona norte, definiendo sus características hidráulicas, constructivas y de explotación, así como su integración dentro del sistema general de drenaje.

4. DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE TORMENTAS PARA EVACUACIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES DE LA CUENCA NORTE

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE UN TANQUE DE TORMENTAS

Un tanque de tormentas es una infraestructura hidráulica destinada a regular los caudales generados durante los episodios de lluvia, almacenando temporalmente el exceso de agua para reducir el riesgo de inundaciones y limitar los caudales vertidos a la red de saneamiento o al medio receptor. Aunque estas infraestructuras se emplean habitualmente en redes unitarias para controlar tanto los desbordamientos como la contaminación asociada a las primeras escorrentías, también pueden utilizarse como depósitos de laminación de aguas pluviales en redes separativas o en sistemas específicos de drenaje urbano, como ocurre en el presente proyecto.

En función del tipo de red donde se implanten, estas instalaciones pueden almacenar una mezcla de aguas residuales y pluviales (redes unitarias) o únicamente aguas pluviales (redes separativas o sistemas específicos de drenaje). En ambos casos, su finalidad es regular hidráulicamente el sistema, reduciendo el riesgo de inundación y limitando los caudales vertidos aguas abajo.

Además, al regular el caudal que llega a la estación depuradora, contribuyen a disminuir las sobrecargas hidráulicas y las fluctuaciones de la carga contaminante, favoreciendo un funcionamiento más estable y eficiente de la depuración durante los eventos de lluvia.

A continuación, se describen las partes esenciales que suelen componer un tanque de tormentas y su función principal:

- Obra de entrada: Canaliza y condiciona el caudal que se desvía desde la conducción principal hacia el depósito. Es especialmente relevante en configuraciones off-line, donde se requiere una derivación controlada y segura.
- Cámara de retención: Espacio destinado al almacenamiento temporal del agua regulada. Su volumen y forma determinan la capacidad de atenuación del episodio y las condiciones internas que pueden favorecer la sedimentación.
- Obra de salida: Dispositivo que controla la evacuación del agua almacenada hacia la red o la planta de tratamiento. Incluye elementos de regulación que limitan la tasa de vertido para evitar sobrecargas aguas abajo.

- Aliviadero: Elemento de seguridad que permite el rebose controlado cuando se superan determinados niveles o caudales. Define el umbral entre lo que se retiene y lo que se deriva al receptor durante el episodio.
- Cámara seca y locales técnicos: Espacios destinados a alojar equipos de control, instrumentación y bombas, así como a facilitar el acceso para operación y mantenimiento.

La presencia y el grado de complejidad de cada uno de estos elementos dependen del tamaño y del objetivo del tanque: en instalaciones pequeñas algunos componentes pueden ser sencillos o integrados, mientras que en tanques de mayor envergadura cada elemento requiere un diseño y dimensionado detallados.

En los apartados siguientes se ampliará la descripción y los criterios de diseño de cada componente.

4.1.1. CLASIFICACIÓN DE LOS TANQUES DE TORMENTAS

En el caso particular de este Trabajo Fin de Máster, la infraestructura proyectada no corresponde a un tanque anti-DSU convencional asociado a una red unitaria, sino a un depósito de laminación destinado a la gestión de las aguas pluviales generadas en el Lote 1 de la Ciudad de la Justicia. Su objetivo principal es almacenar temporalmente las escorrentías para limitar el caudal de vertido a la red municipal, de acuerdo con las condiciones particulares de conexión establecidas por el Canal de Isabel II. No obstante, en los apartados siguientes se mantiene una descripción general de los tanques de tormenta como contexto técnico, dado que la solución adoptada pertenece a esta tipología de infraestructuras hidráulicas

Los tanques de tormenta se pueden clasificar según distintos criterios:

a) Por su función principal

- Depósitos anti-DSU o tanques de tormenta: su objetivo principal es evitar el vertido de contaminantes al receptor durante episodios de lluvia. Suelen situarse próximos al receptor, en la parte final de la cuenca.
- Depósitos anti-inundación: su finalidad es prevenir inundaciones causadas por insuficiencias hidráulicas de la red. Normalmente se ubican en zonas altas o medias de la cuenca.

- Depósitos mixtos: combinan la función de evitar inundaciones con elementos de regulación que permiten también reducir el aporte de contaminantes al receptor.

b) Por su posición respecto a la red de saneamiento

- Tanques en línea u on-line: integrados en la traza del colector, de modo que todo el caudal pasa por el depósito; el agua almacenada suele descargarse por gravedad hacia la red y la planta de tratamiento tras el episodio. Por tanto, son adecuados para volúmenes reducidos debido a las limitaciones de espacio en la traza del colector.
- Tanques fuera de línea u off-line: el caudal se desvía hacia el depósito cuando se supera un caudal prefijado; el volumen retenido se almacena hasta que la conducción o el tratamiento aguas abajo recuperan capacidad y entonces se vacía por gravedad o bombeo. Por ende, son más apropiados para regular grandes volúmenes, aunque suelen implicar mayor coste y una red de colectores más compleja.
- Depósitos combinados: constan de varios compartimentos que funcionan de forma acoplada y, por lo general, secuencial; el primer compartimento suele estar en línea con la red.

c) Por el sistema de vaciado

- Vaciado por gravedad: el depósito se sitúa a una cota que permite reintegrar todo el volumen almacenado a la red por gravedad.
- Vaciado por bombeo: la cota de la solera obliga a evacuar el agua mediante bombas.
- Vaciado mixto: combinan ambos sistemas; un primer cuerpo se vacía por gravedad y cuerpos más profundos requieren bombeo para trasladar su agua al cuerpo de gravedad, desde donde se evacúa por gravedad.

d) Por la gestión de las aportaciones una vez lleno el depósito

- Depósitos de volumen confinado o trampa: al llenarse, las aguas entrantes se desvían al colector de bypass y el depósito retiene las primeras aguas recibidas hasta el final del episodio o hasta su vaciado. Este tipo de depósito es necesariamente off-line y también se denomina de “primer lavado”.
- Depósitos fluyentes: el depósito continúa recibiendo caudal una vez lleno, pudiendo producirse desbordamiento por un aliviadero. En estos depósitos el agua entrante se mezcla con la retenida; pueden diseñarse para favorecer la sedimentación mediante límites de velocidad ascensional, control de caudales

hacia el aliviadero y relaciones geométricas que mejoren la decantación. Los depósitos fluyentes pueden ser on-line u off-line.

En consonancia con las conclusiones derivadas del análisis multicriterio, la solución adoptada para la gestión de escorrentías en la cuenca principal del Lote 1 (acometida norte) consiste en la implantación de un tanque de tormentas. Esta infraestructura se ubicará aprovechando el volumen del túnel preexistente y actualmente sin uso, situado en la planta -2 del complejo subterráneo.

Su finalidad es la recogida, regulación y gestión de las aguas pluviales generadas en este sector de la actuación, el cual engloba las cubiertas de los edificios de la Audiencia Penal, la Audiencia Civil y el Tribunal Superior de Justicia, así como las extensas superficies pavimentadas asociadas a los aparcamientos públicos y privados.

Desde el punto de vista funcional, el sistema se concibe como un elemento de almacenamiento temporal que permite laminar los caudales pico durante los episodios de lluvia. Esta retención provisional garantiza el cumplimiento de la estricta restricción de vertido (máximo del 17 % del caudal punta) impuesta por el Canal de Isabel II, eliminando el riesgo de sobrecarga en el colector municipal receptor ubicado en la avenida José Antonio Corrales.

La configuración hidráulica adoptada responde a las condiciones topográficas y de implantación del complejo. En este sentido, la infraestructura presenta las siguientes características tipológicas:

- Tanque fuera de línea (*off-line*): El depósito se sitúa fuera de la red principal de saneamiento continuo, recibiendo los caudales de lluvia mediante una derivación específica desde la red interna del aparcamiento y las cubiertas. Esta disposición permite un control hidráulico más preciso de las aportaciones y resulta la más adecuada para la gestión de volúmenes significativos de escorrentía sin interferir en las aguas residuales.
- Vaciado por bombeo: Dado que la cota de solera del túnel en la planta -2 se encuentra significativamente por debajo del nivel de la red de alcantarillado público, la evacuación del agua almacenada no puede realizarse por gravedad. Por ello, se proyecta un sistema de impulsión mediante bombas encargado de elevar el caudal laminado hasta la acometida a nivel de calle. Este vaciado estará completamente automatizado mediante sensores de nivel (tipo boya o sonda), que

activarán y desactivarán las bombas de forma escalonada en función de los niveles de llenado del depósito.

- Depósito de laminación con comportamiento fluyente en situaciones excepcionales: La función principal de la infraestructura es la laminación de los caudales de aguas pluviales, permitiendo almacenar temporalmente las escorrentías y limitar el caudal vertido a la red municipal. Aunque el almacenamiento de las primeras aguas de escorrentía puede producir como efecto secundario una reducción parcial de la carga contaminante, este no constituye el objetivo principal del diseño. Asimismo, para proteger la infraestructura frente a episodios extraordinarios, el tanque dispondrá de un aliviadero de seguridad que permitirá la evacuación del exceso de caudal únicamente cuando se alcance el volumen máximo de almacenamiento.

Definido este planteamiento general y la tipología operativa de la infraestructura, los apartados siguientes abordarán el desarrollo del estudio hidrológico e hidráulico de detalle de la cuenca norte. El objetivo será establecer los hidrogramas de aportación, determinar el volumen de almacenamiento adoptado para el predimensionamiento del tanque frente a una lluvia de diseño de 10 años de periodo de retorno, y definir las condiciones de evacuación del sistema de bombeo.

A partir de estos resultados hidráulicos, se abordará el dimensionamiento geométrico definitivo del tanque de tormentas. Para ello, se adaptará el volumen útil exigido a las dimensiones físicas reales del túnel en planta y alzado, definiendo las cotas críticas de implantación, los niveles de operación electromecánica (arranque, parada y alivio) y los detalles constructivos necesarios para su correcta integración técnica dentro del complejo subterráneo de la Ciudad de la Justicia.

4.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El presente apartado desarrolla el análisis hidrológico realizado para estimar los caudales de escorrentía generados en la Ciudad de la Justicia y establecer las condiciones de diseño del tanque de tormentas y de las conexiones con la red municipal de saneamiento. Este estudio se llevó a cabo con carácter previo al análisis de alternativas y se presenta de forma detallada en el apartado 2 del presente documento, donde se justifica la metodología adoptada.

Para la estimación de los caudales de diseño se emplea el método racional, de acuerdo con la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial, que permite determinar el caudal punta a partir de la intensidad de precipitación, el coeficiente de escorrentía, la superficie de la cuenca y un coeficiente corrector que considera la distribución temporal de la lluvia.

En primer lugar, se determina la intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno de 10 años, en consonancia con los criterios establecidos en la normativa de drenaje urbano de la Comunidad de Madrid. Para ello se comparan los datos registrados en la estación climatológica más próxima con los valores de referencia establecidos por la normativa, adoptándose en todos los casos la alternativa más desfavorable desde el punto de vista del diseño. Como resultado, se obtiene una precipitación máxima diaria de 54,1 mm y una intensidad media diaria corregida de 2,25 mm/h.

A continuación, se calcula el tiempo de concentración, definido como el intervalo necesario para que toda la superficie de la cuenca contribuya simultáneamente al caudal en el punto de desagüe. Para la acometida norte se aplica la formulación de flujo difuso recogida en la Instrucción 5.2-IC, obteniéndose un valor de 7,3 minutos. No obstante, dado que las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) empleadas establecen un tiempo mínimo de aplicación de 10 minutos, este último se adopta como tiempo de concentración de diseño.

La intensidad de lluvia de cálculo se obtiene a partir de las curvas IDF incluidas en la Normativa para Obras de Saneamiento y Drenaje Urbano de la Ciudad de Valencia. Aunque la actuación se localiza en Madrid, se recurre a dichas curvas por su carácter conservador, al representar un régimen pluviométrico más intenso, característico del clima mediterráneo. Para un tiempo de concentración de 10 minutos se obtiene una intensidad de 59,3 mm/h y un factor de intensificación de la lluvia de $F_{int} = 26$, resultando una intensidad de diseño de 58,5 mm/h.

Posteriormente se determina el coeficiente de escorrentía, que representa la fracción de la precipitación que se transforma en escorrentía superficial. Para ello se clasifican las superficies de la cuenca en cubiertas, pavimentos impermeables y zonas ajardinadas, asignando a cada una el coeficiente correspondiente y calculando posteriormente un valor ponderado en función de su superficie. Para la acometida norte se obtiene un coeficiente de escorrentía de $C = 0,822$, valor que refleja el elevado grado de impermeabilización de la cuenca.

Asimismo, se calcula el coeficiente de uniformidad temporal de la precipitación (K_t), que tiene en cuenta la distribución de la lluvia a lo largo del episodio considerado. Aplicando la expresión establecida en la Instrucción 5.2-IC y el tiempo de concentración adoptado, se obtiene un valor de $K_t = 1,008$.

Finalmente, una vez determinados todos los parámetros hidrológicos, se aplica la ecuación del método racional para obtener el caudal punta de diseño. Para la acometida norte se obtiene un caudal de $0,481 \text{ m}^3/\text{s}$ (481 L/s). Este resultado constituye la base para el dimensionamiento hidráulico del tanque de tormentas y de las conexiones con la red municipal de saneamiento, garantizando que el sistema pueda gestionar adecuadamente los episodios de lluvia correspondientes al período de retorno considerado en el diseño.

Debe señalarse que el caudal de diseño obtenido mediante el método racional representa el caudal de escorrentía generado por la actuación y constituye el valor de referencia para la comprobación de compatibilidad con la red existente. No obstante, dicha comprobación no se realiza frente a la capacidad teórica máxima del colector, sino frente a la capacidad hidráulica remanente disponible, al tratarse de una red unitaria que transporta, además de las nuevas aportaciones pluviales, los caudales residuales y de base correspondientes a la cuenca ya conectada. Asimismo, en la evaluación deben considerarse los márgenes de seguridad hidráulica y las condiciones de explotación exigidas por el Canal de Isabel II. En consecuencia, aunque la diferencia entre el caudal de diseño de la acometida norte ($0,481 \text{ m}^3/\text{s}$) y la capacidad nominal de la conducción existente ($0,47 \text{ m}^3/\text{s}$) sea reducida, la nueva aportación supera la capacidad disponible de la red en las condiciones de funcionamiento consideradas, justificando la necesidad de analizar soluciones alternativas para la evacuación de las aguas pluviales.

4.3. ESTUDIO HIDRÁULICO Y DIMENSIONAMIENTO A NIVEL DE PREDISEÑO

El presente estudio se desarrolla a nivel de predimensionamiento hidráulico, con el objetivo de verificar la viabilidad técnica, funcional y espacial de la alternativa seleccionada para la gestión de las aguas pluviales de la Ciudad de la Justicia de Madrid. En consecuencia, el alcance de este Trabajo Fin de Máster no comprende el desarrollo de un Proyecto de Ejecución, por lo que el dimensionamiento realizado constituye una base

de diseño que deberá completarse posteriormente mediante el correspondiente proyecto constructivo.

El análisis hidráulico se centra en la acometida norte, ya que, conforme a los resultados obtenidos en el cálculo de escorrentías, es la única cuya aportación supera la capacidad hidráulica disponible de la red de saneamiento existente en la avenida José Antonio Corrales. En consecuencia, resulta necesaria la implantación de un sistema de regulación que permita laminar el hidrograma de entrada antes de su incorporación a la red municipal.

El criterio de funcionamiento adoptado consiste en limitar el caudal vertido al colector receptor mediante un tanque de tormentas fuera de línea (off-line), de forma que el exceso de escorrentía quede temporalmente almacenado y sea evacuado de forma controlada una vez finalizado el episodio de lluvia.

La limitación del caudal de vertido al 17 % del caudal punta no responde a un criterio normativo de aplicación general, sino a una condición particular de conexión establecida por el Canal de Isabel II para el presente ámbito de actuación, de acuerdo con la capacidad hidráulica disponible del colector receptor. Esta condición resulta coherente con los criterios recogidos en las *Normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II* y con los principios establecidos por la *Ordenanza de Gestión y Uso Eficiente del Agua en la Ciudad de Madrid*, orientados a evitar que los nuevos desarrollos incrementen las solicitudes hidráulicas sobre la red existente.

El esquema funcional proyectado se estructura en las siguientes etapas consecutivas (Figura 12):

1. Arqueta de recepción y pretratamiento, destinada a reunir los caudales procedentes de las distintas subcuencas y retener sólidos gruesos y materiales sedimentables antes de su entrada al tanque.
2. Tanque de tormentas, dispuesto fuera de línea en la planta -2 del complejo, destinado al almacenamiento temporal de los caudales excedentes durante los episodios de lluvia.
3. Sistema de impulsión y arqueta de rotura de carga, encargado de elevar el caudal regulado hasta la cota de la red municipal para su posterior evacuación por gravedad.

4. Aliviadero de seguridad (by-pass), previsto para derivar los caudales correspondientes a episodios extraordinarios superiores al evento de diseño, garantizando la protección hidráulica de la infraestructura.

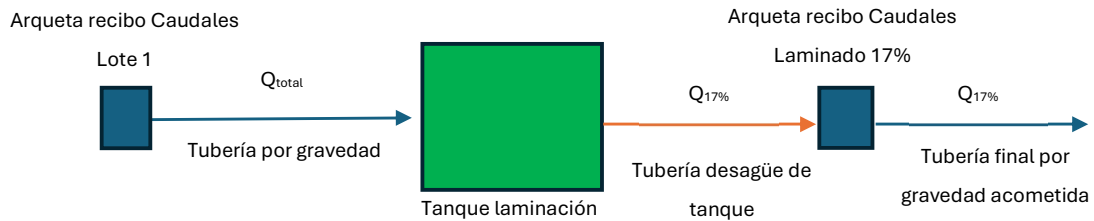


Figura 12. Diagrama de conexión para tanque de laminación.

4.3.1. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL PUNTA (QP)

El método racional, aplicado en el apartado anterior, proporciona un caudal punta de diseño correspondiente al episodio de lluvia asociado a un período de retorno de 10 años de:

$$Q_p = 0,481 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este valor representa el caudal máximo instantáneo generado en la acometida norte y constituye el hidrograma de entrada considerado para el predimensionamiento del tanque de tormentas.

Con objeto de representar la evolución temporal de la avenida se adopta un hidrograma triangular sintético de Mockus, ampliamente utilizado en estudios hidrológicos de pequeñas cuencas urbanas cuando no se dispone de registros hidrométricos detallados.

Considerando un tiempo de concentración de:

$$t_c = 10 \text{ min} = 0,1667 \text{ h}$$

y considerando una duración efectiva de la precipitación igual a la mitad del tiempo de concentración,

$$D = 0,5 t_c$$

el tiempo al pico resulta:

$$t_p = 0,5D + 0,6t_c$$

$$t_p = 0,5(0,5 \cdot 0,1667) + 0,6 \cdot 0,1667$$

$$t_p = 0,1417 \text{ h}$$

El tiempo base del hidrograma es:

$$t_b = 2,67 t_p$$

$$t_b = 2,67 \cdot 0,1417 = 0,38 \text{ h}$$

equivalente a:

$$t_b = 1368 \text{ s}$$

Por tanto, el hidrograma triangular de entrada queda completamente definido por:

- Caudal punta:

$$Q_p = 0,481 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Tiempo al pico:

$$t_p = 0,1417 \text{ h}$$

- Tiempo base:

$$t_b = 0,38 \text{ h}$$

Este hidrograma constituye la base para el análisis hidráulico del sistema de regulación y el posterior predimensionamiento del volumen de almacenamiento.

4.3.2. DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

El volumen total movilizado por el episodio de precipitación de diseño ($T = 10$ años) corresponde a la integral del hidrograma de avenida. Bajo la hipótesis de distribución triangular, dicho volumen arroja el siguiente resultado:

$$V = \frac{Q_{pico} * t_b}{2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, resulta:

$$V = \frac{0.481 * 1368}{2} = 329 \text{ m}^3$$

Este volumen representa el volumen total movilizado por la cuenca durante el episodio de lluvia. Sin embargo, el volumen útil del tanque de tormentas no coincide necesariamente con dicho valor, puesto que durante el proceso de llenado continúa produciéndose la evacuación de agua hacia la red municipal.

En el presente proyecto, y de acuerdo con las condiciones particulares de conexión establecidas por el Canal de Isabel II para el ámbito de actuación, el caudal vertido a la red municipal de saneamiento se limita al 17 % del caudal punta generado en la cuenca. Esta limitación constituye un condicionante específico de diseño para la presente actuación y se adopta como criterio de predimensionamiento del tanque de tormentas y de su sistema de bombeo. En consecuencia, el caudal máximo de descarga considerado es:

$$Q_{salida} = 0.17 * Q_p = 0.17 * 0,481 = 0.0818 \text{ m}^3/\text{s}$$

Desde un punto de vista general, el volumen de laminación viene definido por el balance entre los caudales de entrada y salida, expresado mediante:

$$V(t) = \int_0^t (Q_{entrada} - Q_{salida}) dt$$

siendo el volumen de diseño el valor máximo alcanzado por dicha integral durante el episodio considerado.

La determinación rigurosa de dicho volumen requiere la construcción de la curva de masas del hidrograma o la realización de una simulación hidráulica transitoria, procedimientos que exceden el alcance del presente Trabajo Fin de Máster. En consecuencia, y dado que el objetivo de este documento es el predimensionamiento de la infraestructura, se adopta como volumen de referencia el volumen total movilizado durante el episodio de diseño, al que se incorpora un margen de seguridad del 10 % para absorber las incertidumbres propias de esta fase de diseño, posibles variaciones del hidrograma real, la pérdida progresiva de capacidad útil por sedimentación y futuras condiciones de explotación.

De este modo, el volumen útil adoptado para el dimensionamiento del tanque resulta:

$$V_{diseño} = 1.1 * V = 1.1 * 329 = 362 \text{ m}^3$$

4.3.3. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL TANQUE

Una vez determinado el volumen útil de diseño, se aborda la definición geométrica y funcional del tanque de tormentas. Como se ha indicado anteriormente, la infraestructura se implantará aprovechando el túnel existente en la planta -2 del complejo, cuya altura interior disponible es de 2,00 m. Esta limitación condiciona directamente el diseño hidráulico, estableciéndose una distribución de la altura en tres zonas funcionales claramente diferenciadas:

- Calado útil de operación ($h_{\text{util}} = 1,10 \text{ m}$): corresponde al volumen destinado al almacenamiento temporal de las escorrentías durante los episodios de lluvia. La limitación del calado responde a criterios de explotación y mantenimiento, permitiendo el acceso al interior del depósito, facilitando las labores de limpieza y extracción de sedimentos y reduciendo los riesgos asociados a los trabajos en espacios confinados.
- Cámara de resguardo ($h_{\text{resguardo}} = 0,50 \text{ m}$): espacio situado entre la lámina máxima de agua y la losa superior del túnel. Este volumen libre permite absorber las oscilaciones del nivel del agua, evita la entrada en carga de la estructura y proporciona espacio suficiente para la ventilación, el paso de conducciones y la instalación de los equipos auxiliares.
- Calado no útil ($h_{\text{no útil}} = 0,40 \text{ m}$): volumen reservado en el fondo del depósito para favorecer la decantación de sedimentos y materiales arrastrados por las escorrentías, evitando la pérdida de capacidad útil y reduciendo el riesgo de obstrucción de las bombas y de los elementos hidráulicos. Asimismo, garantiza que las bombas permanezcan permanentemente sumergidas durante su funcionamiento, favoreciendo su correcta refrigeración y evitando fenómenos de aspiración de aire.

De este modo, el volumen útil de almacenamiento corresponde exclusivamente al calado de 1,10 m, mientras que el resguardo superior y el volumen inferior destinado a sedimentación responden a criterios de seguridad hidráulica y explotación de la infraestructura.

En un dimensionamiento detallado, el volumen útil del tanque debería obtenerse mediante un balance hidráulico entre el hidrograma de entrada y el caudal de salida permitido, considerando la laminación producida durante todo el episodio de lluvia. No obstante, dado el carácter preliminar del presente trabajo y la ausencia de una

simulación hidrológica e hidrodinámica completa, se adopta de forma conservadora como volumen útil de diseño el volumen total movilizadado durante el episodio de cálculo, incrementado en un 10 % como margen de seguridad, sin descontar el volumen evacuado simultáneamente por el sistema de bombeo durante el evento. Este criterio conduce a un volumen útil de diseño de aproximadamente 362 m^3 , proporcionando un margen adicional frente a las incertidumbres propias de la fase de predimensionamiento, posibles variaciones del hidrograma real, la acumulación progresiva de sedimentos y futuras condiciones de explotación.

Considerando un calado útil de 1,10 m, la superficie mínima necesaria en planta resulta de aproximadamente 329 m^2 , valor plenamente compatible con la geometría del túnel existente. En consecuencia, se adopta un depósito de planta rectangular con las siguientes dimensiones de predimensionamiento (Figura 13):

- Longitud interior (L): 30,00 m
- Anchura interior (W): 11,00 m
- Superficie en planta: 330 m^2
- Calado útil: 1,10 m
- Volumen útil: 363 m^3
- Altura de resguardo: 0,50 m
- Volumen de resguardo: 165 m^3
- Altura interior total: 2,00 m
- Volumen geométrico total: 660 m^3

Desde el punto de vista funcional, el depósito incorpora los elementos necesarios para garantizar su correcta explotación. El sistema se gobernará mediante sondas/boyas de nivel, caudalímetro electromagnético, PLC y variadores de frecuencia, de forma que el nivel active las bombas y el VFD module el caudal. Asimismo, se dispone de un aliviadero de seguridad conectado a la infraestructura de bombeo existente situada en el sótano -3 del aparcamiento público. Este aliviadero constituye un elemento de funcionamiento exclusivamente excepcional, destinado a evitar el desbordamiento del depósito ante situaciones extraordinarias de fallo del sistema de bombeo principal o episodios

pluviométricos superiores a los considerados en el dimensionamiento. Su utilización se prevé únicamente de forma puntual y siempre que la capacidad hidráulica de la infraestructura receptora resulte suficiente para admitir dicho caudal sin comprometer su funcionamiento. En este sentido, la capacidad hidráulica del pozo de bombeo y de la estación de bombeo existente en el sótano -3 deberá verificarse durante la redacción del Proyecto de Ejecución, comprobando que puede admitir el caudal de alivio extraordinario sin provocar sobrecargas ni trasladar el riesgo de inundación a dicha infraestructura.

El fondo del depósito presenta una pendiente aproximada del 1 % hacia un desagüe de vaciado, permitiendo su drenaje completo durante las operaciones de mantenimiento y limpieza. Finalmente, se prevén diversos accesos distribuidos a lo largo de la cubierta para facilitar las tareas de inspección, explotación y conservación de la instalación.

De este modo, la solución adoptada proporciona una capacidad de almacenamiento conservadora y compatible con las limitaciones geométricas de la infraestructura existente, constituyendo una base adecuada para el posterior desarrollo del Proyecto de Ejecución, donde el volumen útil podrá optimizarse mediante un balance hidráulico detallado entre los caudales de entrada y salida.

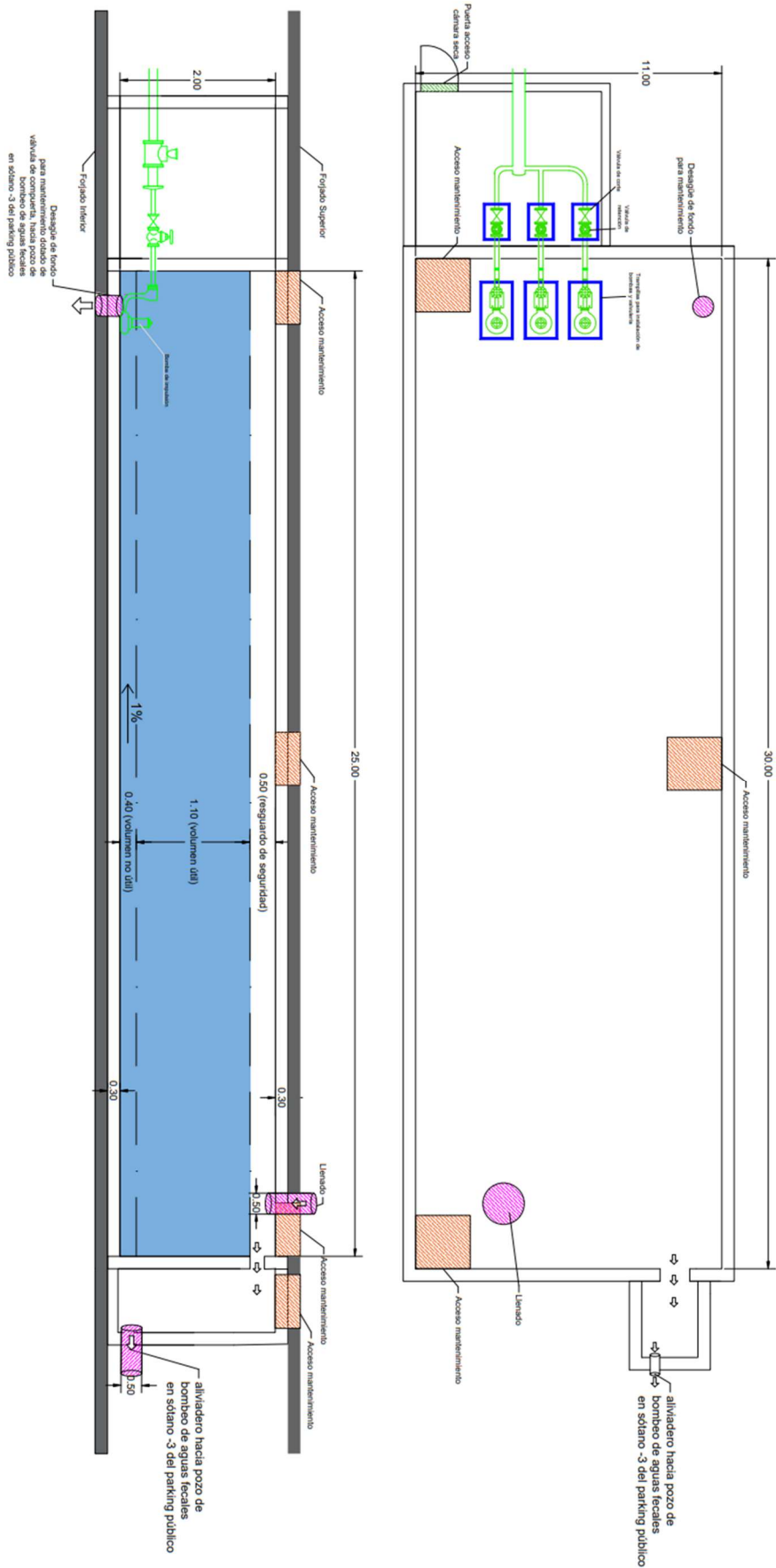


Figura 13. Esquema tipo del tanque de laminación. Fuente: elaboración propia

4.3.4. SISTEMA DE BOMBEO

Dado que el tanque de tormentas se encuentra implantado aproximadamente a 11 m por debajo de la rasante del terreno (planta -2), la evacuación del volumen almacenado no puede realizarse por gravedad. En consecuencia, es necesario disponer de una estación de bombeo que impulse el agua retenida hasta la arqueta de descarga situada en superficie, desde donde el caudal se incorpora nuevamente a la red municipal en régimen gravitatorio.

El dimensionamiento hidráulico de la estación de bombeo se basa en el caudal máximo de vertido autorizado y no en el caudal punta afluente al depósito. Conforme a la condición de conexión establecida por el Canal de Isabel II, en aplicación de sus Normas Técnicas para Redes de Saneamiento y de la Ordenanza de Gestión y Uso Eficiente del Agua en la Ciudad de Madrid, el vertido a la red municipal queda limitado al 17 % del caudal punta generado por la cuenca, garantizando que el nuevo desarrollo no incremente la carga hidráulica sobre el colector receptor.

Considerando un caudal punta de diseño de:

$$Q_p = 0,481 \text{ m}^3/\text{s}$$

el caudal máximo autorizado de vertido resulta:

$$Q_{salida} = 0.17 \cdot 0.481 = \frac{0.0818 \text{ m}^3}{\text{s}} = 81.8 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Con objeto de garantizar la continuidad del servicio y asegurar la disponibilidad de la instalación frente a posibles averías o labores de mantenimiento, se adopta una configuración formada por dos bombas en funcionamiento y una tercera bomba de reserva (2+1), solución ampliamente empleada en estaciones de bombeo de aguas pluviales.

El caudal unitario correspondiente a cada bomba es:

$$Q_{bomba} = \frac{0.0818}{2} = 0.0409 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con un margen del 20 % para absorber posibles pérdidas de rendimiento, envejecimiento de los equipos y desviaciones respecto al punto óptimo de funcionamiento, el caudal de selección resulta:

$$Q_{bomba} = 1.2 * 0.0409 = \frac{0.049 \text{ m}^3}{s} = 49 \text{ L/s}$$

El incremento del 20 % únicamente se emplea como criterio de selección del equipo de bombeo, con objeto de compensar posibles pérdidas de rendimiento, envejecimiento de los equipos y desviaciones respecto al punto de máximo rendimiento. No constituye el caudal de funcionamiento habitual de la instalación.

Durante la explotación ordinaria, el sistema de control gobernado mediante variadores de frecuencia limitará el caudal impulsado por cada bomba a 40,9 L/s, de forma que el funcionamiento simultáneo de las dos bombas en servicio proporcione un caudal máximo conjunto de 81,8 L/s, cumpliendo en todo momento el límite de vertido autorizado por el Canal de Isabel II.

La capacidad nominal de 49 L/s por bomba queda reservada exclusivamente para condiciones degradadas, compensación del envejecimiento de los equipos o desviaciones del punto de funcionamiento, sin que ello implique un aumento del caudal máximo vertido a la red municipal.

ALTURA DINÁMICA TOTAL (TDH)

La selección de las bombas requiere determinar la Altura Dinámica Total (TDH), definida como la energía específica que debe aportar la bomba para elevar el agua desde el depósito hasta el punto de descarga.

Se calcula mediante la expresión:

$$TDH = H_g + H_f + H_a$$

Donde:

- H_g : altura geométrica o diferencia de cotas entre el punto de bombeo y el punto de descarga
- H_f : pérdidas de carga por fricción en la tubería
- H_a : pérdidas de carga localizadas en accesorios

La altura geométrica (H_g) se ha determinado a partir de la implantación del tanque de laminación respecto al punto de conexión con la red municipal. Se considera una diferencia de cotas aproximada de 11,0 m entre el fondo útil del tanque y el punto de descarga en la red municipal. Adicionalmente, se adopta un margen de 0,65 m para considerar la diferencia de nivel existente entre la impulsión y la arqueta de conexión,

derivada de la configuración geométrica de la instalación. Este valor representa exclusivamente una diferencia de cota y no incluye pérdidas de carga, las cuales se evalúan de forma independiente en los apartados siguientes.

Por tanto, $H_g = 11,65 \text{ metros}$

La Altura Dinámica Total se calcula para una bomba funcionando en su condición nominal de selección (49 L/s), considerando la conducción individual de impulsión DN200 existente entre la bomba y el colector común. Este criterio permite dimensionar cada equipo en la condición más desfavorable prevista para su selección.

Las pérdidas por fricción fueron definidas de acuerdo con la ecuación de Darcy-Weisbach:

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

Donde:

- f : factor de fricción en función de las características de flujo.
- D : diámetro interno de tubería (m). $D = 200 \text{ mm}$
- V : Velocidad del flujo (m/s)
- L : longitud de tubería (m)
- g : valor de la gravedad

Este término representa una parte significativa de la carga total y depende directamente del diámetro seleccionado, por lo que su correcta estimación es clave para optimizar el diseño energético del sistema.

Para su cálculo se han considerado los siguientes parámetros:

- Longitud de tubería $L = 31,0 \text{ m}$, correspondiente al trazado estimado de la impulsión desde el tanque hasta el punto de descarga.
- Velocidad del flujo aproximada 1.56 m/s
- Factor de fricción, asumiendo tubería de PVC. $f = 0.02$
- Régimen de flujo turbulento, propio de conducciones de saneamiento en presión.

$$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0.02 * \left(\frac{31}{0.200} \right) * \frac{1.56^2}{2 * 9.8} = 0.38 \text{ m}$$

El resultado de las pérdidas por fricción es $H_f = 0.38 \text{ metros}$.

Las pérdidas de carga localizadas en accesorios se calculan mediante la expresión:

$$H_a = K_m \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- K_m es el coeficiente global de pérdidas asociadas a accesorios tales como codos, válvulas, reducciones y uniones.
- Velocidad del flujo aproximada 1.56 m/s
- $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

En esta fase del proyecto, el trazado definitivo de la conducción de impulsión no está completamente definido, por lo que no es posible realizar un desglose detallado de cada accesorio conforme a los coeficientes individuales establecidos en tablas hidráulicas (p. ej. coeficientes de pérdidas singulares recogidos en literatura técnica de hidráulica y en manuales de fabricantes de válvulas y accesorios).

Por este motivo, y de acuerdo con los criterios habituales de predimensionamiento en ingeniería de estaciones de bombeo, se adopta un coeficiente global equivalente:

$$K_m = 10$$

Este valor se considera adecuado para instalaciones de bombeo en redes de saneamiento y drenaje urbano en fase de anteproyecto, ya que engloba de forma conservadora un número mínimo de elementos habituales en este tipo de conducciones, incluyendo:

- 2 a 4 codos de 90° o equivalentes hidráulicos
- 1 válvula de retención
- 1 válvula de seccionamiento
- transiciones de diámetro y piezas de conexión a arqueta

Sustituyendo los valores de velocidad previamente obtenidos ($\frac{v^2}{2 \cdot g} = 0.122$):

lo cual permite considerar un número representativo de elementos singulares en la instalación. Sustituyendo valores:

$$H_a = 10 \cdot 0.124 = 1.24 \text{ metros}$$

Sumando los tres componentes:

$$TDH = H_g + H_f + H_a = 11,65 + 0,38 + 1,24 = 13,3 \text{ metros}$$

DETERMINACIÓN DE LA POTENCIA DE BOMBEO

La potencia teórica necesaria para el funcionamiento de las bombas se determina mediante la expresión:

$$P = \rho \cdot g \cdot Q_{bomba} \cdot TDH$$

Donde:

- $P(\text{kW})$: potencia hidráulica requerida
- $\rho(\text{kg/m}^3)$: densidad del agua (1000 kg/m^3)
- $g(\text{m/s}^2)$: aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)
- $Q_{bomba} (\text{m}^3/\text{s})$: caudal nominal de selección de la bomba ($0,049 \text{ m}^3/\text{s}$), correspondiente a la capacidad máxima del equipo empleada para su dimensionamiento. Durante la explotación ordinaria, el caudal será regulado mediante variadores de frecuencia hasta un valor de funcionamiento de $0,0409 \text{ m}^3/\text{s}$ ($40,9 \text{ L/s}$) por bomba, de forma que el caudal conjunto impulsado no supere el límite autorizado de $0,0818 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $TDH (\text{m})$: altura dinámica total ($13,3 \text{ m}$)

Por tanto, la potencia hidráulica necesaria para el funcionamiento del sistema de bombeo se obtiene a partir de la expresión general de energía en impulsión, resultando en:

$$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot TDH = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,049 \cdot 13,3 = 6,4 \text{ kW}$$

Este valor corresponde a la potencia hidráulica transmitida al fluido, la cual representa la energía teórica necesaria para vencer la altura dinámica total del sistema. Sin embargo, esta potencia no coincide con la potencia eléctrica requerida por el equipo de bombeo, ya que en un sistema real existen pérdidas asociadas al funcionamiento del conjunto bomba-motor.

La potencia obtenida corresponde a la condición nominal de selección del equipo (49 L/s por bomba), utilizada para garantizar un margen suficiente frente a pérdidas de rendimiento y condiciones de funcionamiento desfavorables. En régimen normal de

explotación, el sistema de control ajustará automáticamente la velocidad de giro mediante variadores de frecuencia, limitando el caudal impulsado por cada bomba a 40,9 L/s. En consecuencia, la potencia absorbida durante el funcionamiento habitual será inferior a la potencia nominal de diseño, manteniéndose en todo momento el cumplimiento del caudal máximo de vertido autorizado.

En condiciones reales de operación, la potencia hidráulica debe ser corregida mediante la eficiencia global del sistema de bombeo, la cual engloba pérdidas de tipo mecánico, hidráulico y eléctrico (rozamientos internos, pérdidas en el motor, rendimiento del impulsor, etc.).

De acuerdo con la práctica habitual en el dimensionamiento de bombas centrífugas sumergibles empleadas en estaciones de aguas pluviales y residuales, y conforme a rangos de eficiencia proporcionados por fabricantes y literatura técnica especializada, se adopta una eficiencia global:

$$\eta = 0,60(60\%)$$

Este valor se considera representativo en fases de predimensionamiento, especialmente en sistemas de drenaje urbano, donde se prioriza un enfoque conservador que garantice la seguridad del sistema frente a variaciones de operación y envejecimiento de los equipos.

En consecuencia, la potencia eléctrica requerida por cada bomba se determina mediante:

$$P_{el\acute{e}ctrica} = \frac{P_{hidr\acute{a}ulica}}{\eta}$$

Aplicando la expresión anterior, se obtiene una potencia de diseño por bomba de:

$$P = 10.7 \text{ kW}$$

Este valor corresponde a la potencia eléctrica necesaria para garantizar el correcto funcionamiento del sistema bajo las condiciones de diseño establecidas.

Dado que la potencia comercial inmediatamente superior disponible para bombas sumergibles es de 11 kW, se selecciona dicha potencia nominal, garantizando un margen suficiente frente a las condiciones reales de explotación.

A partir de los resultados obtenidos, el sistema de bombeo deberá estar constituido, como mínimo, por la siguiente configuración:

- Dos (2) bombas en funcionamiento en paralelo
- Una (1) bomba de reserva (configuración 2+1)
- Potencia unitaria mínima de instalación: 11 kW por bomba
- Caudal nominal de selección por bomba: $0,049 \text{ m}^3/\text{s}$ (49 L/s).
- Caudal máximo de funcionamiento por bomba: $0,0409 \text{ m}^3/\text{s}$ (40,9 L/s), regulado mediante variadores de frecuencia.

Cada bomba descarga inicialmente mediante una conducción de impulsión individual DN200 hasta un colector común, desde el cual el caudal es conducido hacia el punto de vertido. Las pérdidas de carga calculadas en este apartado corresponden al tramo individual de impulsión de cada bomba, que constituye el tramo hidráulicamente más desfavorable para la selección del equipo.

Esta configuración garantiza el adecuado funcionamiento del sistema, permitiendo la continuidad del servicio en caso de fallo de una unidad y la realización de operaciones de mantenimiento sin interrupción de la explotación. El sistema de control actuará sobre los variadores de frecuencia de las bombas para modular el caudal impulsado en función del nivel de llenado del depósito, asegurando que el caudal total vertido a la red municipal permanezca limitado al valor máximo autorizado de $0,0818 \text{ m}^3/\text{s}$ (81,8 L/s). De este modo, la capacidad instalada proporciona un margen de seguridad para la explotación, mientras que el caudal efectivamente evacuado cumple en todo momento las condiciones de vertido establecidas por el Canal de Isabel II para la conexión a la red municipal de saneamiento.

4.4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

4.4.1. JUSTIFICACIÓN DE LA TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA

El tanque de tormentas proyectado ha sido dimensionado para proporcionar un volumen útil de almacenamiento de 362 m^3 de volumen útil de diseño, destinado a laminar los caudales procedentes de la acometida norte y limitar el vertido a la red municipal al 17 % del caudal de entrada, conforme a los criterios hidráulicos establecidos en los apartados anteriores. Este funcionamiento implica una explotación dinámica del sistema,

caracterizada por ciclos sucesivos de llenado y vaciado, evacuación controlada mediante bombeo y gestión de caudales extraordinarios a través del aliviadero de seguridad.

Aunque desde un punto de vista exclusivamente volumétrico el depósito podría ejecutarse mediante elementos prefabricados, la elección de la tipología constructiva debe responder a un análisis integral que contemple, además de la capacidad de almacenamiento, los condicionantes geométricos, hidráulicos, estructurales y de explotación propios de la instalación.

En el presente proyecto, el depósito se integra en un túnel existente situado en la planta -2 del complejo, circunstancia que condiciona tanto su geometría como la disposición de los distintos elementos hidráulicos. La instalación incorpora una estación de bombeo con configuración 2+1 (dos bombas en funcionamiento y una unidad de reserva), un sistema de control mediante boyas de nivel, un aliviadero de seguridad conectado al pozo de bombeo del sótano -3, un desagüe de fondo para las operaciones de vaciado y mantenimiento, así como varios accesos distribuidos a lo largo de la cubierta para facilitar la inspección y conservación de la infraestructura. La integración conjunta de todos estos elementos requiere una elevada flexibilidad geométrica que difícilmente puede alcanzarse mediante módulos prefabricados estandarizados.

Desde el punto de vista estructural, la solución ejecutada in situ mediante hormigón armado presenta igualmente ventajas significativas. El funcionamiento del depósito implica frecuentes ciclos de llenado y vaciado que someten a la estructura a variaciones repetidas de presión hidrostática. En estas condiciones, la continuidad estructural del hormigón ejecutado in situ reduce el número de juntas y, en consecuencia, disminuye el riesgo de filtraciones y mejora la durabilidad de la infraestructura frente a soluciones prefabricadas constituidas por múltiples elementos ensamblados.

Asimismo, la geometría proyectada incorpora una pendiente longitudinal del fondo hacia el punto de vaciado, favoreciendo la evacuación de sedimentos durante las operaciones de limpieza. Esta configuración, junto con la disposición específica de la cámara de bombeo y de los accesos de mantenimiento, puede adaptarse con mayor precisión mediante una ejecución in situ, optimizando tanto la explotación hidráulica como las labores de conservación del depósito.

La Tabla 21 resume las principales diferencias entre ambas alternativas constructivas.

Tabla 21. Comparativa técnica entre soluciones prefabricadas e in situ. Fuente: Elaboración propia

Criterio	Solución prefabricada	Solución in situ (hormigón armado)
Adaptación geométrica	Limitada a módulos estándar	Totalmente adaptable
Integración de bombeo	Compleja	Integración directa
Control hidráulico	Menor precisión	Alta precisión
Estanqueidad	Dependiente de juntas	Mayor continuidad estructural
Durabilidad	Condicionada por uniones	Elevada
Mantenimiento	Accesibilidad reducida	Acceso optimizado
Compartimentación	Limitada	Totalmente configurable

Desde el punto de vista económico, las soluciones prefabricadas suelen presentar menores plazos de ejecución y un coste inicial más reducido. Sin embargo, en este caso dichas ventajas se ven considerablemente limitadas por la necesidad de adaptar los módulos a la geometría existente y por la integración de la estación de bombeo, el aliviadero, los elementos de control de nivel y el sistema de drenaje de fondo. Estas adaptaciones incrementan la complejidad constructiva y reducen parte de las ventajas asociadas a la prefabricación.

Por el contrario, la ejecución in situ supone una mayor inversión inicial, pero proporciona una solución mejor adaptada a las condiciones específicas del proyecto, con una mayor fiabilidad estructural, una integración más eficiente de los elementos hidráulicos y menores necesidades de mantenimiento durante la vida útil de la infraestructura. Desde una perspectiva de análisis del ciclo de vida, esta alternativa ofrece un comportamiento técnico y económico más favorable.

En consecuencia, y considerando conjuntamente los condicionantes hidráulicos, estructurales, constructivos y de explotación, se adopta una solución ejecutada in situ mediante hormigón armado, al considerarse la opción que mejor garantiza la funcionalidad, la durabilidad y la fiabilidad del tanque de tormentas proyectado.

4.4.2. JUSTIFICACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN ARMADO A USAR

La solución estructural adoptada para el tanque de tormentas consiste en una estructura ejecutada in situ mediante hormigón armado, seleccionada por su capacidad para proporcionar la resistencia mecánica, la estanqueidad y la durabilidad requeridas en una infraestructura hidráulica sometida a ciclos continuos de llenado y vaciado.

Conviene señalar que las características estructurales que se presentan en este apartado corresponden a un predimensionamiento, cuyo objetivo es verificar la viabilidad técnica de la solución adoptada dentro del alcance del presente Trabajo Fin de Máster. Por tanto, las dimensiones de los elementos estructurales, las características de los materiales y la disposición general de las armaduras deben entenderse como una propuesta de diseño preliminar.

La definición definitiva de la estructura requerirá necesariamente la redacción del correspondiente Proyecto de Ejecución, en el que deberán realizarse los cálculos estructurales completos conforme al Código Estructural (Real Decreto 470/2021). Dichos cálculos incluirán, entre otros aspectos, el análisis de las acciones permanentes y variables, los empujes del terreno y del agua, las sobrecargas de uso, la interacción terreno-estructura, las comprobaciones en Estado Límite Último (ELU) y Estado Límite de Servicio (ELS), el control detallado de la fisuración para garantizar la estanqueidad, el dimensionamiento definitivo de las armaduras y la definición de juntas constructivas y detalles de ejecución.

En consecuencia, los parámetros adoptados en este trabajo no pretenden sustituir el cálculo estructural reglamentario propio de un proyecto constructivo, sino establecer unas características coherentes con la tipología de la infraestructura y con las cargas previsibles, permitiendo evaluar la viabilidad técnica y económica de la solución propuesta.

La selección de los materiales, espesores estructurales y cuantías de armado se ha realizado tomando como referencia los criterios establecidos en el vigente Código Estructural, así como las recomendaciones técnicas habitualmente empleadas en el diseño de depósitos de tormenta y otras estructuras hidráulicas enterradas. Asimismo, estas hipótesis de diseño han sido definidas a partir de la experiencia profesional del equipo técnico que ha asesorado el desarrollo del presente Trabajo Fin de Máster, formado por especialistas en el diseño y ejecución de infraestructuras hidráulicas urbanas. Esta

experiencia práctica ha permitido adoptar valores conservadores y plenamente compatibles con las soluciones habitualmente empleadas en proyectos de características similares, sin perjuicio de que deban ser objeto de optimización durante la fase de proyecto de ejecución.

4.4.2.1. CONDICIONES DE EXPOSICIÓN AMBIENTAL Y DURABILIDAD

El depósito se localiza en la zona de Valdebebas (Madrid), en un entorno urbano interior sin influencia marina. No obstante, debido a su función hidráulica, la estructura permanecerá sometida de forma permanente a ambientes húmedos, ciclos continuos de llenado y vaciado y al contacto ocasional con aguas de escorrentía urbana que pueden contener sustancias potencialmente agresivas.

De acuerdo con el Código Estructural, se adopta como clase principal de exposición XC4, correspondiente a elementos sometidos a ciclos alternos de humedad y sequedad. De forma complementaria, y como criterio conservador de diseño, se consideran las exigencias asociadas a la clase XA1, relativa a ambientes con agresividad química débil.

La combinación de ambas clases condiciona los requisitos mínimos de durabilidad del hormigón, estableciendo limitaciones sobre la relación agua/cemento, el contenido mínimo de cemento, los recubrimientos de armadura y el control de la fisuración, aspectos esenciales para garantizar la vida útil de la infraestructura.

4.4.2.2. SELECCIÓN DEL HORMIGÓN

Considerando las solicitaciones estructurales previsibles, las condiciones ambientales y la necesidad de garantizar la estanqueidad del depósito, se propone la utilización de un hormigón HA-30, con una resistencia característica a compresión de 30 MPa.

Esta resistencia resulta adecuada para estructuras hidráulicas enterradas de las dimensiones previstas, proporcionando un comportamiento satisfactorio frente a esfuerzos de flexión, cortante, compresión y empujes hidrostáticos, al tiempo que permite obtener un hormigón suficientemente compacto y durable.

Como criterios de predimensionamiento se adoptan los siguientes requisitos de dosificación:

- Relación agua/cemento máxima: $a/c \leq 0,50$.
- Contenido mínimo de cemento: 300 kg/m^3 .

Estos valores permiten reducir la porosidad del hormigón y limitar la penetración de agentes agresivos, incrementando la durabilidad y favoreciendo la estanqueidad de la estructura.

Se recomienda asimismo la utilización de cementos CEM II/A-L o CEM II/A-V, adecuados para estructuras enterradas en ambientes húmedos. En caso de que el estudio geotécnico definitivo o los análisis de las aguas de escorrentía detecten una agresividad química superior a la prevista, el Proyecto de Ejecución deberá valorar la conveniencia de emplear cementos de mayor resistencia química.

4.4.2.3. PUESTA EN OBRA

Debido a la geometría del depósito y a la elevada concentración de armaduras prevista en determinadas zonas singulares, se propone una consistencia blanda, con un asiento aproximado entre 10 y 15 cm, adecuada para el hormigonado mediante bombeo.

Durante la ejecución deberá garantizarse un correcto vibrado mecánico y un proceso de curado adecuado, con el fin de minimizar la aparición de coqueras, reducir la retracción y asegurar la compacidad del hormigón.

4.4.2.4. ARMADURAS

Como acero de armaduras se propone la utilización de acero corrugado B500S, con un límite elástico característico de 500 MPa, conforme a las prescripciones del Código Estructural.

Este tipo de acero constituye la solución habitualmente empleada en estructuras de hormigón armado y ofrece un adecuado equilibrio entre capacidad resistente, ductilidad y facilidad de puesta en obra

4.4.2.5. CONTROL DE FISURACIÓN Y ESTANQUEIDAD

Dado que la principal función de la estructura es el almacenamiento temporal de agua, el control de la fisuración constituye uno de los aspectos más relevantes del diseño estructural.

Por este motivo, el predimensionamiento contempla la adopción de criterios constructivos encaminados a limitar la abertura de fisuras, garantizar recubrimientos adecuados de las armaduras, controlar la retracción del hormigón y asegurar la continuidad estructural entre los distintos elementos resistentes.

Especial atención deberá prestarse durante el Proyecto de Ejecución al diseño de las juntas de hormigonado, recomendándose la utilización de bandas hidroexpansivas o sistemas equivalentes de impermeabilización que garanticen la estanqueidad del depósito durante toda su vida útil.

4.4.2.6. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS

Atendiendo a las clases de exposición adoptadas y a una vida útil de proyecto de 50 años, se propone un recubrimiento nominal comprendido entre 45 y 50 mm para todos aquellos elementos estructurales en contacto directo con el terreno o con el agua almacenada.

No obstante, el valor definitivo deberá verificarse durante el Proyecto de Ejecución en función de las condiciones ambientales reales, del estudio geotécnico y de las especificaciones establecidas por el Código Estructural.

4.4.2.7. TABLA RESUMEN CON LAS PARTICULARIDADES DEL HA-30 Y PROPUESTA DE ARMADO

Tabla 22. Tabla resumen con las particularidades del hormigón

Parámetro	Valor adoptado	Justificación
Tipología estructural	Hormigón armado ejecutado IN SITU	Mayor estanqueidad, continuidad estructural y adaptación al túnel existente
Alcance del diseño	Predimensionamiento	Verificación de la viabilidad técnica del TFM. El dimensionamiento definitivo se realizará en el Proyecto de Ejecución
Normativa de referencia	Código Estructural (RD 470/2021)	Normativa vigente para estructuras de hormigón
Ubicación	Valdebebas (Madrid)	Entorno urbano interior
Uso de la estructura	Tanque de tormentas enterrado	Infraestructura hidráulica urbana
Vida útil considerada	50 años	Hipótesis de diseño habitual para este tipo de infraestructuras
Clase de exposición principal	XC4	Ciclos de humedad y sequedad

Clase de exposición adicional	XA1	Agresividad química débil
Tipo de hormigón	HA-30	Adecuado para estructuras hidráulicas enterradas
Resistencia característica	30 MPa	Código Estructural
Relación agua/cemento máxima	$a/c \leq 0,50$	Requisito de durabilidad
Contenido mínimo de cemento	$\geq 300 \text{ kg/m}^3$	Durabilidad frente a XC4 y XA1
Tipo de cemento recomendado	CEM II/A-L o CEM II/A-V	Ambientes húmedos y estructuras enterradas
Consistencia	Blanda (10-15 cm)	Facilita el hormigonado mediante bombeo
Método de puesta en obra	Bombeo, vibrado y curado	Garantía de compactación y durabilidad
Tipo de acero	B500S	Código Estructural
Límite elástico	500 MPa	Código Estructural
Recubrimiento nominal	45-50 mm	Protección frente a la corrosión y durabilidad
Control de fisuración	Limitación de abertura de fisuras y juntas estancas	Garantizar la estanqueidad
Criterio de diseño	Estanqueidad, durabilidad y facilidad de mantenimiento	Función hidráulica del depósito

4.4.3. PROPUESTA DE PREDIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO

Como consecuencia del carácter preliminar del presente estudio, se propone una disposición de armaduras basada en criterios habitualmente empleados en depósitos de tormenta de hormigón armado de dimensiones similares.

El tanque presenta unas dimensiones interiores aproximadas de 30 m de longitud, 11 m de anchura y 2,00 m de altura libre, ejecutándose íntegramente mediante hormigón HA-30 y acero corrugado B500S.

La estructura se compone de una losa inferior de cimentación, muros perimetrales y losa superior, planteándose inicialmente un espesor uniforme de 30 cm para todos los elementos estructurales. Como hipótesis de predimensionamiento, se adopta un espesor uniforme de 30 cm para la losa inferior, los muros y la losa superior. Esta solución constituye una propuesta preliminar, basada en criterios habituales de diseño para depósitos de tormenta de dimensiones similares, que deberá verificarse y optimizarse mediante el correspondiente cálculo estructural durante la redacción del Proyecto de Ejecución.

Como propuesta inicial de predimensionamiento, se dispone un armado principal mediante barras corrugadas Ø16 mm, distribuidas en ambas direcciones y en ambas caras de los distintos elementos resistentes, con separaciones comprendidas entre 15 y 20 cm. Como armado secundario y de reparto se emplean barras Ø12 mm cada 20 cm. Las cuantías y separaciones propuestas no proceden de un dimensionamiento resistente completo, sino que constituyen una disposición orientativa adoptada para evaluar la viabilidad técnica de la solución estructural.

En la losa inferior se plantea un armado principal Ø16/15 cm en la cara inferior y Ø16/20 cm en la cara superior. Los muros incorporan armaduras verticales y horizontales Ø16/15 cm en ambas caras, complementadas con armadura secundaria Ø12/20 cm. Finalmente,

la losa superior dispone de un armado $\varnothing 16/15$ cm en la cara superior y $\varnothing 16/20$ cm en la cara inferior, completándose igualmente con armadura de reparto $\varnothing 12/20$ cm.

En los encuentros entre losa y muros, esquinas y restantes zonas singulares se prevén refuerzos locales mediante barras adicionales $\varnothing 16$, con el objetivo de mejorar el comportamiento estructural y reducir las concentraciones de tensiones.

Finalmente, se establece un recubrimiento nominal mínimo de 50 mm y la ejecución de juntas de hormigonado dotadas de sistemas hidroexpansivos, garantizando así la durabilidad y la estanqueidad de la estructura.

Debe insistirse en que los espesores estructurales y la disposición de armaduras descritos constituyen exclusivamente una propuesta de predimensionamiento. En consecuencia, no deben interpretarse como un dimensionamiento estructural definitivo, sino como una solución preliminar compatible con la geometría y las cargas previstas. Durante la redacción del Proyecto de Ejecución será necesario realizar un cálculo estructural completo conforme al Código Estructural, verificando los Estados Límite Últimos y de Servicio, el control de fisuración, los espesores de los distintos elementos, las cuantías de armadura y los detalles constructivos necesarios para garantizar la seguridad, estabilidad y estanqueidad de la infraestructura. (Figura 14).

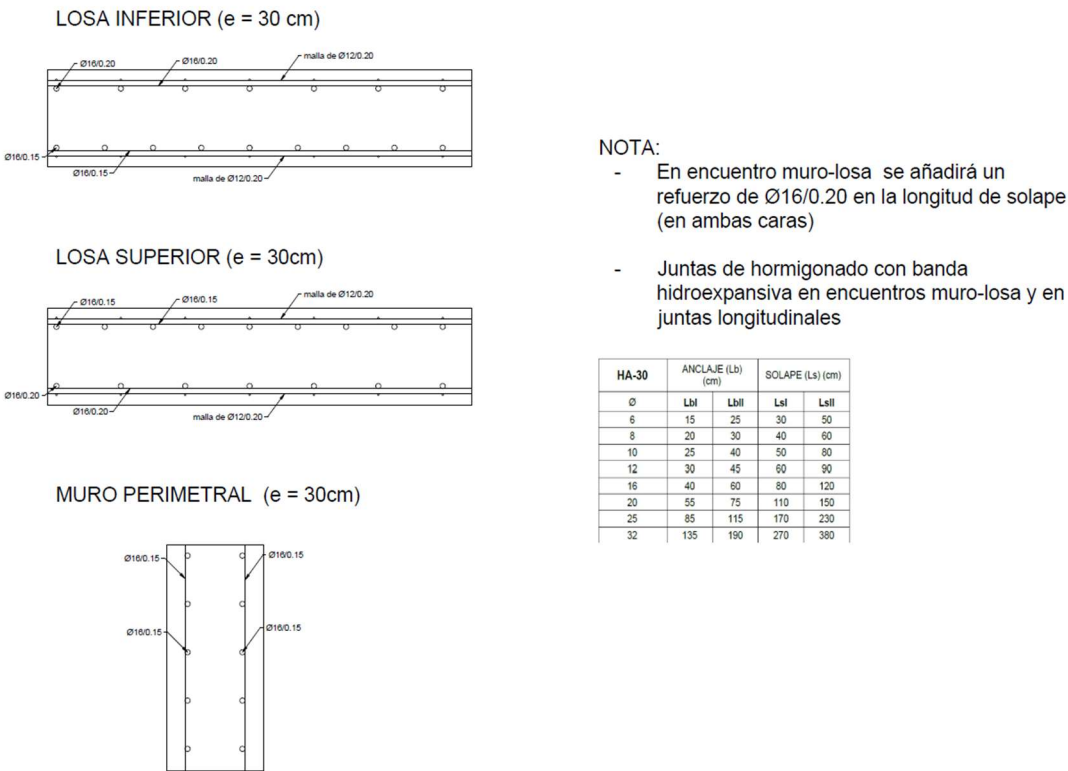


Figura 14. Disposición de armaduras

4.4.4. PROCESO CONSTRUCTIVO DEL TANQUE DE TORMENTAS

Una vez definida la solución estructural del tanque de tormentas como una estructura monolítica de hormigón armado ejecutada in situ, se establece una secuencia constructiva preliminar que garantiza la correcta ejecución de la infraestructura, su integración con la red de drenaje existente y la futura explotación del sistema. Dado el alcance del presente Trabajo Fin de Máster, la secuencia descrita constituye una propuesta de procedimiento constructivo, que deberá desarrollarse y adaptarse durante la redacción del correspondiente Proyecto de Ejecución en función de las condiciones geotécnicas, la planificación de obra y los medios constructivos finalmente seleccionados.

A diferencia de otras estructuras enterradas, un tanque de tormentas constituye una infraestructura hidráulica de explotación continua, sometida a sucesivos ciclos de llenado, vaciado, sedimentación y funcionamiento electromecánico. Por este motivo, el diseño constructivo no debe limitarse exclusivamente a garantizar la estabilidad estructural, sino que debe incorporar desde las primeras fases criterios de accesibilidad, mantenibilidad, seguridad de explotación y facilidad de inspección, aspectos que condicionarán de forma directa el comportamiento del sistema durante toda su vida útil.

Bajo estos criterios, la ejecución de la infraestructura se plantea mediante las siguientes fases principales:

IMPLANTACIÓN DE OBRA Y REPLANTEO TOPOGRÁFICO

Los trabajos comienzan con la implantación de la obra y el replanteo topográfico, definiendo con precisión la geometría del depósito, las cotas de adecuación interior, recrecidos, solera y elementos hidráulicos y la posición de los distintos elementos hidráulicos, incluyendo la cámara de bombeo, el aliviadero de seguridad, las conducciones de entrada y salida y los accesos de mantenimiento. Esta fase resulta fundamental para garantizar la correcta adaptación del tanque a la infraestructura existente y evitar interferencias durante la ejecución.

EJECUCIÓN DE LA LOSA INFERIOR

Sobre la superficie previamente acondicionada de la planta -2 del túnel preexistente se ejecutará la losa inferior de hormigón armado, que constituirá la base resistente del tanque de tormentas. Dicha losa transmitirá las cargas generadas por la estructura

y por el agua almacenada a la solera o estructura existente, cuya capacidad portante y compatibilidad estructural deberán verificarse durante la redacción del Proyecto de Ejecución. Asimismo, la losa deberá resistir las acciones derivadas de la presión hidrostática y garantizar una adecuada distribución de esfuerzos sobre la infraestructura existente.

De acuerdo con el diseño hidráulico desarrollado en apartados anteriores, la losa incorporará la pendiente necesaria para favorecer el drenaje hacia el punto de vaciado y minimizar la acumulación de sedimentos durante la explotación del tanque. Asimismo, en las juntas de hormigonado se dispondrán sistemas de impermeabilización mediante bandas hidroexpansivas o soluciones equivalentes que garanticen la continuidad hidráulica de la estructura.

EJECUCIÓN DE LOS MUROS Y ELEMENTOS SINGULARES

Una vez ejecutada la losa inferior, se procederá al hormigonado de los muros perimetrales mediante encofrado vertical, incorporando desde esta fase todos los pasamuros, conducciones embebidas y reservas necesarias para la conexión de las instalaciones hidráulicas y electromecánicas.

Especial atención deberá prestarse a la ejecución de la cámara de bombeo, concebida para alojar el sistema de impulsión en configuración 2+1, así como a la disposición del aliviadero de seguridad conectado al pozo de bombeo existente y al desagüe de fondo destinado a las operaciones de vaciado y mantenimiento.

EJECUCIÓN DE LA LOSA SUPERIOR

La estructura se completará mediante la ejecución de la losa superior de cierre, incorporando los registros de acceso necesarios para las labores de inspección y mantenimiento.

La ubicación de estos accesos deberá permitir la extracción de las bombas sumergibles, la limpieza periódica del depósito y la inspección de los distintos elementos hidráulicos sin necesidad de realizar demoliciones o intervenciones sobre la estructura.

IMPERMEABILIZACIÓN Y CONTROL DE ESTANQUEIDAD

La estanqueidad constituye uno de los requisitos fundamentales de este tipo de infraestructuras. Por ello, durante la ejecución se prestará especial atención al tratamiento

de juntas de hormigonado, sellado de pasamuros y encuentros entre elementos estructurales, adoptando los sistemas de impermeabilización que se definan en el Proyecto de Ejecución.

Estas medidas tienen como objetivo minimizar el riesgo de infiltraciones, prolongar la vida útil de la estructura y reducir las necesidades de mantenimiento durante la fase de explotación.

INSTALACIÓN DE EQUIPOS HIDRÁULICOS Y ELECTROMECAÑICOS

Finalizada la estructura resistente, se procederá a la instalación del sistema de bombeo, las válvulas de aislamiento y retención, las tuberías de impulsión, el sistema de control mediante boyas de nivel y el resto de los elementos electromecánicos previstos.

La disposición de estos equipos deberá facilitar su desmontaje y sustitución mediante los registros de acceso previstos, reduciendo los tiempos de intervención durante las operaciones de mantenimiento preventivo o correctivo.

PRUEBAS PREVIAS A LA PUESTA EN SERVICIO

Antes de la entrada en funcionamiento de la infraestructura deberán realizarse las correspondientes pruebas de estanqueidad, comprobaciones de funcionamiento del sistema de bombeo, verificación del aliviadero de seguridad y ensayos de los sistemas de control y automatización.

Estas verificaciones permitirán confirmar el correcto comportamiento hidráulico y estructural del conjunto antes de su incorporación al servicio.

4.5. CUADRO DE MEDICIONES

Una vez definida la solución constructiva y estructural del tanque de tormentas, se procede a la estimación de las principales unidades de obra necesarias para su ejecución. El objetivo de este apartado es cuantificar los trabajos que servirán de base para la elaboración del presupuesto del proyecto y para evaluar la viabilidad técnica y económica de la solución propuesta.

Debe señalarse que las mediciones presentadas tienen carácter preliminar, ya que corresponden al nivel de desarrollo propio de un predimensionamiento. Las cantidades

reflejadas se han obtenido a partir de la geometría adoptada para el tanque, de las hipótesis constructivas establecidas en los apartados anteriores y de criterios habituales empleados en proyectos de infraestructuras hidráulicas urbanas.

En consecuencia, estas mediciones deberán revisarse y ajustarse durante la redacción del correspondiente Proyecto de Ejecución, donde el desarrollo del cálculo estructural, la definición detallada de las instalaciones, el estudio geotécnico y la planificación constructiva permitirán obtener las mediciones definitivas de cada unidad de obra.

Las partidas se han organizado siguiendo la secuencia lógica del proceso constructivo descrito anteriormente, diferenciando estructura de hormigón armado, impermeabilización, instalaciones hidráulicas, equipos electromecánicos y puesta en servicio.

4.5.1. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

Esta partida comprende la ejecución de la estructura resistente del tanque, constituida por la losa inferior, los muros perimetrales y la losa superior, todos ellos ejecutados mediante hormigón armado HA-30 y acero corrugado B500S, conforme a los criterios de predimensionamiento establecidos en el apartado 4.4.

Tabla 23. Cuadro de mediciones. Estructura de hormigón armado

Unidad	Descripción	Medición aproximada
m ³	Hormigón de limpieza HM-20	35 m ³
m ³	Losa de fondo de hormigón armado HA-30	101 m ³
m ³	Muros perimetrales de hormigón armado HA-30	46 m ³
m ³	Losa superior de hormigón armado	101 m ³
kg	Acero corrugado B500S en armaduras	31.000 kg
m ²	Encofrado vertical y horizontal recuperable	760 m ²
ud	Pasamuros embebidos en hormigón	8 ud

4.5.2. IMPERMEABILIZACIÓN Y JUNTAS

Esta fase incluye los elementos destinados a garantizar la estanqueidad de la infraestructura, aspecto esencial para el correcto funcionamiento del tanque durante su vida útil.

Tabla 24. Cuadro de mediciones. Impermeabilización y juntas

Unidad	Descripción	Medición aproximada
m	Banda hidroexpansiva en juntas de hormigonado	210 m
m	Waterstop PVC en juntas estructurales	160 m
m ²	Revestimiento impermeabilizante interior	520 m ²
ud	Sellado de pasamuros hidráulicos	20 ud

4.5.3. INSTALACIONES HIDRÁULICAS

Comprende las conducciones de entrada y salida del tanque, el sistema de alivio de emergencia, el desagüe de fondo y el resto de los elementos hidráulicos necesarios para la correcta explotación de la instalación.

Tabla 25. Cuadro de mediciones. Instalaciones hidráulicas

Unidad	Descripción	Medición aproximada
m	Tuberías PVC/PEAD de entrada y conexiones	150 m
m	Tubería de impulsión DN 200 mm	40 m
ud	Arquetas de entrada con decantación	4 ud
ud	Sistema de alivio por gravedad	1 ud
ud	Desagüe de fondo	1 ud
ud	Válvulas de corte	6 ud
ud	Válvulas antirretorno	3 ud
ud	Ventosas	2 ud

4.5.4. SISTEMA DE BOMBEO

De acuerdo con el predimensionamiento hidráulico desarrollado anteriormente, el sistema de impulsión estará constituido por dos bombas en funcionamiento y una tercera

bomba de reserva (configuración 2+1), junto con todos los elementos auxiliares necesarios para su operación y mantenimiento.

Tabla 26. Cuadro de mediciones. Sistema de bombeo

Unidad	Descripción	Medición
ud	Bombas sumergibles 49 L/s	3
ud	Guías de extracción	3
conjunto	Colector de impulsión	1
ud	Caudalímetro electromagnético	1
ud	Válvulas de corte	6
ud	Válvulas antirretorno	3
ud	Sondas de nivel	3

4.5.5. INSTALACIÓN ELÉCTRICA Y AUTOMATIZACIÓN

Incluye los equipos destinados a la alimentación eléctrica, protección, control y automatización del funcionamiento del tanque y de la estación de bombeo.

Tabla 27. Cuadro de mediciones. Instalación eléctrica y automatización

Unidad	Descripción	Medición
ud	Cuadro general eléctrico	1 ud
ud	PLC y sistema de automatización	1 ud
ud	Sistema de telecontrol	1 ud
m	Canalizaciones eléctricas	80 m
m	Cableado eléctrico y de control	120 m
ud	Alumbrado interior de mantenimiento	4 ud

4.5.6. ACCESOS, VENTILACIÓN Y SEGURIDAD

Esta partida incluye los elementos auxiliares necesarios para el acceso, mantenimiento y explotación segura del tanque.

Tabla 28. Cuadro de mediciones. Accesos, ventilación y seguridad

Unidad	Descripción	Medición
ud	Tapas estancas	4
ud	Escaleras inoxidable	2
m	Barandillas	30
ud	Chimeneas de ventilación	2
conjunto	Línea de vida	1
lote	Señalización	1

4.5.7. PUESTA EN SERVICIO Y PRUEBAS

La ejecución finalizará con la realización de las pruebas necesarias para verificar el correcto comportamiento estructural e hidráulico de la infraestructura antes de su entrada en funcionamiento.

Tabla 29. Cuadro de mediciones. Puesta en servicio y pruebas.

Unidad	Descripción	Medición
ud	Prueba de estanqueidad del tanque	1 ud
ud	Pruebas hidráulicas de conducciones	1 ud
ud	Pruebas del sistema de bombeo	1 ud
ud	Programación y ajuste del sistema de control	1 ud
ud	Limpieza final y puesta en servicio	1 ud

Las mediciones anteriores constituyen la base para la elaboración del presupuesto del tanque de tormentas. Al tratarse de un predimensionamiento, las cantidades reflejadas deberán ser verificadas y ajustadas durante el desarrollo del Proyecto de Ejecución, una

vez definidos con detalle los planos constructivos, el cálculo estructural definitivo y las especificaciones de los equipos e instalaciones.

4.6. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

Una vez establecidas las mediciones de las distintas unidades de obra que componen el tanque de tormentas, se procede a la estimación económica de la actuación mediante la elaboración del correspondiente presupuesto. Su finalidad es proporcionar una valoración aproximada del coste de ejecución de la infraestructura, permitiendo comprobar la viabilidad económica de la solución adoptada y servir de base para futuras fases de desarrollo del proyecto.

El presupuesto se ha elaborado a partir de las mediciones obtenidas en el apartado anterior y de los precios unitarios de referencia correspondientes a obras de urbanización e infraestructuras hidráulicas. Como referencia principal se ha empleado la Base de Precios de la Construcción de Guadalajara, ampliamente utilizada en proyectos desarrollados en la Comunidad de Madrid por presentar unas condiciones constructivas, logísticas y de mercado similares a las existentes en el ámbito de actuación.

Los precios unitarios considerados incluyen los costes directos asociados a cada unidad de obra, comprendiendo el suministro de materiales, la mano de obra, la maquinaria necesaria para la ejecución de los trabajos y los medios auxiliares habitualmente empleados. Dado el carácter preliminar del presente documento, no se han considerado posibles variaciones derivadas de condicionantes geotécnicos, afecciones a servicios existentes o modificaciones del proceso constructivo que pudieran definirse durante la redacción del Proyecto de Ejecución.

El presupuesto se organiza en capítulos que reproducen la secuencia lógica de ejecución de la actuación proyectada. Dado que la solución adoptada aprovecha el túnel existente situado en la planta -2 del edificio, no se contempla la ejecución de una excavación generalizada para la implantación del tanque, sino las actuaciones necesarias para su adecuación estructural y funcional. En consecuencia, además de las partidas correspondientes a la estructura de hormigón armado, impermeabilización, instalaciones hidráulicas y sistema de bombeo, se incluyen las unidades de obra asociadas a la adecuación del espacio existente, los trabajos auxiliares de obra interior y las pruebas finales de puesta en servicio.

CAPÍTULO 1. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO				
Unidad	Descripción	Medición	P. unitario (€)	Importe (€)
m³	Hormigón de limpieza HM-20	35	75,00	2.625
m³	Losa de fondo HA-30	101	140,00	14.140
m³	Muros perimetrales HA-30	46	150,00	6.900
m³	Losa superior HA-30	101	145,00	14.645
kg	Acero corrugado B500S	31.000	1,35	41.850
m²	Encofrado estructural	760	22,00	16.720
ud	Pasamuros embebidos	8	120,00	960
Subtotal Capítulo 1:				97.840

CAPÍTULO 2. IMPERMEABILIZACIÓN Y JUNTAS				
Unidad	Descripción	Medición	P. unitario (€)	Importe (€)
m	Banda hidroexpansiva	210	6,50	1.365
m	Waterstop PVC en juntas	160	8,00	1.280
m²	Revestimiento impermeabilizante interior	520	18,00	9.360
ud	Sellado de pasamuros	20	45,00	900
Subtotal Capítulo 2:				12.905

CAPÍTULO 3. INSTALACIONES HIDRÁULICAS				
Unidad	Descripción	Medición	P. unitario (€)	Importe (€)
m	Tuberías PVC/PEAD de entrada y conexiones	150	42,00	6.300
m	Tubería de impulsión DN 200 mm	40	38,00	1.520
ud	Arquetas de entrada con decantación	4	950,00	3.800
ud	Sistema de alivio por gravedad	1	3.200,00	3.200
ud	Desagüe de fondo	1	850,00	850
ud	Ventosas	2	280,00	560
ud	Piezas especiales hidráulicas	1 conjunto	2.500,00	2.500
Subtotal Capítulo 3:				18.730 €

CAPÍTULO 4. SISTEMA DE BOMBEO				
Unidad	Descripción	Medición	P. unitario (€)	Importe (€)
ud	Bomba sumergible 49 l/s	3	4.600,00	13.800
ud	Guías de extracción	3	600,00	1.800
ud	Colector de impulsión	1	1.500,00	1.500
ud	Caudalímetro electromagnético	1	950,00	950
ud	Válvula antirretorno	3	450,00	1.350

ud	Válvula de corte	6	320,00	1.920
ud	Sondas de nivel	3	350,00	1.050
Subtotal Capítulo 4:				22.370 €

CAPÍTULO 5. INSTALACIÓN ELÉCTRICA Y AUTOMATIZACIÓN				
Unidad	Descripción	Medición	P. unitario (€)	Importe (€)
ud	Cuadro general eléctrico	1	3.200	3.200
ud	PLC y automatización	1	2.600	2.600
ud	Sistema de telecontrol	1	2.100	2.100
m	Canalizaciones eléctricas	80	28	2.240
m	Cableado potencia y control	120	18	2.160
ud	Alumbrado interior	4	180	720
ud	Puesta a tierra y protecciones	1	950	950
Subtotal Capítulo 5:				13.970 €

CAPÍTULO 6. ACCESOS, VENTILACIÓN Y SEGURIDAD				
Unidad	Descripción	Medición	P. unitario (€)	Importe (€)
ud	Tapas estancas	4	650	2.600
ud	Escaleras inoxidable	2	900	1.800
m	Barandilla galvanizada	30	95	2.850
ud	Chimeneas ventilación	2	850	1.700
conjunto	Línea de vida	1	1.200	1.200
lote	Señalización seguridad	1	650	650
Subtotal Capítulo 6:				10.800 €

CAPÍTULO 7. PUESTA EN SERVICIO				
Unidad	Descripción	Medición	P. unitario (€)	Importe (€)
ud	Prueba de estanqueidad	1	1.500,00	1.500
ud	Pruebas hidráulicas	1	1.200,00	1.200
ud	Pruebas del sistema de bombeo	1	900,00	900
ud	Programación y ajuste del sistema de control	1	800,00	800
ud	Limpieza y puesta en servicio	1	800,00	800
Subtotal Capítulo 7:				5.200 €

Presupuesto de Ejecución Material

Una vez valoradas las distintas unidades de obra, la suma de los importes parciales permite obtener el Presupuesto de Ejecución Material (PEM) de la actuación.

Capítulo	Importe (€)
1. Estructura de hormigón armado	97.840
2. Impermeabilización y juntas	12.905
3. Instalaciones hidráulicas	18.730
4. Sistema de bombeo	22.370
5. Instalación eléctrica y automatización	13.970
6. Accesos, ventilación y seguridad	10.800
7. Puesta en servicio	5.200
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (PEM)	181.815€

La valoración económica realizada permite estimar un **Presupuesto de Ejecución Material (PEM) de CIENTO OCHENTA Y UN MIL OCHOCIENTOS QUINCE EUROS (181.815,00 €)** para la construcción del tanque de tormentas proyectado.

Este importe representa el coste directo asociado a la ejecución de las distintas unidades de obra que integran la infraestructura, incluyendo la estructura de hormigón armado, la impermeabilización, las instalaciones hidráulicas, el sistema de bombeo, las instalaciones auxiliares, la automatización y las pruebas necesarias para su correcta puesta en funcionamiento.

Debe señalarse que el presupuesto presentado tiene carácter orientativo, al estar basado en un predimensionamiento de la infraestructura y en precios unitarios de referencia. En consecuencia, durante la redacción del Proyecto de Ejecución será necesario revisar tanto las mediciones como los precios adoptados, incorporando las particularidades derivadas del estudio geotécnico, del cálculo estructural definitivo, de las especificaciones de los equipos y de las condiciones reales de ejecución de la obra.

Finalmente, a partir del Presupuesto de Ejecución Material podrán obtenerse el Presupuesto de Ejecución por Contrata (PEC) y el Presupuesto Base de Licitación (PBL) mediante la aplicación de los gastos generales, el beneficio industrial y el Impuesto sobre el Valor Añadido (IVA), conforme a lo establecido en la normativa vigente.

4.7. PROPUESTA DE MANTENIMIENTO DEL TANQUE DE TORMENTAS

La correcta explotación y conservación del tanque de tormentas constituye un aspecto fundamental para garantizar el mantenimiento de su capacidad hidráulica, la seguridad estructural y la fiabilidad del conjunto de instalaciones durante toda su vida útil. A diferencia de otras infraestructuras de obra civil con un comportamiento esencialmente pasivo, un tanque de tormentas está sometido a ciclos continuos de llenado y vaciado, arrastre de sedimentos, acumulación de residuos, ambientes permanentemente húmedos y funcionamiento de equipos electromecánicos, factores que favorecen el deterioro progresivo de la instalación si no se dispone de un adecuado programa de mantenimiento.

Por este motivo, el diseño de este tipo de infraestructuras no finaliza con la definición hidráulica y estructural del depósito, sino que debe complementarse con un plan de explotación que establezca las operaciones de inspección, limpieza, conservación y reparación necesarias para garantizar el correcto funcionamiento del sistema durante toda su vida útil. Un mantenimiento adecuado permite conservar la capacidad efectiva de almacenamiento, minimizar el riesgo de averías, prolongar la durabilidad de la estructura y reducir los costes de explotación derivados de actuaciones correctivas de carácter urgente.

En el presente proyecto, el tanque de tormentas se ubica en la planta -2 del aparcamiento subterráneo de la Ciudad de la Justicia de Madrid, circunstancia que condiciona de forma significativa tanto las operaciones de mantenimiento como las condiciones de acceso a la instalación. La infraestructura queda completamente enterrada bajo un edificio de elevada ocupación diaria, por lo que todas las actuaciones deberán planificarse garantizando la seguridad de los trabajadores, minimizando las afecciones sobre el funcionamiento del aparcamiento y coordinándose con los servicios de explotación del edificio.

Asimismo, la solución proyectada incorpora una cámara única de almacenamiento de aproximadamente 363 m³ de volumen útil, construida mediante estructura de hormigón armado HA-30, equipada con un sistema de impulsión formado por tres bombas sumergibles en configuración 2+1, tubería de impulsión, sistema de alivio de emergencia, desagüe de fondo para operaciones de limpieza, sensores automáticos de nivel y cuadro eléctrico de control. Todos estos elementos requieren operaciones periódicas de inspección y conservación que permitan mantener las prestaciones previstas durante el diseño hidráulico y estructural.

Con objeto de facilitar la gestión de la infraestructura, la propuesta de mantenimiento se organiza siguiendo una estrategia basada en el mantenimiento preventivo, predictivo y correctivo. El mantenimiento preventivo comprende las actuaciones programadas destinadas a evitar la aparición de averías; el mantenimiento predictivo incorpora el seguimiento de determinados indicadores de explotación que permiten anticipar posibles fallos antes de que se produzcan; mientras que el mantenimiento correctivo engloba las reparaciones necesarias cuando se detecten anomalías durante las inspecciones o tras un episodio extraordinario de funcionamiento.

4.7.1. ESTRATEGIA GENERAL DE MANTENIMIENTO

El mantenimiento del tanque debe orientarse prioritariamente a garantizar que la infraestructura conserve en todo momento la capacidad hidráulica prevista durante la fase de diseño y que todos los equipos asociados permanezcan plenamente operativos ante la llegada de un episodio de lluvia intensa.

Para ello, las actuaciones de conservación se estructuran en cuatro grandes objetivos:

- Mantener la capacidad útil del depósito mediante la retirada periódica de sedimentos, arenas y residuos arrastrados por la escorrentía urbana.
- Preservar la integridad estructural del tanque, evitando la aparición de filtraciones, degradación del hormigón o pérdida de estanqueidad en juntas y encuentros estructurales.
- Garantizar el correcto funcionamiento del sistema de bombeo, de las conducciones hidráulicas y de los equipos eléctricos y de automatización.
- Asegurar unas condiciones adecuadas de seguridad durante las operaciones de inspección y mantenimiento, especialmente al tratarse de una infraestructura situada bajo rasante y considerada espacio confinado.

La estrategia propuesta prioriza las actuaciones preventivas frente a las correctivas, ya que la detección temprana de pequeñas incidencias reduce considerablemente el riesgo de averías graves y disminuye los costes asociados a reparaciones de emergencia. Asimismo, se recomienda registrar de forma sistemática todas las operaciones realizadas, permitiendo analizar la evolución del comportamiento del tanque y adaptar la frecuencia de mantenimiento a las condiciones reales de explotación.

4.7.2. ELEMENTOS OBJETO DE MANTENIMIENTO

4.7.2.1. CÁMARA DE ALMACENAMIENTO DEL TANQUE

La cámara de almacenamiento constituye el elemento principal de la infraestructura y, por tanto, concentra una parte importante de las operaciones de mantenimiento. Durante los episodios de lluvia, el agua de escorrentía incorpora arenas, limos, materia orgánica, hojas, pequeños residuos sólidos y otros materiales que terminan depositándose sobre la losa de fondo del tanque.

La acumulación progresiva de estos sedimentos reduce el volumen útil disponible para el almacenamiento de aguas pluviales y puede favorecer la aparición de procesos de fermentación, generación de olores, formación de gases y deterioro localizado de los elementos estructurales. Además, la presencia de sólidos incrementa el riesgo de obstrucción de las bombas y de los sistemas de desagüe.

Las inspecciones periódicas deberán comprobar el estado general del depósito, prestando especial atención a la existencia de depósitos de sedimentos, acumulaciones de residuos, presencia de agua residual tras el vaciado, aparición de eflorescencias, degradación superficial del hormigón o cualquier otra anomalía que pueda comprometer la funcionalidad del tanque.

Siempre que el espesor medio de sedimentos alcance valores próximos al 10 % del calado útil de almacenamiento, es decir, unos 0.11 m, deberá programarse una limpieza integral mediante equipos de impulsión-succión, recuperando completamente el volumen de almacenamiento previsto en el diseño.

4.7.2.2. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO, JUNTAS E IMPERMEABILIZACIÓN

La estructura resistente del tanque está constituida por una losa inferior, muros perimetrales y losa superior ejecutados mediante hormigón armado HA-30, disponiendo de juntas estancas mediante bandas hidroexpansivas y perfiles waterstop en los encuentros estructurales.

Durante las inspecciones deberá verificarse el estado superficial del hormigón, comprobando la aparición de fisuras, coqueras, desprendimientos, pérdidas de recubrimiento, humedades persistentes o cualquier otro signo de deterioro que pueda afectar a la durabilidad de la estructura.

Especial atención deberán recibir las juntas de hormigonado, al constituir los puntos más sensibles desde el punto de vista de la estanqueidad. Se comprobará la ausencia de filtraciones, pérdidas de material sellante o degradación de las bandas hidroexpansivas y perfiles de PVC instalados durante la construcción.

En caso de detectarse filtraciones localizadas, deberán ejecutarse las reparaciones mediante resinas de inyección, morteros de reparación estructural o sistemas de sellado compatibles con estructuras hidráulicas enterradas, garantizando en todo momento la continuidad de la impermeabilización.

Asimismo, se recomienda realizar inspecciones estructurales detalladas cada cinco años, evaluando la evolución de la fisuración y verificando que la estructura mantiene las condiciones de servicio previstas durante el cálculo.

4.7.2.3. ARQUETAS DE ENTRADA Y CONDUCCIONES DE APORTACIÓN

Las arquetas de entrada constituyen el primer punto de recepción de las aguas pluviales procedentes de la red de drenaje y, por tanto, son los elementos más expuestos a la acumulación de sólidos gruesos.

Su mantenimiento consistirá en la retirada periódica de arenas, hojas, plásticos y otros residuos que puedan reducir la sección hidráulica útil o dificultar la entrada del caudal al tanque.

Las conducciones deberán inspeccionarse visualmente para detectar posibles obstrucciones, deformaciones, infiltraciones o deterioros que puedan afectar a su capacidad de transporte.

Las operaciones de limpieza podrán realizarse mediante medios manuales cuando la acumulación de residuos sea reducida o mediante equipos de impulsión-succión en caso de depósitos significativos.

4.7.2.4. SISTEMA DE BOMBEO

El sistema de bombeo constituye el elemento electromecánico más importante de la instalación, ya que permite el vaciado del tanque una vez finalizado el episodio de lluvia.

En el presente proyecto se dispone de tres bombas sumergibles, configuradas para funcionar en régimen 2+1, de forma que dos unidades trabajan simultáneamente mientras

la tercera permanece en reserva para garantizar la continuidad del servicio en caso de avería o durante operaciones de mantenimiento.

Cada inspección deberá comprobar el correcto funcionamiento del sistema automático de arranque y parada, la alternancia entre bombas, el estado de los impulsores, la ausencia de obstrucciones, la estanqueidad de las conexiones, el correcto guiado durante las operaciones de extracción y la inexistencia de vibraciones o ruidos anómalos durante el funcionamiento.

Además, se registrarán periódicamente las horas acumuladas de funcionamiento de cada bomba y su consumo eléctrico, permitiendo detectar diferencias significativas entre equipos que puedan indicar un desgaste prematuro o un funcionamiento desequilibrado.

4.7.2.5. VÁLVULAS, TUBERÍA DE IMPULSIÓN Y PIEZAS ESPECIALES

El sistema de impulsión incorpora válvulas de corte, válvulas antirretorno, piezas especiales y la tubería de impulsión, elementos cuya correcta conservación resulta imprescindible para garantizar el funcionamiento hidráulico del conjunto.

Las válvulas de corte deberán accionarse periódicamente con el fin de evitar bloqueos provocados por incrustaciones o depósitos de sedimentos, comprobando que realizan correctamente las maniobras de apertura y cierre. Del mismo modo, las válvulas antirretorno deberán verificarse para asegurar que impiden el retorno del caudal una vez finalizado el proceso de impulsión, evitando recirculaciones que puedan incrementar innecesariamente el tiempo de vaciado del tanque o provocar esfuerzos adicionales sobre las bombas.

La tubería de impulsión será objeto de inspecciones visuales para detectar posibles fugas, deformaciones, pérdidas de estanqueidad, vibraciones excesivas o deterioros en los soportes y elementos de anclaje. Asimismo, deberá comprobarse periódicamente la ausencia de golpes de ariete, especialmente tras operaciones de parada y arranque del sistema de bombeo.

En caso de detectarse pérdidas de carga superiores a las previstas durante el diseño o una disminución significativa del caudal impulsado, deberá realizarse una inspección específica de la conducción para identificar posibles obstrucciones, incrustaciones o deterioros internos.

4.7.2.6. SISTEMA ELÉCTRICO, AUTOMATIZACIÓN Y CONTROL

El funcionamiento del tanque depende de un sistema de control automático encargado de gestionar el arranque y parada de las bombas en función del nivel de agua almacenado. Este sistema está constituido por las sondas o boyas de nivel, el cuadro eléctrico de maniobra, las protecciones eléctricas y los equipos de automatización.

Las sondas de nivel deberán mantenerse libres de sedimentos, grasas e incrustaciones que puedan alterar la correcta lectura del nivel de agua. Durante las revisiones se verificará el correcto funcionamiento de los niveles de arranque, parada y alarma, comprobando además la respuesta del sistema frente a maniobras manuales.

El cuadro eléctrico deberá ser revisado por personal cualificado, verificando el estado de interruptores magnetotérmicos, diferenciales, contactores, relés térmicos, protecciones contra sobretensiones, conexiones eléctricas y puesta a tierra. Asimismo, deberán comprobarse los sistemas de señalización luminosa, alarmas acústicas y cualquier elemento de comunicación con el sistema de gestión del edificio.

Se recomienda que todas las incidencias detectadas por el sistema de automatización queden registradas mediante históricos de alarmas, permitiendo analizar posteriormente el comportamiento del tanque y detectar posibles tendencias de funcionamiento anómalo.

4.7.2.7. SISTEMA DE ALIVIO Y DESAGÜE DE FONDO

El tanque incorpora un sistema de alivio destinado a garantizar la continuidad del drenaje cuando el volumen almacenado alcance la capacidad máxima prevista durante el diseño. Este elemento constituye un dispositivo de seguridad hidráulica cuya operatividad debe mantenerse permanentemente.

Las inspecciones deberán verificar que la sección del aliviadero permanece completamente libre de residuos, sedimentos o elementos flotantes que puedan dificultar el paso del agua. Asimismo, se comprobará el estado de las aristas, conducciones asociadas y posibles elementos de protección existentes.

El desagüe de fondo instalado para facilitar las operaciones de limpieza constituye igualmente un elemento fundamental para el mantenimiento de la infraestructura. Deberá comprobarse periódicamente su correcto funcionamiento, verificando que permite el vaciado completo del tanque durante las operaciones de conservación y que no presenta obstrucciones ni pérdidas de estanqueidad.

4.7.2.8. ACCESOS, VENTILACIÓN Y SEGURIDAD

El acceso al interior del tanque deberá considerarse, en todo momento, un trabajo en espacio confinado. En consecuencia, cualquier intervención en el interior de la cámara deberá realizarse conforme a los procedimientos específicos de seguridad establecidos para este tipo de actuaciones.

Antes de acceder al interior será obligatorio verificar la ausencia de riesgos derivados de la acumulación de gases peligrosos, deficiencia de oxígeno o atmósferas potencialmente explosivas. Para ello, se realizará una medición previa mediante detectores portátiles que permitan controlar, al menos, la concentración de oxígeno, sulfuro de hidrógeno, monóxido de carbono y gases combustibles.

Cuando resulte necesario acceder al interior del depósito, se dispondrá de ventilación forzada suficiente para garantizar unas condiciones ambientales adecuadas durante toda la intervención. Igualmente, será obligatorio el empleo de equipos de protección individual, arnés anticaídas, línea de vida, trípode de rescate y sistema permanente de comunicación con el exterior.

Las operaciones de mantenimiento únicamente podrán ejecutarse por personal debidamente formado en trabajos en espacios confinados y siempre bajo la supervisión de un recurso preventivo cuando así lo exija la normativa vigente.

En ningún caso se permitirá el acceso al interior del tanque durante un episodio de lluvia, cuando exista previsión de precipitaciones intensas o mientras permanezca activo el riesgo de entrada súbita de agua al depósito.

4.7.3. CALENDARIO PROPUESTO DE MANTENIMIENTO

La frecuencia de las operaciones de mantenimiento deberá adaptarse a las condiciones reales de explotación de la instalación. No obstante, como criterio general, se propone el calendario recogido en la Tabla 30.

Tabla 30. Calendario propuesto de mantenimiento del tanque de tormentas

Frecuencia	Actuación	Personal recomendado
Semanal	Inspección exterior del recinto, accesos, ventilación y estado general de la instalación	Operario de mantenimiento

Después de episodios de lluvia intensa	Inspección visual del tanque, retirada de residuos visibles, comprobación del funcionamiento de las bombas y verificación del nivel residual	Operario de mantenimiento hidráulico y técnico responsable
Mensual	Comprobación del cuadro eléctrico, funcionamiento de alarmas, arranque manual de bombas, revisión de ventilación y accesos	Técnico electromecánico
Trimestral	Limpieza de arquetas de entrada, revisión de válvulas, comprobación de sondas de nivel, prueba de alternancia de bombas y revisión de guías de extracción	Equipo de mantenimiento hidráulico y electromecánico
Semestral	Inspección interior del tanque, revisión de juntas, estado del hormigón, comprobación de filtraciones y evaluación de sedimentos acumulados	Técnico de obra civil y personal especializado en espacios confinados
Anual	Limpieza integral mediante camión cuba, revisión completa del sistema hidráulico y electromecánico, comprobación del desagüe de fondo y calibración de sensores	Empresa especializada
Cada 5 años	Inspección estructural detallada, comprobación de estanqueidad, revisión de impermeabilización y evaluación de la evolución de la fisuración	Técnico especialista en estructuras hidráulicas
Extraordinaria	Revisión completa tras inundaciones, averías importantes, fallos del sistema de bombeo o episodios de lluvia excepcionales	Dirección técnica y empresa de mantenimiento

Durante el primer año de funcionamiento se recomienda intensificar la frecuencia de las inspecciones, con el fin de obtener información suficiente sobre el comportamiento real del tanque y ajustar el programa de mantenimiento a las condiciones específicas de explotación de la instalación.

4.7.4. INDICADORES DE EXPLOTACIÓN

Además del calendario de mantenimiento, resulta recomendable realizar un seguimiento periódico de una serie de indicadores que permitan evaluar el comportamiento del tanque y anticipar posibles incidencias mediante criterios de mantenimiento predictivo.

Los principales parámetros que deberán registrarse son los siguientes:

Indicador	Objetivo
Número anual de llenados del tanque	Evaluar la frecuencia real de utilización
Tiempo medio de vaciado	Verificar el rendimiento del sistema de bombeo
Horas de funcionamiento de cada bomba	Garantizar una utilización equilibrada de las tres unidades
Consumo eléctrico del sistema de bombeo	Detectar pérdidas de rendimiento o desgaste
Volumen anual de sedimentos retirados	Evaluar la eficacia del sistema de captación de sólidos
Número de alarmas registradas	Identificar incidencias recurrentes
Actuaciones correctivas realizadas	Analizar la evolución del estado de la instalación

El análisis periódico de estos indicadores permitirá optimizar el mantenimiento preventivo, identificar desviaciones respecto a las condiciones de diseño y planificar con mayor eficacia futuras actuaciones de conservación.

4.7.5. MEDIOS HUMANOS Y MATERIALES NECESARIOS

La correcta explotación del tanque requiere la intervención coordinada de distintos perfiles profesionales, en función del tipo de actuación a realizar. Las operaciones de inspección ordinaria podrán ser ejecutadas por personal de mantenimiento hidráulico con experiencia en redes de saneamiento urbano, mientras que las revisiones de los equipos electromecánicos deberán realizarse por técnicos especializados en instalaciones eléctricas y sistemas de bombeo.

Las inspecciones interiores de la estructura, al desarrollarse en un espacio confinado, exigirán la participación de personal específicamente formado en este tipo de trabajos, debiendo contar, cuando proceda, con un recurso preventivo encargado de supervisar el cumplimiento de las medidas de seguridad establecidas.

En aquellas actuaciones relacionadas con la evaluación del estado estructural del tanque, tales como la inspección de fisuras, comprobación de la estanqueidad o valoración del

deterioro del hormigón, será recomendable la intervención de un técnico competente especializado en estructuras hidráulicas.

Los medios materiales mínimos necesarios para garantizar un adecuado mantenimiento de la instalación serán los siguientes:

- Camión cuba mixto de impulsión-succión para la retirada de sedimentos, arenas y residuos acumulados en el interior del tanque y en las arquetas de entrada.
- Equipos portátiles de detección de gases, capaces de medir la concentración de oxígeno, sulfuro de hidrógeno (H_2S), monóxido de carbono (CO) y gases explosivos.
- Equipos de ventilación forzada para garantizar condiciones seguras durante las inspecciones interiores.
- Equipos de acceso y rescate en espacios confinados, incluyendo trípode, torno de rescate, línea de vida, arnés anticaídas y sistemas de comunicación permanente con el exterior.
- Equipos portátiles para comprobaciones eléctricas, medida de intensidad, tensión, continuidad y resistencia de aislamiento.
- Herramientas específicas para la maniobra de válvulas, apertura de registros y desmontaje de elementos hidráulicos.
- Material de limpieza manual para pequeñas operaciones de conservación.
- Repuestos de uso habitual, como sondas de nivel, fusibles, contactores, juntas, tornillería, elementos de estanqueidad y pequeños accesorios hidráulicos.
- Equipos de protección individual adecuados para trabajos hidráulicos y eléctricos, incluyendo casco, guantes, botas impermeables, gafas de seguridad, ropa de alta visibilidad y protección respiratoria cuando resulte necesaria

La disponibilidad permanente de estos medios permitirá reducir significativamente los tiempos de intervención ante cualquier incidencia y garantizará la continuidad del servicio.

4.7.6. REGISTRO DOCUMENTAL Y CONTROL DE LA EXPLOTACIÓN

Todas las operaciones de mantenimiento deberán quedar recogidas en un registro documental que permita realizar un seguimiento continuo del comportamiento de la infraestructura durante toda su vida útil.

Este registro constituye una herramienta fundamental para la gestión del tanque, ya que facilita la planificación del mantenimiento preventivo, permite detectar tendencias de

deterioro y proporciona información objetiva para la toma de decisiones relativas a futuras actuaciones de reparación o mejora.

Como mínimo, cada actuación deberá incluir la siguiente información:

- Fecha y hora de la inspección.
- Personal interviniente.
- Estado de llenado del tanque.
- Volumen aproximado de sedimentos retirados.
- Funcionamiento de cada bomba.
- Horas de funcionamiento acumuladas.
- Incidencias detectadas.
- Reparaciones realizadas.
- Fotografías de elementos singulares.
- Resultado de pruebas de alarmas y sensores.
- Firma del responsable de mantenimiento.

La recopilación sistemática de esta información permitirá establecer indicadores de comportamiento de la instalación y evaluar la evolución de los distintos elementos que la componen, facilitando la implantación de estrategias de mantenimiento predictivo.

4.7.7. CRITERIOS DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO, PREDICTIVO Y CORRECTIVO

El programa de conservación del tanque deberá basarse prioritariamente en actuaciones preventivas, complementadas con técnicas de mantenimiento predictivo que permitan anticipar posibles averías antes de que estas afecten al funcionamiento de la infraestructura.

Desde el punto de vista hidráulico, el principal objetivo consiste en mantener la capacidad útil del depósito. Para ello, se recomienda programar operaciones de limpieza cuando la acumulación de sedimentos alcance aproximadamente el 10 % de la altura útil del tanque, evitando así pérdidas apreciables de volumen de almacenamiento y reduciendo el riesgo de obstrucción del sistema de bombeo.

El mantenimiento predictivo se apoyará en el seguimiento periódico de parámetros tales como:

- incremento del tiempo de vaciado del tanque;
- aumento del consumo eléctrico de las bombas;
- diferencias significativas entre las horas de funcionamiento de cada unidad;
- incremento del número de arranques;
- activación repetitiva de alarmas de nivel;
- disminución del caudal impulsado;
- aparición de vibraciones o ruidos anómalos.

La evolución de estos indicadores permitirá detectar de forma anticipada problemas relacionados con el desgaste de los impulsores, pérdida de rendimiento hidráulico, obstrucciones parciales, deterioro de válvulas o anomalías en el sistema eléctrico.

El mantenimiento correctivo se limitará a aquellas actuaciones derivadas de averías o incidencias detectadas durante las inspecciones. En estos casos deberá actuarse con carácter prioritario cuando el fallo afecte a cualquiera de los siguientes elementos:

- sistema de bombeo;
- cuadro eléctrico;
- sensores de nivel;
- válvulas antirretorno;
- sistema de alivio;
- desagüe de fondo;
- elementos estructurales con presencia de filtraciones activas.

Desde el punto de vista estructural, cualquier fisura deberá ser evaluada atendiendo a su apertura, evolución temporal y posible afección a la estanqueidad del depósito. En caso de detectarse filtraciones activas, se procederá a su reparación mediante sistemas compatibles con estructuras hidráulicas de hormigón armado, tales como resinas de inyección, morteros estructurales o sellados específicos para ambientes húmedos.

5. CONCLUSIONES

El presente Trabajo Fin de Máster ha abordado el estudio de soluciones para la gestión de las aguas pluviales generadas en el Lote 1 de la Ciudad de la Justicia de Madrid, centrándose en el dimensionamiento de la solución más adecuada para la acometida norte. La elevada impermeabilización del ámbito incrementa la escorrentía superficial y los caudales punta, haciendo necesaria la implantación de medidas específicas de regulación hidráulica que permitan compatibilizar el nuevo desarrollo con la capacidad de la red municipal de saneamiento.

El estudio hidrológico realizado ha permitido diferenciar dos cuencas de drenaje: la acometida norte, con una superficie tributaria de 35.775,48 m², y la acometida sur, con 5.704,41 m². Para un periodo de retorno de diez años se obtienen caudales punta de diseño de 0,481 m³/s y 0,084 m³/s, respectivamente. Estos resultados justifican la implantación de un tanque de tormentas en la acometida norte y el mantenimiento de la conexión directa en la acometida sur, condicionada a la comprobación definitiva de la capacidad disponible de la red municipal.

El análisis de alternativas ha puesto de manifiesto que la no actuación resulta insuficiente desde el punto de vista hidráulico, mientras que los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, pese a sus ventajas ambientales, presentan limitaciones derivadas de la elevada ocupación edificatoria y de la escasa disponibilidad de superficie libre. En consecuencia, la implantación de un tanque de tormentas constituye la alternativa que ofrece el mejor equilibrio entre eficacia hidráulica, viabilidad técnica, control operativo y adaptación a los condicionantes del emplazamiento. No obstante, la incorporación de SUDS como medida complementaria constituye una línea de mejora recomendable para futuras fases del proyecto.

La solución adoptada consiste en un tanque de tormentas subterráneo fuera de línea ubicado en la planta -2 del complejo, aprovechando el espacio disponible en el túnel existente. El depósito se predimensiona con unas dimensiones en planta de 30,00 m × 11,00 m, una altura interior total de 2,00 m y un calado útil de 1,10 m, proporcionando un volumen útil aproximado de 363 m³, suficiente para cubrir el volumen de diseño de 362 m³ obtenido a partir del análisis del hidrograma de entrada con un margen de seguridad del 10%.

Debido a la cota de implantación del depósito, el vaciado se realiza mediante una estación de bombeo formada por tres bombas sumergibles en configuración 2+1, reguladas mediante variadores de frecuencia para limitar el vertido hacia la red municipal a un caudal máximo de 81,8 L/s, equivalente aproximadamente al 17 % del caudal punta de la acometida norte. Esta configuración proporciona redundancia operativa y mejora la fiabilidad del sistema.

Desde el punto de vista estructural, la solución de hormigón armado HA-30 ejecutada *in situ* resulta adecuada para una infraestructura hidráulica enterrada. No obstante, el dimensionamiento desarrollado debe entenderse como un predimensionamiento, siendo necesario que el futuro proyecto de ejecución verifique la capacidad resistente de los elementos estructurales, la compatibilidad con la estructura existente, el comportamiento frente a acciones hidrostáticas, el control de fisuración y el diseño definitivo de juntas e impermeabilización.

El presupuesto de ejecución material obtenido asciende a 181.815 €, constituyendo una estimación coherente con una fase de predimensionamiento y susceptible de ajustarse durante el desarrollo del proyecto constructivo en función de la definición estructural definitiva, de las condiciones reales del espacio disponible y de la selección final de los equipos.

El estudio presenta las limitaciones propias de una fase preliminar de diseño. Entre ellas destacan la ausencia de una modelización hidrológica e hidráulica dinámica, la necesidad de verificar la capacidad remanente de la red municipal, la comprobación del funcionamiento del sistema de alivio hacia el pozo existente, el desarrollo completo del cálculo estructural y la definición definitiva de los equipos electromecánicos, la alimentación eléctrica de emergencia y los sistemas de control y explotación.

Desde una perspectiva ambiental, el tanque contribuye a reducir el impacto hidráulico de las escorrentías urbanas sobre la red de saneamiento mediante la laminación de los caudales generados durante los episodios de lluvia. Aunque no sustituye a otras estrategias de drenaje sostenible, constituye una solución eficaz para un entorno altamente urbanizado y con escasa disponibilidad de espacio, pudiendo complementarse en el futuro con actuaciones basadas en Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible.

En definitiva, el trabajo demuestra que la implantación de un tanque de tormentas para la acometida norte del Lote 1 de la Ciudad de la Justicia de Madrid constituye una solución técnicamente viable y adecuada a los condicionantes del ámbito de actuación. La alternativa propuesta permite regular los caudales de esorrentía, mejorar el funcionamiento de la red de saneamiento y establecer una base sólida para el desarrollo del futuro proyecto de ejecución, siempre que en las siguientes fases se verifiquen los condicionantes estructurales, hidráulicos, electromecánicos y de explotación identificados durante el estudio.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Axelsson, C., Giove, S., & Soriani, S. (2021). Urban pluvial flood management part 1: Implementing an ahp-topsis multi-criteria decision analysis method for stakeholder integration in urban climate and stormwater adaptation. *Water (Switzerland)*, 13(17). <https://doi.org/10.3390/w13172422>
- Broniewicz, E., & Ogrodnik, K. (2020). Multi-criteria analysis of transport infrastructure projects. *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, 83. <https://doi.org/10.1016/j.trd.2020.102351>
- Butler, D., & WDavies, J. (n.d.). *Urban Drainage, 2nd Edition*.
- Ellis, J. B., Deutsch, J. C., Mouchel, J. M., Scholes, L., & Revitt, M. D. (2004). Multicriteria decision approaches to support sustainable drainage options for the treatment of highway and urban runoff. *Science of the Total Environment*, 334–335, 251–260. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2004.04.066>
- Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., Trowsdale, S., Barraud, S., Semadeni-Davies, A., Bertrand-Krajewski, J. L., Mikkelsen, P. S., Rivard, G., Uhl, M., Dagenais, D., & Viklander, M. (2015). SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, 12(7), 525–542. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314>
- Martin, C., Ruperd, Y., & Legret, M. (2007). Urban stormwater drainage management: The development of a multicriteria decision aid approach for best management practices. *European Journal of Operational Research*, 181(1), 338–349. <https://doi.org/10.1016/j.ejor.2006.06.019>
- Montes, J., Álvarez, M., Pertierra, L., Moralo, J., & Baztán, J. (2018). Análisis regional de frecuencia de avenidas en la vertiente cantábrica y noratlántica de España. *Ingeniería Del Agua*, 22(2), 93. <https://doi.org/10.4995/ia.2018.8782>
- Piaseckienė, G., & Antuchevičienė, J. (2025). URBAN FLOOD DISASTER RISK MANAGEMENT USING MULTI-CRITERIA DECISION-MAKING METHODS: A SCOPING REVIEW. *International Journal of Strategic Property Management*, 29(6), 449–468. <https://doi.org/10.3846/ijspm.2025.25478>

Radmehr, A., Bozorg-Haddad, O., & Loáiciga, H. A. (2022). Integrated strategic planning and multi-criteria decision-making framework with its application to agricultural water management. *Scientific Reports*, 12(1). <https://doi.org/10.1038/s41598-022-12194-5>

Woods-Ballard R Wallingford R Kellagher H R Wallingford P Martin Black, B. H., & Bray Robert Bray Associates Shaffer, R. P. (2007). *CIRIA C697 The SuDS manual*. www.ciria.org