



Universidad
Politécnica
de Cartagena



Trabajo Fin de Grado

Las Obras de Drenaje Transversal.
Consideraciones y realidades con
aplicación al Campo de Cartagena

Grado en Ingeniería Civil

Universidad Politécnica de Cartagena

Autora: Ángeles Abellán Sáez

Directores: Dr. Juan Tomás García Bermejo

Dr. José María Carrillo Sánchez



Trabajo Fin de Grado: Las Obras de Drenaje Transversal. Consideraciones y realidades con aplicación al Campo de Cartagena





Agradecimientos:

Agradecer a mis directores Juan Tomás García Bermejo y José María Carrillo Sánchez su dedicación y tiempo para que este proyecto salga adelante. Hacer extensivo el agradecimiento a Juan Manuel García Guerrero por su disponibilidad y ayuda como colaborador.

Así mismo agradecer a todos mis profesores y profesoras que han contribuido en mi formación, a la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas y a la Universidad Politécnica de Cartagena.

A todos ellos, muchas gracias.



Trabajo Fin de Grado: Las Obras de Drenaje Transversal. Consideraciones y realidades con aplicación al Campo de Cartagena





Resumen:

El presente proyecto tiene como objetivo principal el estudio y análisis de los parámetros para el diseño de las obras de drenaje transversal con aplicación al Campo de Cartagena y más concretamente a la autopista AP-7.

En el capítulo 1 se va a definir qué son las obras de drenaje transversal (ODT) y las distintas tipologías existentes, así como las embocaduras que las acompañan y los tipos que se pueden presentar.

El capítulo 2 se centra en la metodología de cálculo de las obras de drenaje transversal, se explicará cómo se calculan en función del tipo de control (entrada o salida), los regímenes de flujo y las curvas de remanso que aparecen en estas obras y las pérdidas que se generan a lo largo de las ODT. Finalmente se va a introducir el software de cálculo HY-8 usado para el desarrollo del proyecto.

Posteriormente, en el capítulo 3, se van a establecer los criterios para el dimensionamiento de las obras de drenaje transversal. Se revisará la normativa española de drenaje superficial de la instrucción de carreteras (Norma 5.2-IC, 2016) y la normativa estadounidense de la administración federal de carreteras (FHWA, 2012), ya que el software usado pertenece a esta administración.

Con el marco teórico explicado en los capítulos anteriores, se va a elaborar un caso práctico del diseño de dos tipologías de ODT en el capítulo 4. En primer lugar, se va a determinar el caudal de proyecto usando el método racional, a continuación, se realizará un predimensionamiento siguiendo la Norma 5.2-IC (2016), se comprobará con el software HY-8 y la formulación propuesta por la FHWA (2012). Además, se procederá al cálculo mecánico de las obras a partir de la instrucción de acciones sobre puentes española, IAP-11 (2012), y la norma UNE-EN 1916, usando para ello el programa de cálculo ATHA. Se hará también una valoración económica del caso proyectado para tener un orden de magnitud acerca del precio de las obras.

A lo largo del capítulo 5, se van a llevar a cabo distintas simulaciones de diferentes obras de drenaje transversal existentes en el Campo de Cartagena. En estas simulaciones veremos las distintas formas de funcionamiento de una obra de drenaje, así como los parámetros por los que se ve afectada. En primer lugar, se analizarán las obras de forma individual. Mediante la aplicación de un método inverso se llegará a conocer el caudal máximo que las obras de drenaje transversal son capaces de desaguar cumpliendo la normativa española de drenaje vigente (Norma 5.2-IC, 2016). El método inverso va a consistir en un proceso iterativo en el que se van a fijar las condiciones impuestas en la normativa. Con el software de cálculo HY-8 se realizarán las iteraciones necesarias hasta que el resultado del caudal sea aquel que permita cumplir estas restricciones fijadas. A continuación, se realizarán las simulaciones aumentando el caudal previamente obtenido de la resolución del método inverso hasta alcanzar la máxima capacidad hidráulica de las obras existentes, sin que se llegue a producir sobrevertido, para así comprobar el funcionamiento de las ODT en estas situaciones. Posteriormente se realizará un análisis conjunto de las obras existentes para el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años, en el que las ODT funcionarán con control de salida y veremos cuáles son los parámetros por los que se ven afectadas cuando funcionan de esta forma. Se explicará la existencia de efecto presa a lo largo de la autopista AP-7.

En el capítulo 6, se darán una serie de recomendaciones para el correcto mantenimiento y conservación de las obras de drenaje transversal. Se realizará también una valoración



económica para conocer el coste de mantenimiento del tramo estudiado. Se presentará una metodología para establecer el plan de mantenimiento en función del riesgo de fallo. En último lugar se verá reflejado mediante fotografías realizadas tras visitas a campo la situación actual de conservación de las obras estudiadas.

Finalmente, en el capítulo 7 se van a presentar las conclusiones a las que hemos sido capaces de llegar tras realizar el presente proyecto.



ÍNDICE.

1. Introducción a las obras de drenaje transversal (ODT).	14
2. Metodología de cálculo.	20
2.1. Cálculo de las obras de drenaje transversal.	20
2.2. Software de cálculo HY-8.	27
3. Criterios para el dimensionamiento de las ODT.	30
3.1. Norma 5.2-IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras.	30
3.2. FHWA. Diseño hidráulico de obras de drenaje en carreteras.	34
4. Diseño de una obra de drenaje transversal. Caso práctico.	40
4.1. Determinación del caudal de proyecto según norma 5.2-IC.	40
4.2. Definición de la obra de drenaje transversal a proyectar.	49
4.2.1. Predimensionamiento con norma 5.2-IC.	49
4.3. Dimensionamiento de la ODT con el software HY-8.	52
4.4. Comprobación del dimensionamiento con los nomogramas de la FHWA.	58
4.5. Cálculo mecánico de las ODT.	63
4.5.1. Acciones a considerar en el cálculo mecánico y estructural de un marco.	63
4.5.2. Cálculo mecánico para un tubo de hormigón con el software ATHA.	68
4.6. Valoración económica de una ODT.	73
4.6.1. Definición y precios unitarios de las unidades de obra.	74
4.6.2. Valoración económica de los costes por grupo.	75
4.6.3. Valoración económica total de la obra.	76
5. Análisis de las ODT con aplicación al Campo de Cartagena.	80
5.1. Análisis individual de las ODT existentes.	82
5.1.1. Aplicación método inverso para determinar el máximo caudal de desagüe.	82
5.1.2. Análisis de las ODT a su capacidad máxima.	95
5.2. Comportamiento de las ODT frente al caudal de periodo de retorno 100 años.	100
5.2.1. Efecto presa.	103
5.2.2. Influencia de las condiciones del canal aguas abajo en la capacidad de desagüe de las ODT.	105
6. Realidad sobre el funcionamiento y mantenimiento de las ODT.	110
6.1. Diseño de la estructura y puesta en obra.	110
6.2. Mantenimiento y conservación de las ODT.	110
6.2.1. Valoración económica de la conservación y mantenimiento de una ODT.	112
6.3. Metodología para establecer la prioridad de actuación en las labores de conservación y mantenimiento basado en la cuantificación del riesgo.	113
6.4. Fotografías del estado actual de las ODT en la zona de estudio.	114
7. Conclusiones.	122
8. Bibliografía.	126



ÍNDICE DE TABLAS.

<i>Tabla 1. Tipos de flujo en HY-8.</i>	27
<i>Tabla 2. Resultados arrojados por HY-8 para simulación de tubería de 1800 mm.</i>	53
<i>Tabla 3. Resultados arrojados por HY-8 para simulación marco 2x2 m.</i>	56
<i>Tabla 4. Resumen de acciones a tener en cuenta en el cálculo estructural. Marco 2x2.</i>	67
<i>Tabla 5. Dimensiones del marco prefabricado. Catálogo Bortubo.</i>	67
<i>Tabla 6. Materiales para marco prefabricado. Catálogo Bortubo.</i>	67
<i>Tabla 7. Hipótesis de cálculo marco prefabricado. Catálogo Bortubo.</i>	68
<i>Tabla 8. Dimensiones del tubo prefabricado. Catálogo Bortubo.</i>	73
<i>Tabla 9. Materiales tubo prefabricado. Catálogo Bortubo.</i>	73
<i>Tabla 10. Hipótesis de cálculo tubo prefabricado. Catálogo Bortubo.</i>	73
<i>Tabla 11. Valoración económica de movimiento de tierras.</i>	75
<i>Tabla 12. Valoración económica de las estructuras.</i>	76
<i>Tabla 13. Valoración económica total de la obra.</i>	76
<i>Tabla 14. ODT existentes en el tramo de estudio.</i>	81
<i>Tabla 15. Agrupación por tipología de ODT existentes en el tramo de estudio.</i>	81
<i>Tabla 16. Iteraciones realizadas para determinar el caudal.</i>	84
<i>Tabla 17. Resultados para tubo 1800 mm, $Q=6,5 \text{ m}^3/\text{s}$.</i>	84
<i>Tabla 18. Comparativa H_w con distinta embocadura. Tubo 1800 mm.</i>	86
<i>Tabla 19. Resultados para marco 2x2,5m, $Q=16 \text{ m}^3/\text{s}$.</i>	88
<i>Tabla 20. Comparativa H_w con distinta embocadura. Marco 2x2,5m.</i>	89
<i>Tabla 21. Resultados para marco 4x4, $Q=64 \text{ m}^3/\text{s}$.</i>	92
<i>Tabla 22. Comparativa H_w con distinta embocadura. Marco 4x4 m.</i>	93
<i>Tabla 23. Resumen de resultados.</i>	94
<i>Tabla 24. Resultados para tubo 1800. Caudal máximo.</i>	95
<i>Tabla 25. Resultados para marco 2x2,5m. Caudal máximo.</i>	97
<i>Tabla 26. Resultados para marco 4x4 m. Caudal máximo.</i>	98
<i>Tabla 27. Resumen de ODT existentes con cotas de entrada y salida medias.</i>	100
<i>Tabla 28. Descarga por cada grupo de ODT y altura aguas arriba.</i>	100
<i>Tabla 29. Análisis de tipo de control y flujo por cada grupo de ODT.</i>	101
<i>Tabla 30. Calado aguas abajo y H_w para $Q=314 \text{ m}^3/\text{s}$.</i>	106
<i>Tabla 31. Valoración económica por grupos de la conservación.</i>	112
<i>Tabla 32. Valoración económica total de la conservación.</i>	112
<i>Tabla 33. Valoración económica anual de la conservación.</i>	112



ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Tipologías de ODT. Norma FHWA,2012.</i>	14
<i>Figura 2. Vista en planta. Embocadura con aletas. (FHWA, 2012).</i>	15
<i>Figura 3. Vista en planta. Embocadura con aletas $\vartheta=0^\circ$. (Manual HY-8).</i>	16
<i>Figura 4. Embocadura ataluzada. Norma FHWA,2012.</i>	16
<i>Figura 5. Embocadura exenta. Norma FHWA,2012.</i>	16
<i>Figura 6. Valores de los coeficientes K,M,c,Y para control de entrada. FHWA,2012.</i>	21
<i>Figura 7. Tipos de flujo A y B. Norma FHWA,2012.</i>	22
<i>Figura 8. Tipos de flujo C y D. Norma FHWA,2012.</i>	22
<i>Figura 9. Tipos de flujo A y B. Norma FHWA,2012.</i>	23
<i>Figura 10. Tipos de flujo C y D. Norma FHWA,2012.</i>	24
<i>Figura 11. Tipo de flujo E. Norma FHWA,2012.</i>	24
<i>Figura 12. Curva de remanso tipo S.</i>	25
<i>Figura 13. Curva de remanso tipo M.</i>	25
<i>Figura 14. Tabla para el coeficiente k_e. Norma FHWA,2012.</i>	26
<i>Figura 15. Encaje en planta de ODT. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	30
<i>Figura 16. Perfil longitudinal ODT. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	31
<i>Figura 17. Contracción del flujo para distintas entradas. FHWA,2012.</i>	35
<i>Figura 18. Sobrevvertido hacia la carretera. FHWA,2012.</i>	36
<i>Figura 19. Plantilla para el diseño de ODT. FHWA,2012.</i>	37
<i>Figura 20. Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	41
<i>Figura 21. Parámetros de cálculo en cuencas pequeñas del levante y sureste peninsular ($T > 25$ años). Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	41
<i>Figura 22. Tabla de máximas precipitaciones diarias. Dirección de Carreteras.</i>	43
<i>Figura 23. Mapa índice de torrencialidad. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	44
<i>Figura 24. Obtención del factor F_b. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	45
<i>Figura 25. Grupos hidrológicos de suelo a efectos de la determinación del valor inicial del umbral de escorrentía. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	46
<i>Figura 26. Mapa de grupos hidrológicos de suelo. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	46
<i>Figura 27. Valor inicial del umbral de escorrentía. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	47
<i>Figura 28. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Valores correspondientes a calibraciones regionales. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	48
<i>Figura 29. Dimensión mínima recomendada en una ODT en función de su longitud. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	50
<i>Figura 30. Dimensión libre mínima distintas tipologías. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	50
<i>Figura 31. Velocidad máxima del agua (m/s). Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).</i>	51
<i>Figura 32. Perfil longitudinal de la ODT proyectada.</i>	51
<i>Figura 33. Datos introducidos para tubería circular. Software HY-8.</i>	53
<i>Figura 34. Perfil longitudinal de los tubos de 1800 mm. Software HY-8.</i>	54
<i>Figura 35. Curva característica tuberías 1800 mm. Software HY-8.</i>	55
<i>Figura 36. Croquis de la ODT proyectada. 5 tubos $\Phi 1800$mm, aletas 75°.</i>	55
<i>Figura 37. Datos introducidos para marco cuadrado. Software HY-8.</i>	55
<i>Figura 38. Perfil longitudinal de la obra simulada. Software HY-8.</i>	57
<i>Figura 39. Curva característica del marco calculado. Software HY-8.</i>	57
<i>Figura 40. Croquis de la ODT proyectada. 3 marcos 2×2m, aletas 0°.</i>	57
<i>Figura 41. Nomograma para cálculo con control de entrada para una tubería de hormigón. Norma FHWA,2012.</i>	59
<i>Figura 42. Nomograma para cálculo con control de entrada para un marco de hormigón. Norma FHWA,2012.</i>	60



Figura 43. Valores de los coeficientes K,M,c,Y. Norma FHWA,2012.	61
Figura 44. Conversión de unidades. Norma FHWA,2012.	62
Figura 45. Esquema marco 2x2 m.	64
Figura 46. Definición de carriles virtuales. IAP-11.	66
Figura 47. Valores característicos de la SCU. IAP-11.	66
Figura 48. Marco prefabricado 2x2 m. Catálogo Bortubo.	68
Figura 49. Datos introducidos en ATHA.	69
Figura 50. Tipo de apoyo. ATHA	69
Figura 51. Hipótesis de carga y datos geotécnicos introducidos en ATHA.	70
Figura 52. Resultados del cálculo mecánico para el tubo.	70
Figura 53. Cargas mínimas de ensayo para tubos de hormigón armado clasificación tipo E. UNE-EN 1916.	71
Figura 54. Cargas mínimas de ensayo para tubos de hormigón armado clasificación tipo A. UNE-EN 1916.	72
Figura 55. Tubo 1800 mm prefabricado. Catálogo Bortubo.	73
Figura 56. Vista general de la ODT.	74
Figura 57. Esquema de las obras de fábrica.	74
Figura 58. Tramo de estudio AP-7.	80
Figura 59. Situación de las ODT existentes. Zona de estudio.	80
Figura 60. Croquis de la configuración de los tubos 1800 mm.	83
Figura 61. Datos introducidos en HY-8 para tubo 1800 mm. Software HY-8.	83
Figura 62. Curva característica tubo 1800 mm, $Q=6,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.	85
Figura 63. Comparativa de curvas características. Tubo 1800. Distinta embocadura.	86
Figura 64. Croquis de la configuración de los marcos de 2x2,5 m.	87
Figura 65. Datos introducidos en HY-8 para marco 2x2,5 m. Software HY-8.	87
Figura 66. Curva característica para marco 2x2,5m, $Q=16 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.	89
Figura 67. Comparativa de curvas características. Marco 2x2,5 m. Distinta embocadura.	90
Figura 68. Croquis de la configuración del marco de 4x4 m.	90
Figura 69. Datos introducidos en HY-8 para marco 4x4m. Software HY-8.	91
Figura 70. Curva característica para marco 4x4, $Q=64 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.	93
Figura 71. Comparativa de curvas características. Marco 4x4m. Distinta embocadura.	94
Figura 72. Perfil longitudinal tubo 1800. Caudal máximo. Software HY-8.	96
Figura 73. Perfil longitudinal marco 2x2,5 m. Caudal máximo. Software HY-8.	98
Figura 74. Perfil longitudinal marco 4x4m. Caudal máximo. Software HY-8.	99
Figura 75. Perfil longitudinal de los tubos 1800 mm, para $Q=314 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.	101
Figura 76. Perfil longitudinal de los marcos 2x2,5 m, para $Q=314 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.	102
Figura 77. Perfil longitudinal del marco 4x4 m, para $Q=314 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.	102
Figura 78. Vista aérea general de la zona de estudio. Efecto presa. Episodio DANA sept.2019. (Fuente: IMIDA,2019).	103
Figura 79. Vista aérea en detalle de una ODT. Efecto presa. Episodio DANA sept.2019. (Fuente: IMIDA,2019).	104
Figura 80. Vista aérea en detalle para marco 4x4. Efecto presa. Episodio DANA sept.2019. (Fuente: IMIDA,2019).	104
Figura 81. Comparativa de curvas características para distintos anchos.	106
Figura 82. Tubo de 1000 mm. Situado en P.K.788+100.	114
Figura 83. Marco 2x2 m. Situado en P.K.780+550.	115
Figura 84. Conjunto de 9 tubos 1800 mm. Situado en P.K.789+600.	115
Figura 85. Marco 4x4 m. Obra de paso. Situada en P.K.790+370.	116
Figura 86. Marco 2x2,5 m. Situado en P.K.791+520.	116
Figura 87. Tubo 800 mm. Situada en P.K.791+900.	117



Figura 88. Tubo 1800 mm. Situado en P.K. 789+200.

117

Figura 89. Aguas arriba de una ODT.

118





CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN A LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.



1. Introducción a las obras de drenaje transversal (ODT).

Una obra de drenaje transversal (ODT) es una estructura de paso para un flujo bajo un terraplén, usado como base de una infraestructura lineal (carreteras, vías de ferrocarril). Se define como un conducto hidráulicamente corto cuya función es permitir el paso de este flujo.

Existen distintas tipologías, que quedan recogidas en la figura 1:

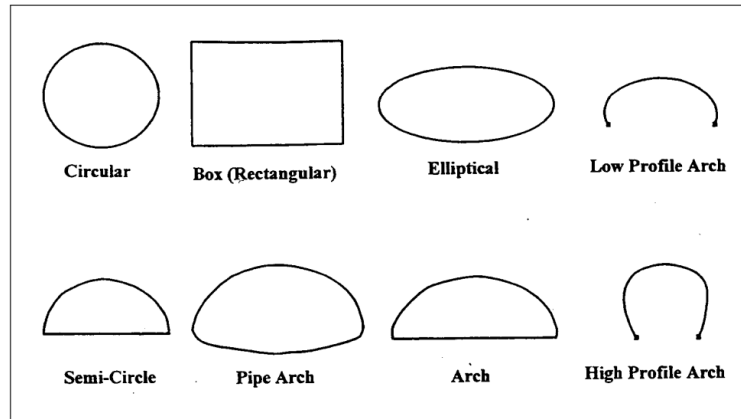


Figura 1. Tipologías de ODT. (FHWA, 2012).

Las tipologías más comunes son los tubos circulares y los marcos rectangulares o cuadrados. La elección del tipo de ODT será en función de los condicionantes del proyecto (como puede ser el encaje en el terreno) y en función de la capacidad hidráulica requerida; por ejemplo, a igual longitud, los marcos tienen mayor capacidad hidráulica que los tubos circulares.

Embocaduras.

Un elemento crítico que condiciona el funcionamiento de las ODT es la embocadura de entrada y la de salida ya que influyen en las condiciones de desagüe. Si la embocadura es de tipo brusco la capacidad hidráulica del conducto será menor.

El objeto de las embocaduras es acoplar el conducto al cauce y a los taludes de relleno. Entre sus funciones destacan establecer la transición geométrica e hidráulica entre el exterior y el conducto, por este motivo deben ser resistentes frente a erosiones y socavación.

El conducto se puede encontrar empotrado en el talud, sobresaliendo en parte o al nivel de este.

Para dirigir el flujo de agua hacia la obra, se pueden colocar aleros, la inclinación que se les dé a estos condicionará el funcionamiento.

Según donde se encuentren podemos distinguir entre:

- Embocaduras en desmonte: son las que se disponen en la entrada de la obra.
- Embocaduras en terraplén: normalmente situadas a la salida de la obra.

Tipologías de las embocaduras:

- Con aletas: el conducto termina en un plano vertical, que queda materializado por un elemento de contención del talud o muro frontal rematado por unas aletas que forman un ángulo θ con la directriz del conducto. El ángulo suele estar entre $15^\circ < \theta < 75^\circ$.



La forma en la que se mide el ángulo θ queda reflejada en el plano de la figura 2, correspondiente a la vista en planta de una embocadura con aletas. En esa misma figura podemos observar la perspectiva de la embocadura.

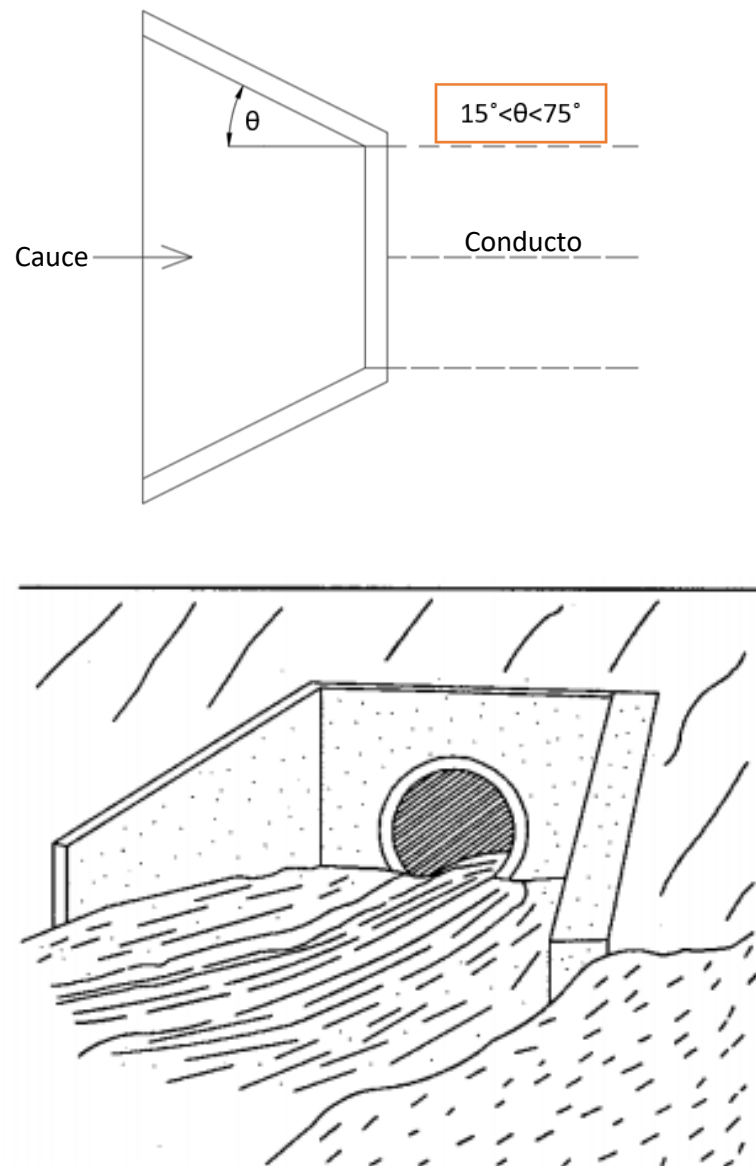


Figura 2. Vista en planta y perspectiva. Embocadura con aletas. (FHWA, 2012).

Cuando el ángulo $\theta = 0^\circ$ con existencia de aletas, nos encontramos la disposición que se muestra en la figura 3.

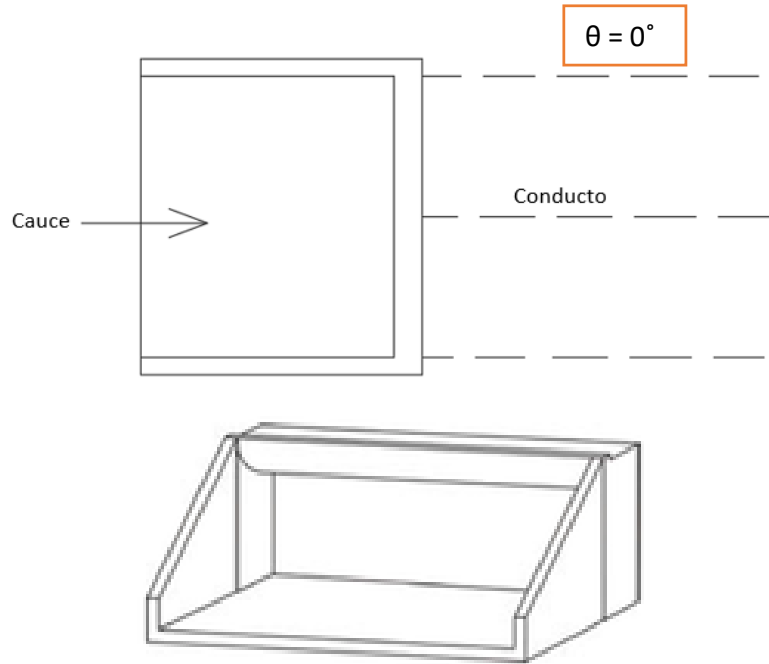


Figura 3. Vista en planta y perspectiva. Embocadura con aletas $\vartheta=0^\circ$. (Manual HY-8).

- Ataluzada: las aletas son una prolongación del conducto, la obra no sobresale del contorno del terraplén, no existen muros de acompañamiento. (Figura 4).

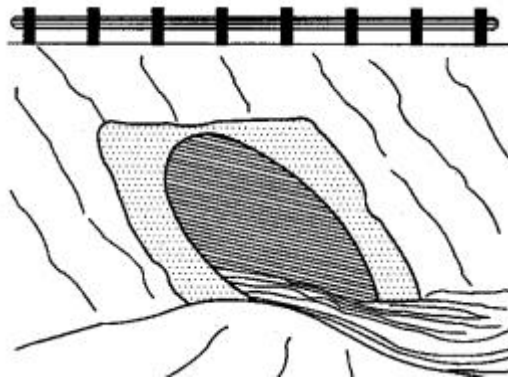


Figura 4. Embocadura ataluzada. (FHWA, 2012).

- Exenta: el cuerpo de la obra se prolonga por fuera del relleno, manteniendo su sección sin aletas. (Figura 5).

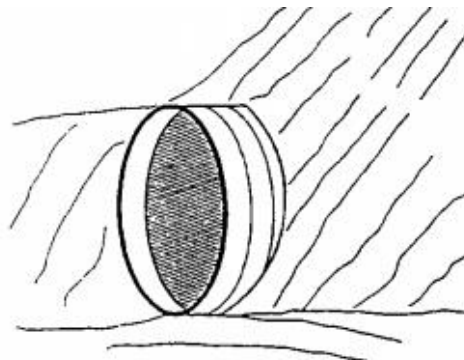


Figura 5. Embocadura exenta. (FHWA, 2012).





CAPÍTULO 2.
METODOLOGÍA DE CÁLCULO.





2. Metodología de cálculo.

2.1. Cálculo de las obras de drenaje transversal.

Para realizar el cálculo de una ODT, es necesario conocer el tipo de control con el que funciona la obra, control de entrada o control de salida, así como los regímenes de flujo y las curvas de remanso y las pérdidas que se generan en la misma.

- Control de entrada.

Decimos que existe control de entrada cuando la capacidad hidráulica de la entrada es menor que la capacidad hidráulica del conducto.

En este caso, la sección de control se sitúa justo en la embocadura del conducto.

Cuando existe control de entrada los flujos que circulan en la obra son bajos.

El paso del flujo se produce a través del calado crítico, siendo éste el calado que permite circular un cierto caudal con energía específica mínima.

La carga de agua se calcula asumiendo que la entrada actúa como vertedero, funcionando en lámina libre, u orificio.

Se pueden dar dos situaciones:

Entrada sin sumergir: actúa como flujo en vertedero.

La formulación usada, que es una adaptación empírica de una ecuación tipo vertedero, sería:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \cdot \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right]^M - 0,5 \cdot S \quad (1)$$

donde

HW_i (m)	Altura de la lámina de agua aguas arriba de la obra.
H_c (m)	Altura de la lámina de agua crítica.
D (m)	Altura interior de la obra de drenaje.
Q (m ³ /s)	Caudal de descarga.
A (m ²)	Área de la obra de drenaje.
S (m/m)	Pendiente.
K, M, c, Y (adim)	Coefficientes que varían en función del tipo de obra y las condiciones de entrada.

Para determinar el valor de los coeficientes que intervienen en la formulación se usa la siguiente tabla, que proviene de la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos. (Figura 6).



Trabajo Fin de Grado: Las Obras de Drenaje Transversal. Consideraciones y realidades con aplicación al Campo de Cartagena



Chart No.	Shape and Material	Nomograph Scale	Inlet Edge Description	Equation Form	Unsubmerged		Submerged		References
					K	M	c	Y	
1	Circular Concrete	1	Square edge w/headwall	1	.0098	2.0	.0398	.67	56/57
		2	Groove end w/headwall		.0018	2.0	.0292	.74	
		3	Groove end projecting		.0045	2.0	.0317	.69	
2	Circular CMP	1	Headwall	1	.0078	2.0	.0379	.69	56/57)
		2	Mitered to slope		.0210	1.33	.0463	.75	
		3	Projecting		.0340	1.50	.0553	.54	
3	Circular	A	Beveled ring, 45° bevels	1	.0018	2.50	.0300	.74	57
		B	Beveled ring, 33.7° bevels*		.0018	2.50	.0243	.83	
8	Rectangular Box	1	30° to 75° wingwall flares	1	.026	1.0	.0347	.81	56
		2	90° and 15° wingwall flares		.061	.75	.0400	.80	
		3	0° wingwall flares		.061	.75	.0423	.82	
9	Rectangular Box	1	45° wingwall flare d = .043D	2	.510	.667	.0309	.80	8
		2	18° to 33.7° wingwall flare d = .083D		.486	.667	.0249	.83	
10	Rectangular Box	1	90° headwall w/3/4" chamfers	2	.515	.667	.0375	.79	8
		2	90° headwall w/45° bevels		.495	.667	.0314	.82	
		3	90° headwall w/33.7° bevels		.486	.667	.0252	.865	
11	Rectangular Box	1	3/4" chamfers; 45° skewed headwall	2	.545	.667	.04505	.73	8
		2	3/4" chamfers; 30° skewed headwall		.533	.667	.0425	.705	
		3	3/4" chamfers; 15° skewed headwall		.522	.667	.0402	.68	
		4	45° bevels; 10°-45° skewed headwall		.498	.667	.0327	.75	
12	Rectangular Box 3/4" chamfers	1	45° non-offset wingwall flares	2	.497	.667	.0339	.803	8
		2	18.4° non-offset wingwall flares		.493	.667	.0361	.806	
		3	18.4° non-offset wingwall flares 30° skewed barrel		.495	.667	.0386	.71	
13	Rectangular Box Top Bevels	1	45° wingwall flares - offset	2	.497	.667	.0302	.835	8
		2	33.7° wingwall flares - offset		.495	.667	.0252	.881	
		3	18.4° wingwall flares - offset		.493	.667	.0227	.887	
16-19	C M Boxes	2	90° headwall	1	.0083	2.0	.0379	.69	57
		3	Thick wall projecting		.0145	1.75	.0419	.64	
		5	Thin wall projecting		.0340	1.5	.0496	.57	

Chart No.	Shape and Material	Nomograph Scale	Inlet Edge Description	Equation Form	Unsubmerged		Submerged		References
					K	M	c	Y	
29	Horizontal Ellipse Concrete	1	Square edge w/headwall	1	.0100	2.0	.0398	.67	57
		2	Groove end w/headwall		.0018	2.5	.0292	.74	
		3	Groove end projecting		.0045	2.0	.0317	.69	
30	Vertical Ellipse Concrete	1	Square edge w/headwall	1	.0100	2.0	.0398	.67	57
		2	Groove end w/headwall		.0018	2.5	.0292	.74	
		3	Groove end projecting		.0095	2.0	.0317	.69	
34	Pipe Arch 18" Corner Radius CM	1	90° headwall	1	.0083	2.0	.0379	.69	57
		2	Mitered to slope		.0300	1.0	.0463	.75	
		3	Projecting		.0340	1.5	.0496	.57	
35	Pipe Arch 18" Corner Radius CM	1	Projecting	1	.0300	1.5	.0496	.57	56
		2	No Bevels		.0088	2.0	.0368	.68	
		3	33.7° Bevels		.0030	2.0	.0269	.77	
36	Pipe Arch 31" Corner Radius CM	1	Projecting	1	.0300	1.5	.0496	.57	56
		2	No Bevels		.0088	2.0	.0368	.68	
		3	33.7° Bevels		.0030	2.0	.0269	.77	
41-43	Arch CM	1	90° headwall	1	.0083	2.0	.0379	.69	57
		2	Mitered to slope		.0300	1.0	.0463	.75	
		3	Thin wall projecting		.0340	1.5	.0496	.57	
55	Circular	1	Smooth tapered inlet throat	2	.534	.555	.0196	.90	3
		2	Rough tapered inlet throat		.519	.64	.0210	.90	
56	Elliptical Inlet Face	1	Tapered inlet-beveled edges	2	.536	.622	.0368	.83	3
		2	Tapered inlet-square edges		.5035	.719	.0478	.80	
		3	Tapered inlet-thin edge projecting		.547	.80	.0598	.75	
57	Rectangular	1	Tapered inlet throat	2	.475	.667	.0179	.97	3
58	Rectangular Concrete	1	Side tapered-less favorable edges	2	.56	.667	.0446	.85	3
		2	Side tapered-more favorable edges		.56	.667	.0378	.87	
59	Rectangular Concrete	1	Slope tapered-less favorable edges	2	.50	.667	.0446	.65	3
			Slope tapered-more favorable edges		.50	.667	.0378	.71	

Figura 6. Valores de los coeficientes K, M, c, Y para control de entrada (FHWA, 2012).



Entrada sumergida: funciona como un orificio.

$$\frac{HW_i}{D} = c \cdot \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right]^2 + Y - 0,5 \cdot S \quad (2)$$

donde:

- HW_i (m) Carga de agua aguas arriba de la obra.
- D (m) Altura interior de la obra de drenaje.
- Q (m³/s) Caudal de descarga.
- A (m²) Área de la obra de drenaje.
- S (m/m) Pendiente.
- c, Y (adim) Coeficientes que varían en función del tipo de obra y las condiciones de entrada. (Figura 6).

Los distintos tipos de flujo que se pueden dar se muestran a continuación:

- Tipo A y B: flujo no sumergido a la entrada funcionando como vertedero. con pendiente fuerte en régimen supercrítico. En el tipo B la salida se encuentra sumergida. (Figura 7).

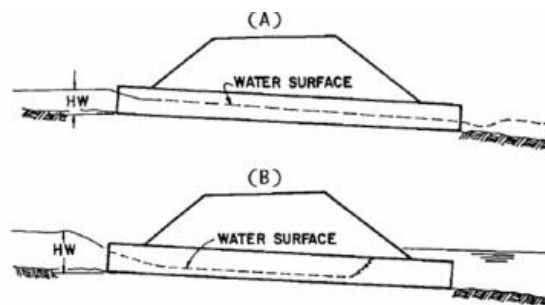


Figura 7. Tipos de flujo A y B (FHWA, 2012).

- Tipo C y D: flujo sumergido a la entrada. En el tipo de flujo D la salida se encuentra sumergida funcionando como orificio. (Figura 8).

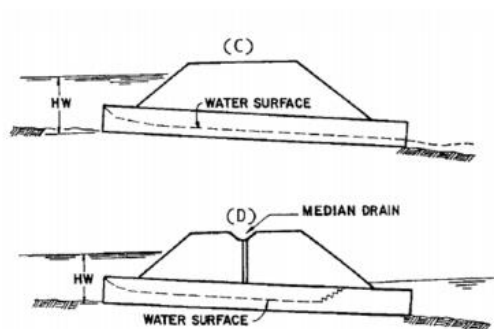


Figura 8. Tipos de flujo C y D. (FHWA, 2012).

- **Control de salida.**

Se dice que tenemos control de salida cuando la capacidad de desagüe de la obra de drenaje viene dada por la capacidad hidráulica del conducto o por las condiciones aguas abajo.

La sección de control puede estar situada en la salida del conducto o aguas abajo.

El cálculo de carga de agua se realiza a partir de las pérdidas generadas a la entrada y salida, así como la pérdidas existentes por fricción.

El tipo de flujo puede ser subcrítico o flujo a presión.

El cambio de energía se calcula a partir de la ecuación de Bernouilli.

$$h_f = L \cdot \left(\frac{Q \cdot n}{1,486 \cdot A \cdot R^{2/3}} \right)^2 \quad (3)$$

donde:

L (m)	Longitud de la obra.
Q (m ³ /s)	Caudal.
n (adim)	Número de Manning.
A (m ²)	Área de la obra.
R (m)	Radio hidráulico.

Los tipos de flujo que se pueden dar son los siguientes:

- Tipo A y B: el calado aguas arriba sumerge la parte superior de la obra. El flujo ocupa toda la tubería total o parcialmente. (Figura 9).

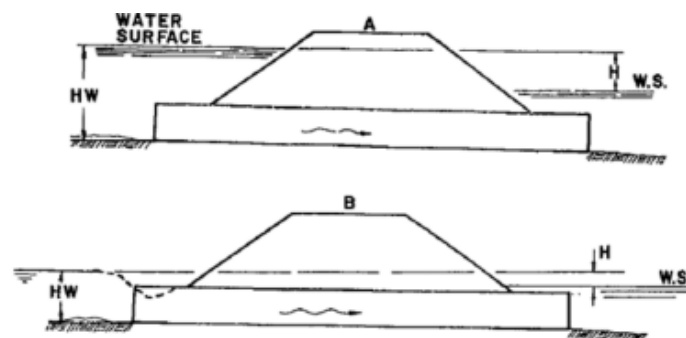


Figura 9. Tipos de flujo A y B (FHWA, 2012).

- Tipo C y D: se produce lo mismo que en el tipo A y B, pero la desembocadura de la obra no se encuentra sumergida. El calado aguas abajo es inferior a la altura de la obra. (Figura 10).

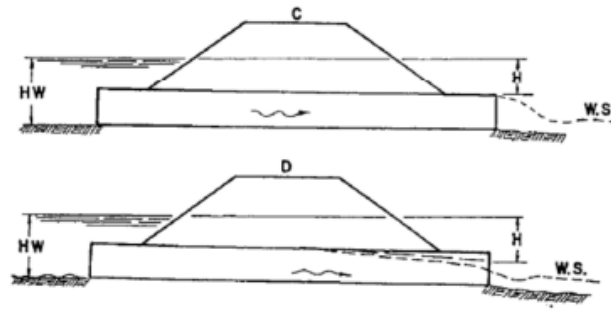


Figura 10. Tipos de flujo C y D (FHWA, 2012).

- Tipo E: el calado aguas arriba no sumerge la entrada a la obra. La pendiente de esta es subcrítica, con un calado aguas abajo inferior al calado crítico de la obra. (Figura 11).

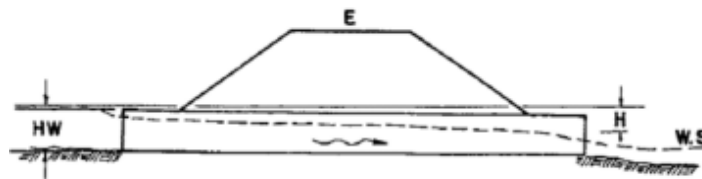


Figura 11. Tipo de flujo E (FHWA, 2012).

La obra podrá funcionar como un canal en lámina libre o como una conducción en presión; esto sucede cuando la salida está sumergida o cuando el calado a la entrada es muy elevado y la obra es muy larga.

- **Regímenes de flujo y curvas de remanso.**

Los regímenes de flujo que nos podemos encontrar en este tipo de obras son el subcrítico ($Fr < 1$) y flujo supercrítico ($Fr > 1$), siendo Fr el número de Froude, que es el valor adimensional que relaciona el efecto de las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad que actúan sobre un fluido.

La ecuación general para determinar el número de Froude queda definida por la siguiente expresión:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{T}}} \quad (4)$$

donde:

V (m/s)	Velocidad en la sección.
g (m/s ²)	Gravedad.
A (m ²)	Área de la sección.
T (m)	Ancho de la superficie libre del fluido.

Las curvas de remanso que aparecen son fuertes (S) (figura 12). Quedan definidas por un calado normal (y_n) inferior al crítico (y_c):

$$y_n < y_c$$



CURVAS FUERTES (Strong) S: ($I_s > I_c$)

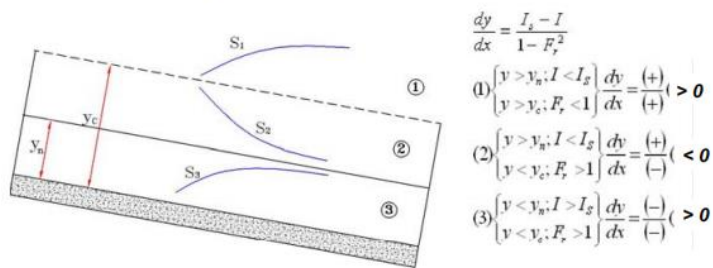


Figura 12. Curva de remanso tipo S según apuntes asignatura de Obras Hidráulicas de 3º de GIC (Castillo, 2019).

Aparecerán curvas de remanso suaves (M) (figura 13) cuando el calado normal es mayor al crítico:

$$y_n > y_c$$

● CURVAS SUAVES (Mild) M: ($I_s < I_c$)

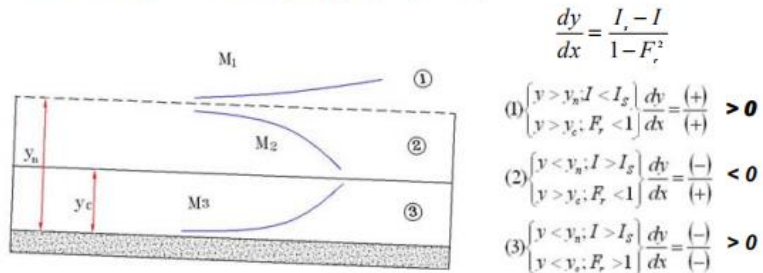


Figura 13. Curva de remanso tipo M según apuntes asignatura de Obras Hidráulicas de 3º de GIC (Castillo, 2019).

- **Cálculo de las pérdidas en una ODT.**

En la sección aguas arriba las pérdidas de carga son calculadas con la siguiente expresión:

$$\Delta H = k_e \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \quad (5)$$

donde:

- k_e (adim) Coeficiente de pérdidas a la entrada de la obra.
- v_1 (m/s) Velocidad del flujo a la entrada.

En la sección aguas abajo las pérdidas de carga se calculan con la misma expresión, variando el coeficiente de pérdidas, que en este caso corresponde con el de las pérdidas a la salida. La expresión es la siguiente:

$$\Delta H = k_s \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \quad (6)$$



donde:

k_s (adim) Coeficiente de pérdidas a la salida de la obra, que se puede tomar como 1.

Para determinar el valor de los coeficientes existen tablas en función del tipo de entrada, salida y el material que las constituyen.

Como ejemplo se muestra en la figura 14 una tabla de la norma americana para determinar el valor de k_e :

$$h_e = k_e \left[\frac{V^2}{2g} \right]$$

Type of structure and design of entrance	Coefficient k_e
<i>Pipe, concrete</i>	
Mitered to conform to fill slope	0.7
End-section conforming to fill slope*	0.5
Projecting from fill, sq. cut end	0.5
Headwall or headwall and wingwalls	
Square-edge	0.5
Rounded (radius = 1/12D)	0.2
Socket end of pipe (groove-end)	0.2
Projecting from fill, socket end (groove-end)	0.2
Beveled edges, 33.7° or 45° bevels	0.2
Side- or slope-tapered inlet	0.2
<i>Pipe, or pipe-arch, corrugated metal</i>	
Projecting from fill (no metal)	0.9
Mitered to conform to fill slope, paved or unpaved slope	0.7
Headwall or headwall and wingwalls square-edge	0.5
End-section conforming to fill slope*	0.5
Beveled edges, 33.7° or 45° bevels	0.2
Side- or slope-tapered inlet	0.2
<i>Box, reinforced concrete</i>	
Wingwalls parallel (extension of sides)	
Square-edges at crown	0.7
Wingwalls at 10°–25° or 30°–75° to barrel	
Square-edged at crown	0.5
Headwall parallel to embankment (no wingwalls)	
Square-edged on three edges	0.5
Rounded on three edges to radius of 1/12 barrel dimension, or beveled edges on 3 sides	0.2
Wingwalls at 30°–75° to barrel	
Crown edge rounded to radius of 1/12 barrel dimension, or beveled top edges	0.2
Side- or slope-tapered inlet	0.2

Figura 14. Tabla para el coeficiente k_e . (FHWA, 2012).

A lo largo de la obra las pérdidas originadas son por fricción y se calculan:

$$\Delta H = I_0 \cdot L \quad (7)$$

donde:

I_0 (m/m) Pendiente de la obra.

L (m) Longitud de la obra.



2.2. Software de cálculo. HY-8.

El software HY-8 es un programa específico para el diseño de ODT. Acepta una detallada configuración de la infraestructura y la obtención de la correspondiente curva de funcionamiento.

Los inputs del programa recogen las características de la carretera y las del conducto, permitiendo el análisis de varias obras de forma simultánea para un mismo tramo. Se pueden agrupar los datos introducidos en:

- Rango de caudales de estudio.
- Geometría del canal aguas abajo.
- Geometría de la sección de carretera, perpendicular a la ODT.
- Geometría del conducto, excepto la pendiente.
- Encaje longitudinal del conducto.

Las ecuaciones originales estaban ajustadas con un polinomio de orden 5 y se desarrollaron para ser tan precisas como la solución de ábacos de la norma (una variación máxima del 10%). En HY-8 siguen funcionando dentro del rango de altura de la lámina aguas arriba (H_w) de 0,5D a 3,0D (siendo D la dimensión libre del conducto). Las expresiones son complementadas con una ecuación de vertedero para el rango de 0,0D a 0,5D y una ecuación de orificio para valores superiores a 3,0D.

El software realiza los cálculos con hipótesis de flujo estacionario gradualmente variado (curvas S y M) que establecen diferentes perfiles de la lámina de agua y zonas de transición (puntos de control de calado crítico) con los diferentes tipos de flujo establecidos por la FHWA.

Los tipos de flujo se representan con números en el programa de la siguiente forma:

Tipo de Flujo	Control	Entrada Sumergida	Salida Sumergida	Longitud a sección llena
1	Entrada	No	No	Ninguna
5	Entrada	Sí	No	Ninguna
2	Salida	No	No	Ninguna
3	Salida	No	No	Ninguna
4	Salida	Sí	Sí	Toda
6	Salida	Sí	No	En su mayoría
7	Salida	Sí	No	En parte

Tabla 1. Tipos de flujo en HY-8.

Limitaciones del Software:

- Asume condición agrupada a la entrada. No es un programa de cálculo del perfil de la superficie del agua, si no que es una herramienta de análisis del comportamiento de las obras.
- Asume que la sección transversal del conducto no cambia, salvo en secciones desviadas, donde se puede cambiar el material y el número de Manning para modificar el análisis.
- Para un mismo análisis con diversos puntos, las condiciones del canal aguas abajo y las propiedades de la carretera asume que son las mismas.
- Solo permite la introducción de 6 conjuntos de obras para un mismo análisis.



CAPÍTULO 3.

CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.



3. Criterios para el dimensionamiento de las ODT.

A continuación, se realizará la revisión de la normativa española de drenaje Norma 5.2 -IC de drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras (2016), la definición de los condicionantes para el cálculo y la metodología a aplicar para la determinación del caudal de proyecto. Así mismo se revisará la norma estadounidense y la metodología para el diseño de obras de drenaje transversal según la FHWA (2012).

3.1. Norma 5.2 - IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras.

El objetivo de las obras de drenaje transversal es restituir la continuidad de la red de drenaje natural del terreno una vez ejecutadas las obras, permitiendo el paso del caudal de proyecto a través de ellas.

Uno de los criterios a tener en cuenta para el diseño de estas obras es su encaje en el terreno.

- Encaje en planta: los tramos se proyectarán con planta recta, sin cambios de sección. La disposición más favorable es aquella que coincide con el cauce natural. Si no es posible se rectificará el cauce, evitando los cambios bruscos en el trazado. (Figura 15).

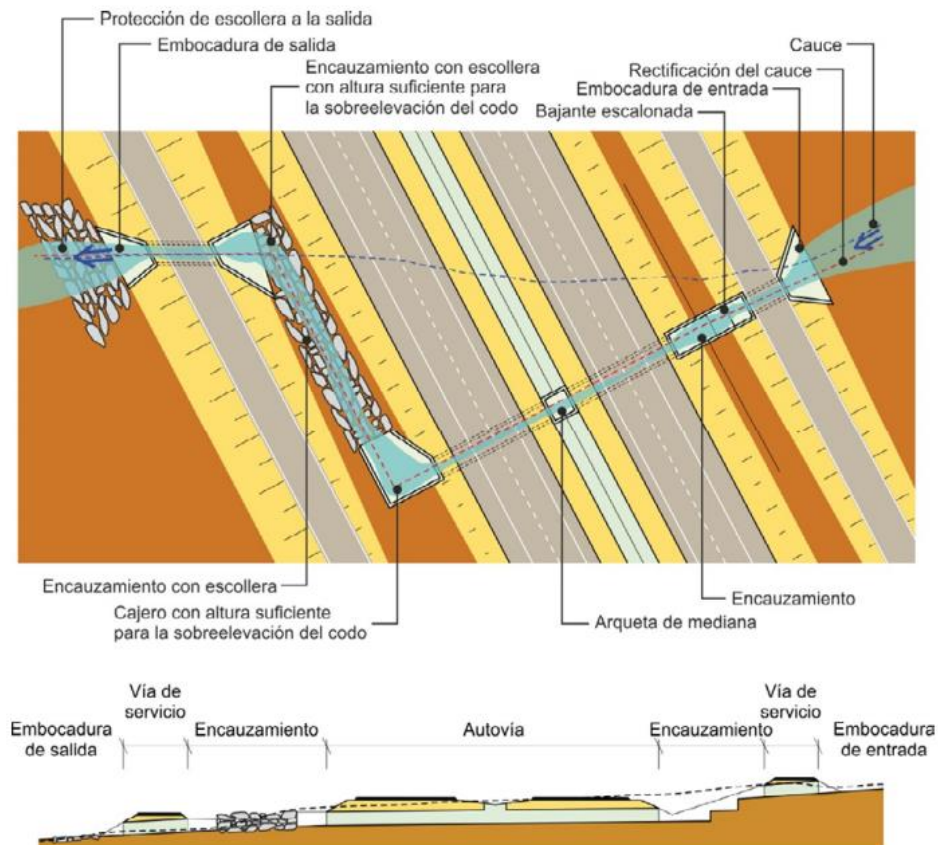


Figura 15. Encaje en planta de ODT. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

- Perfil longitudinal: se debe ajustar en la medida de lo posible a la rectificación en planta. (Figura 16). La pendiente ha de ser uniforme. La correcta proyección de la pendiente está relacionada con la capacidad hidráulica que tendrá el conducto. Un mal diseño da lugar a problemas como:

- Aterramientos: se da cuando la pendiente es insuficiente.
- Erosiones: sucede cuando la pendiente es excesiva.

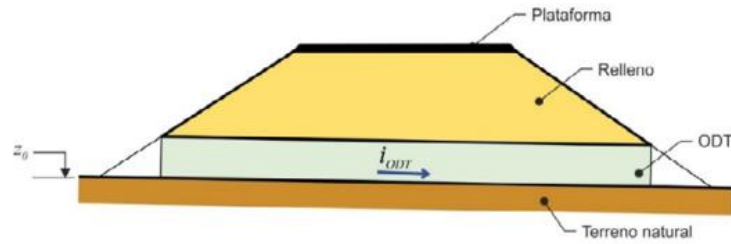


Figura 16. Perfil longitudinal ODT. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

En cuanto a la sección transversal, la norma de drenaje nos define la dimensión libre mínima en función de la longitud de la obra entre las embocaduras de entrada y salida.

Las comprobaciones hidráulicas que propone tienen que ver con la definición de una curva característica que enfrenta el caudal de desagüe con la altura de agua en la sección de aguas arriba de la obra (H_E).

La curva característica es dependiente del tipo de sección, de la pendiente, de la rugosidad del conducto y del tipo de embocadura.

La obra queda definida en tramos, según tengamos control a la entrada o a la salida (como se ha explicado anteriormente).

De igual forma establece las condiciones relativas al caudal de proyecto Q_p :

- Las obras deberán funcionar con control de entrada.
- La sobreelevación del nivel de corriente será la menor de:
 - 50 cm
 - $H_E < 1,2H$; siendo H la altura de la obra
- El resguardo de la ODT será mayor de 50 cm.
- Será necesaria la disposición de elementos de protección a causa de la velocidad.
- La velocidad en el interior deberá ser menor a la velocidad máxima admisible definida en la norma.
- Las condiciones de expansión a la salida deben ser tales que no se generen erosiones ni aterramientos.

A partir de la Norma 5.2 - IC de drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras (2016) se van a establecer los criterios para el dimensionamiento de las obras de drenaje transversal.

A la hora de determinar el caudal de proyecto para las obras de drenaje transversal se considera un periodo de retorno $T \geq 100$ años.

La cuenca principal es aquella cuyo punto de desagüe es un puente o una ODT. Está compuesta por la cuenca topográfica o natural del cauce; que es la preexistente no afectada por la carretera considerada aguas arriba de la entrada de la obra y otras cuencas secundarias, generadas por la construcción de la carretera (la escorrentía de esta vierte a los elementos de drenaje de la plataforma y a sus márgenes).

La norma nos describe la siguiente sistemática para establecer los criterios básicos del proyecto:



- Definición de la cuenca principal, cauce y punto de cruce.
- Cálculo del caudal de proyecto.
- Elección de tipología y dimensionado. Encaje en el terreno.
- Comprobación hidráulica de la obra.
- Cálculo de las variables hidráulicas necesarias para el cálculo estructural.
- Proyecto completo de la obra.

Condicionantes para el cálculo y datos básicos.

Para el cálculo de obras de drenaje transversal es necesario determinar una serie de condicionantes:

- Altura mínima del conducto en función de la normativa vigente.
- Conducto de planta recta, minimizando las modificaciones del cauce natural.
- Pendiente única a lo largo de la obra.
- Velocidad máxima para el caudal de diseño: 6 m/s en conducciones de hormigón, para evitar erosiones.

Los datos básicos necesarios para aplicar la metodología de cálculo son:

- Caudal de diseño: según la instrucción de carreteras española 5.2-IC (2016) este caudal corresponde a un periodo de retorno $T \geq 100$ años.
- Elección de la tipología de obra y sus dimensiones: nos definirá los parámetros hidráulicos que dependen de la geometría de la sección.
- Tipo de entrada: para elegir el coeficiente de pérdidas de carga a la entrada.
- Situación de la obra:
 - o Cota de entrada
 - o Cota de salida
 - o Longitud de la obra
 - o Pendiente de la obra
- Determinación del material, con él establecemos el coeficiente de rugosidad de Manning.
- Calado aguas abajo.

Cálculo de caudales.

Según la normativa española el caudal máximo anual asociado a un periodo de retorno será determinado a partir de la información de caudales máximos que proporcione la administración hidráulica competente. Si esta información no se encuentra disponible, los caudales serán calculados por el método racional o por métodos estadísticos.

La aplicación del método racional será explicada en la realización de un caso práctico para el diseño de una obra de drenaje transversal en el apartado 4.

El método racional genera la escorrentía en una determinada cuenca a partir de una intensidad de precipitación constante en el tiempo, sobre toda la superficie. Tiene una serie de limitaciones, como son:

- No tiene en cuenta la aportación de otras cuencas.
- No considera las aportaciones o vertidos puntuales.
- El efecto laminador de una masa de agua o la desviación hacia otros cauces no son contemplados.



- No son considerados tampoco los caudales que pueden aflorar en puntos interiores de la cuenca.

Los métodos estadísticos están basados en el análisis de series de datos de caudales medios recogidos en estaciones de aforo u otros puntos de control. Las series pueden ser completadas con datos de avenidas históricas.

La norma propone que la elección del método de cálculo sea elegido en función del área de la cuenca.

- Áreas inferiores a 50 km²:
 - Datos de caudales máximos de la administración hidráulica correspondiente.
 - Método racional (si no se disponen de los datos de la administración hidráulica).

Existe una excepción si la cuenca se encuentra situada en el Levante o Sureste español, como es el caso. Para ello la norma propone lo siguiente:

Cuando el periodo de retorno sea inferior o igual a 25 años, el caudal de proyecto se calculará según el método racional, siempre que no se tengan datos de la administración hidráulica correspondiente.

Si el periodo de retorno es superior, como es el caso de las obras de drenaje transversal, el caudal máximo se deberá determinar a partir de un estudio específico hidrológico que tenga en cuenta los acontecimientos de avenidas históricas o grandes eventos de precipitación, típicos en la zona de estudio. A partir de estos datos se calibrará el modelo hidrológico a partir del cual se obtendrán los caudales de proyecto.

En caso de no ser realizado este estudio, se propone una fórmula afectada por distintos coeficientes en función de la región y el periodo de retorno asociado. La fórmula propuesta es:

$$Q_T = \varphi \cdot Q_{10}^\lambda \quad (8)$$

donde:

Q_T (m³/s) Caudal máximo anual para el periodo de retorno asociado en el punto de desagüe.

Q_{10} (m³/s) Caudal máximo anual para 10 años de periodo de retorno, calculado con el método racional.

φ y λ (adim) Coeficientes en función de la región y el periodo de retorno asociado.

- Áreas superiores a 50 km²:
 - Datos de caudales máximos de la administración.
 - Método estadístico, si las estaciones de aforo existentes aportan datos representativos.
 - Métodos hidrológicos, si no se obtienen datos representativos de las estaciones. Estos caudales obtenidos deberán ser comparados con la información disponible sobre avenidas históricas y grandes eventos.



3.2. FHWA (administración federal de carreteras de Estados Unidos de América). Diseño hidráulico de obras de drenaje en carreteras.

El objetivo de la publicación es dar la información necesaria para la planificación y el diseño hidráulico de las obras de drenaje en las carreteras.

Ya que el software usado para la simulación pertenece a la FHWA es conveniente explicar cómo funciona esta normativa y la metodología de cálculo que usa para el dimensionamiento de ODT.

Las consideraciones hidráulicas a tener en cuenta son:

1. Condiciones de flujo
 - a) Flujo lleno: el conducto funciona en presión. Su capacidad se ve afectada por las condiciones aguas arriba y aguas abajo y por las características hidráulicas de la sección.
 - b) Flujo parcialmente lleno: existe una superficie libre de flujo. En función del número de Froude se categorizará como flujo subcrítico ($Fr < 1$), crítico ($Fr = 1$) o supercrítico ($Fr > 1$).
2. Control de flujo, en función de donde se sitúa la sección de control. La capacidad hidráulica de la obra dependerá del tipo de control.
 - a) Control en la entrada: existe control de entrada cuando la capacidad de hidráulica del conducto es mayor que la capacidad que tiene la entrada de la obra. La sección de control se encuentra justo en la entrada de la ODT. El calado crítico está cerca de la sección de control y el flujo existente es de tipo supercrítico. Los mayores condicionantes en este tipo de control son la elevación de agua que se produce a la entrada y la geometría de la obra.
 - b) Control a la salida: existe control de salida cuando la obra no es capaz de desaguar el caudal que está entrando. Es decir, la capacidad de desagüe de la obra viene dada por la capacidad hidráulica del conducto. La sección de control se encuentra a la salida del conducto y el flujo que existe es de tipo subcrítico. Las características hidráulicas y geométricas del conducto son las que definen su capacidad.
3. Condiciones aguas arriba: para que el flujo se vea forzado a entrar en el conducto es necesaria una energía, el valor de esta viene dado por el incremento de altura que se produce a la entrada del conducto.
4. Condiciones aguas abajo: se ve influenciada por la lámina de agua generada a la salida de la obra. Son condiciones a tener muy en cuenta cuando el control de flujo se encuentra aguas abajo.
5. Velocidad de salida: la velocidad en el interior del conducto se ve incrementada respecto a la velocidad de salida ya que la sección por la que pasa el flujo es menor en el interior. Es conveniente prever la necesidad de disipadores de energía.

Para realizar el diseño de las obras de drenaje siguiendo la FHWA (2012) necesitamos determinar los siguientes aspectos:

1. Hidrológicos:
 - Caudal pico. Las obras están diseñadas para poder evacuar el caudal pico, asociado a un periodo de retorno previamente establecido, según la obra.
 - Hidrogramas. Los hidrogramas pueden proceder de modelos hidrológicos o de datos proporcionados por la administración correspondiente.

2. Tipología de obra:
 - Forma
 - Material
 - Pendiente
 - Embocadura
3. Encaje en la carretera:
 - Pendiente del terreno
 - Sección transversal y longitudinal
 - Longitud

Metodología para el diseño de obras de drenaje transversal según la FHWA.

Para el diseño de las ODT es necesario el uso de nomogramas y gráficos de diseño procedentes de métodos empíricos hidráulicos con fundamentos teóricos.

Antes de comenzar con el diseño del drenaje es conveniente conocer el tipo de control. Como se ha comentado anteriormente este puede ser de entrada o de salida.

Los factores que influyen en el control de entrada son los relacionados con la sección aguas arriba, ya que el calado se mide desde la sección de control situada justo en la entrada, y la sección interior de la obra que da información sobre el tipo de embocadura necesaria. Esto se puede modificar para mejorar el funcionamiento de la obra de drenaje.

En la figura 17 se observan los distintos tipos de contracción de flujo existentes en función de la embocadura proyectada y las características interiores del conducto.

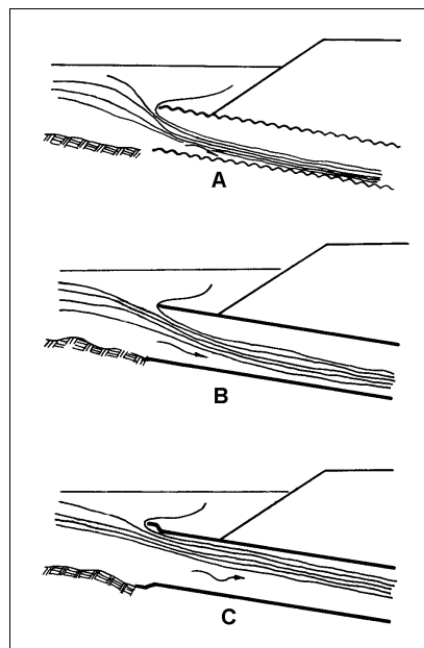


Figura 17. Contracción del flujo para distintas entradas (FHWA, 2012).

Los factores que influyen en control de salida son los mismos que cuando existe control de entrada, pero además se le añaden factores como las características del conducto: rugosidad, área y forma, longitud, pendiente y cota a la salida de la obra, a parte de las condiciones del canal aguas abajo.

Se considera que el sobrevvertido a la carretera comienza cuando la elevación de agua que llega a la entrada de la obra de drenaje es superior a su altura y el agua pasa a la calzada (figura 18). El caudal que se genera viene dado por la ecuación:

$$Q = Q_p + Q_0 \quad (9)$$

donde:

Q_p (m³/s) Caudal de proyecto.

Q_0 (m³/s) Caudal de sobrevvertido. Se calcula a partir con la siguiente ecuación:

$$Q_0 = C_d \cdot L \cdot HW_r^{1,5} \quad (10)$$

donde:

C_d (adim) Coeficiente de descarga.

L (m) Longitud de la cresta de la carretera.

HW_r (m) Altura de la lámina de agua.

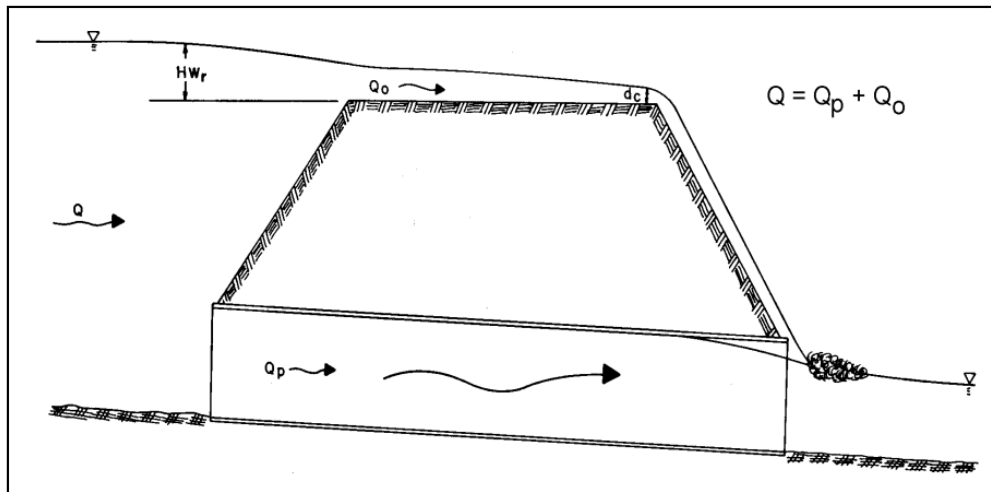


Figura 18. Sobrevvertido hacia la carretera (FHWA, 2012).

Pasos a seguir para el diseño de ODTs

1. Diseño de la obra a partir de una plantilla proporcionada por la administración federal de carreteras de Estados Unidos (figura 19). En este primer momento se recoge toda la información que disponemos: datos hidrológicos, características de la carretera, tipo de control (de entrada, o de salida), caudal de diseño, descripción de la obra (materiales, forma, pendiente).



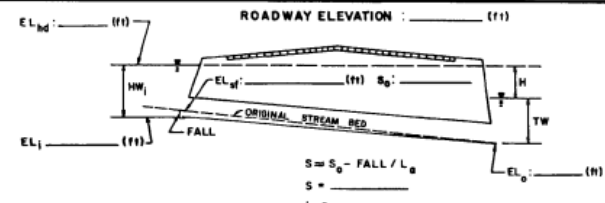
PROJECT : _____		STATION : _____		CULVERT DESIGN FORM									
SHEET _____ OF _____		DESIGNER / DATE : _____ / _____		REVIEWER / DATE : _____ / _____									
HYDROLOGICAL DATA <input type="checkbox"/> METHOD : _____ <input type="checkbox"/> DRAINAGE AREA : _____ <input type="checkbox"/> STREAM SLOPE : _____ <input type="checkbox"/> CHANNEL SHAPE : _____ <input type="checkbox"/> ROUTING : _____ <input type="checkbox"/> OTHER : _____ DESIGN FLOWS/TAIWATER R.I. (YEARS) FLOW (cfs) TW (ft) _____ _____ _____		ROADWAY ELEVATION : _____ (ft)  $S = S_0 - \text{FALL} / L_a$ $S =$ _____ $L_a =$ _____											
CULVERT DESCRIPTION : MATERIAL - SHAPE - SIZE - ENTRANCE		TOTAL FLOW PER BARREL Q (cfs)		HEADWATER CALCULATIONS				CONTROL HEADWATER ELEVATION _____		OUTLET VELOCITY _____		COMMENTS	
				INLET CONTROL		OUTLET CONTROL							
				HW ₁ /D (1) HW ₁ (2)		FALL (3) EL _{h₁} (4)		TW (5) d _c (6)		h ₀ (7) h ₀ (8)		H (9) EL _{h₀} (10)	
TECHNICAL FOOTNOTES : (1) USE Q/NB FOR BOX CULVERTS (2) HW ₁ /D = HW ₁ /D OR HW ₁ /D FROM DESIGN CHARTS (3) FALL = HW ₁ - (EL _{hd} - EL _{gt}) ; FALL IS ZERO FOR CULVERTS ON GRADE		(4) EL _{h₁} = HW ₁ + EL ₁ (INVERT OF INLET CONTROL SECTION) (5) TW BASED ON DOWN STREAM CONTROL OR FLOW DEPTH IN CHANNEL.		(6) h ₀ = TW or (d _c + D)/2 (WHICHEVER IS GREATER) (7) H = [1 + k _v + (K _v n ² L) / R ^{1.33}] v ² / 2g WHERE K _v = 19.63 (29 IN ENGLISH UNITS)		(8) EL _{h₀} = EL ₀ + H + h ₀							
SUBSCRIPT DEFINITIONS : q. APPROXIMATE 1. CULVERT FACE h _d . DESIGN HEADWATER h ₁ . HEADWATER IN INLET CONTROL h ₀ . HEADWATER IN OUTLET CONTROL 1. INLET CONTROL SECTION o. OUTLET ft. STREAMBED AT CULVERT FACE tw. TAILWATER		COMMENTS / DISCUSSION :		CULVERT BARREL SELECTED : SIZE : _____ SHAPE : _____ MATERIAL : _____ ft _____ ENTRANCE : _____									

Figura 19. Plantilla para el diseño de ODT (FHWA, 2012).

- Establecer control de entrada. Al determinar este control se puede conocer el calado existente aguas arriba y el caudal que pasará por la obra. Para realizar el cálculo se sirven de nomogramas.
- Establecer control de salida. Los cálculos de control de salida dan como resultado la elevación de la cabecera requerida para transportar el caudal de diseño a través de la conducción seleccionada en el control de salida. El cálculo se lleva a cabo mediante nomogramas, como en el caso anterior.
- Evaluación de los resultados. En este paso se comparan los calados obtenidos para control de entrada y salida; el valor mayor será el que establezca la sección de control. Este proceso se realiza de forma iterativa.

Una vez establecida la sección de control, se calcula la velocidad de salida:

- Con control de entrada se asume que la velocidad que existe para un calado normal (previamente calculada) es la velocidad existente a la salida.
- Con control de salida se calcula el área ocupada por el flujo a la salida del conducto, así como el calado crítico, la profundidad a la salida y la altura que queda en el conducto sin ocupar por el flujo.

Una vez diseñados todos los parámetros de la obra se procede a calcular su encaje en el terreno.



CAPÍTULO 4.
DISEÑO DE UNA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL. CASO PRÁCTICO.





4. Diseño de una obra de drenaje transversal. Caso práctico.

Se va a realizar un caso práctico en el que se aplicará lo desarrollado en el marco teórico de este proyecto.

Se van a proyectar dos tipologías de obra diferentes: un marco cuadrado y un tubo circular.

La cuenca vertiente tiene una superficie de 1 km², está situada en el sureste peninsular en la zona correspondiente a Los Alcázares y el tiempo de concentración es de 1 hora y 30 min. Durante el desarrollo de la metodología se irán haciendo las consideraciones necesarias.

Para proyectar las obras de drenaje transversal se va a recurrir a la normativa española 5.2-IC (2016) para realizar un predimensionamiento y establecer las condiciones a cumplir y a la normativa americana FHWA (2012), para obtener los valores definitivos de dimensionamiento.

Posteriormente se realizará un cálculo mecánico para cada una de las obras proyectadas. En el caso del marco se realizará el análisis mecánico a partir de la instrucción de acciones sobre puentes, IAP-11, y para la tubería se va a recurrir al software ATHA, basado en la norma UNE-EN 1916.

Finalmente, para el caso de la tipología de marco cuadrado, se llevará a cabo un análisis económico, atendiendo únicamente a las fases de movimiento de tierras y estructuras.

4.1. Determinación del caudal de proyecto según Normativa 5.2-IC.

El periodo de retorno asociado a una obra de drenaje transversal de una carretera es de 100 años, según normativa.

Como la cuenca se encuentra situada en el sureste español y su área es menor de 50 km² usamos la siguiente expresión para calcular el caudal de proyecto:

$$Q_T = \varphi \cdot Q_{10}^\lambda \quad (11)$$

donde:

Q_T (m ³ /s)	Caudal máximo anual correspondiente asociado a un periodo de retorno en el punto de desagüe de la cuenca.
Q_{10} (m ³ /s)	Caudal máximo anual correspondiente a un periodo de retorno de diez años en el punto de desagüe de la cuenca, calculado mediante el método racional (que se explica a continuación).
φ (adimensional)	Coefficiente propio de la región y del periodo de retorno asociado.
λ (adimensional)	Exponente propio de la región y del periodo de retorno asociado.

Para determinar la región nos remitimos al mapa de la figura 20:



Figura 20. Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

El caso propuesto corresponde con la región 72, por tanto, los coeficientes a considerar son los extraídos de la figura 21:

Región 72				
Período de retorno, T (años)	50	100	200	500
φ	1,4057	3,0570	4,7152	6,9135
λ	1,2953	1,2751	1,2678	1,2631
Regiones 821 y 822				
Período de retorno, T (años)	50	100	200	500
φ	11,1378	51,6297	86,5765	131,7650
λ	0,7401	0,6065	0,5982	0,5953

Figura 21. Parámetros de cálculo en cuencas pequeñas del levante y sureste peninsular ($T > 25$ años). Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

En primer lugar, aplicamos el método racional para obtener el valor de Q_{10} . La expresión es la siguiente:

$$Q_{10} = \frac{I(T, tc) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6} \quad (12)$$



donde:

Q_{10} (m ³ /s)	Caudal máximo asociado a un periodo de retorno de 10 años en el punto de desagüe de la cuenca.
$I(T, tc)$ (mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración de la cuenca.
C (adimensional)	Coficiente medio de esorrentía de la cuenca considerada.
A (km ²)	Área de la cuenca.
K_t (adimensional)	Coficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

Intensidad de precipitación $I(T,tc)$

$$I(T, tc) = I_d \cdot F_{int} \quad (13)$$

donde:

$I(T, tc)$ (mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración de la cuenca.
I_d (mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno.
F_{int} (adimensional)	Factor de intensidad.

Calculamos la intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno:

$$I_d = \frac{P_d \cdot K_A}{24} \quad (14)$$

donde:

I_d (mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno considerado.
P_d (mm)	Precipitación diaria correspondiente al período de retorno.

La precipitación diaria correspondiente al período de 100 años se ha estimado consultando los datos de la Dirección General de Carreteras (2015). (Figura 22).

Adoptamos un valor medio de 170 mm.



Estación	Días acumulación	Valor de retorno estimado de la precipitación máxima acumulada en los días indicados para un periodo de:					
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años
Melilla	1	49,2	75,2	92,4	114,1	130,2	146,2
	2	63,4	97,3	119,7	148,1	169,1	190,0
	5	76,1	114,6	140,1	172,4	196,3	220,0
Murcia	1	55,7	85,3	105,0	129,8	148,2	166,5
	2	69,2	104,8	128,3	158,1	180,2	202,1
	5	79,9	122,7	151,0	186,8	213,3	239,7
Pamplona	1	43,1	58,2	68,2	80,8	90,2	99,5
	2	58,3	75,8	87,3	101,9	112,7	123,4
	5	74,0	95,9	110,4	128,6	142,2	155,7

Figura 22. Tabla de máximas precipitaciones diarias. (Dirección de Carreteras, 2015).

K_A (adimensional) Factor reductor de precipitación por área de la cuenca.

Como:

$$A < 1 \text{ km}^2 \quad ; \quad K_A = 1 \quad (15)$$

El valor de I_d es:

$$I_d = \frac{170 \cdot 1}{24} = 7,083 \text{ mm/h} \quad (16)$$

Para determinar el factor de intensidad debemos obtener el mayor de los siguientes valores:

$$F_{int} = \text{máx} (F_a, F_b) \quad (17)$$

donde:

F_a (adimensional) Factor obtenido por el índice de torrencialidad.

Para obtener F_a :

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 \cdot t^{0,1}} \quad (18)$$

donde:

$\frac{I_1}{I_d}$ (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. (Figura 23).

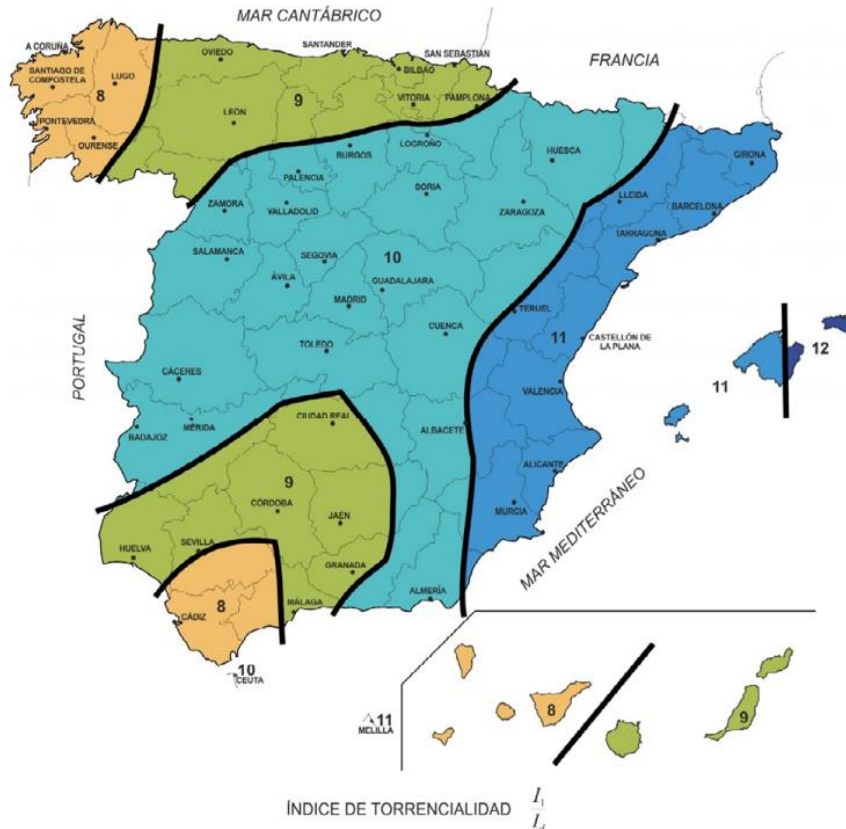


Figura 23. Mapa índice de torrencialidad según Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

t (horas) Duración del aguacero.

Si particularizamos que el tiempo de duración del aguacero es el mismo que el tiempo de concentración de la cuenca, el valor es de 90 minutos.

$$F_a = 11^{3,5287 - 2,5287 \cdot 1,5^{0,1}} = 8,559 \quad (19)$$

F_b (adimensional) Factor obtenido a partir de las curvas IDF.

Calculamos F_b :

$$F_b = k_b \cdot \frac{I_{IDF}(T, t_c)}{I_{IDF}(T, 24)} \quad (20)$$

donde:

$I_{IDF}(T, t_c)$ (mm/h) Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno y al tiempo de concentración, obtenido a través de las curvas IDF del pluviógrafo.

$I_{IDF}(T, 24)$ (mm/h) Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno y a un tiempo de aguacero igual a veinticuatro horas ($t = 24$ h), obtenido a través de curvas IDF. (Figura 24).

k_b (adimensional) Factor que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un período de veinticuatro horas y la intensidad máxima anual diaria. En defecto de un cálculo específico se puede tomar:



$$k_b = 1,13 \quad (21)$$

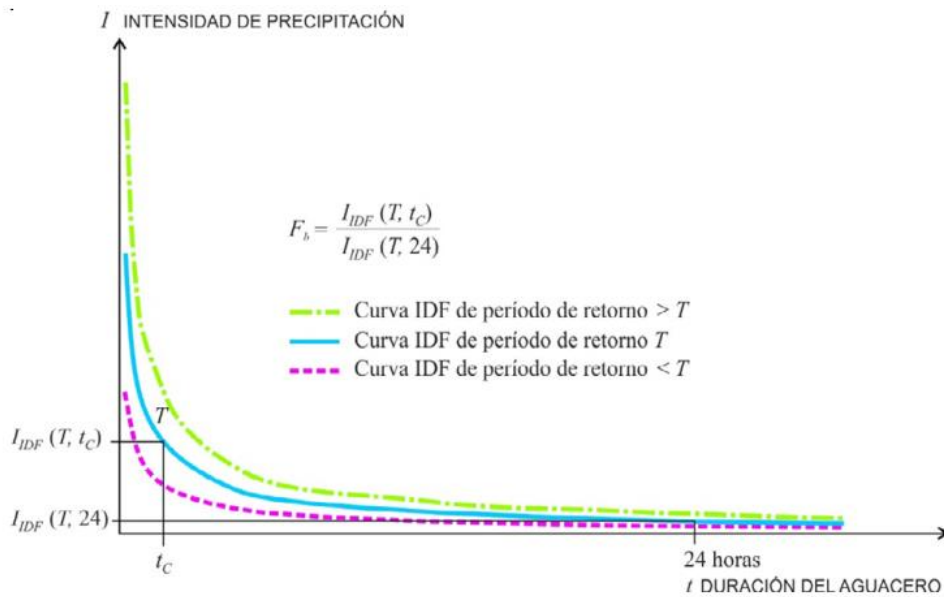


Figura 24. Obtención del factor F_b . Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

El factor de intensidad será:

$$F_{int} = 8,559 \quad (22)$$

La intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno de 100 años para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración de la cuenca (1h 30') es:

$$I(T, t_c) = 7,083 \cdot 8,559 = 60,63 \text{ mm/h} \quad (23)$$

Coefficiente de escorrentía C.

La expresión para su cálculo es:

$$\text{si } P_d \cdot K_A > P_0 \quad C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2} \quad (24)$$

$$\text{si } P_d \cdot K_A \leq P_0 \quad C = 0 \quad (25)$$

donde:

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

Para calcular el umbral de escorrentía:

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta \quad (26)$$

Para conocer el valor del umbral de escorrentía inicial, P_0^i , se van a hacer las siguientes consideraciones:

- Tipo de suelo. (Figura 25).

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

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

Figura 25. Grupos hidrológicos de suelo a efectos de la determinación del valor inicial del umbral de escorrentía. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

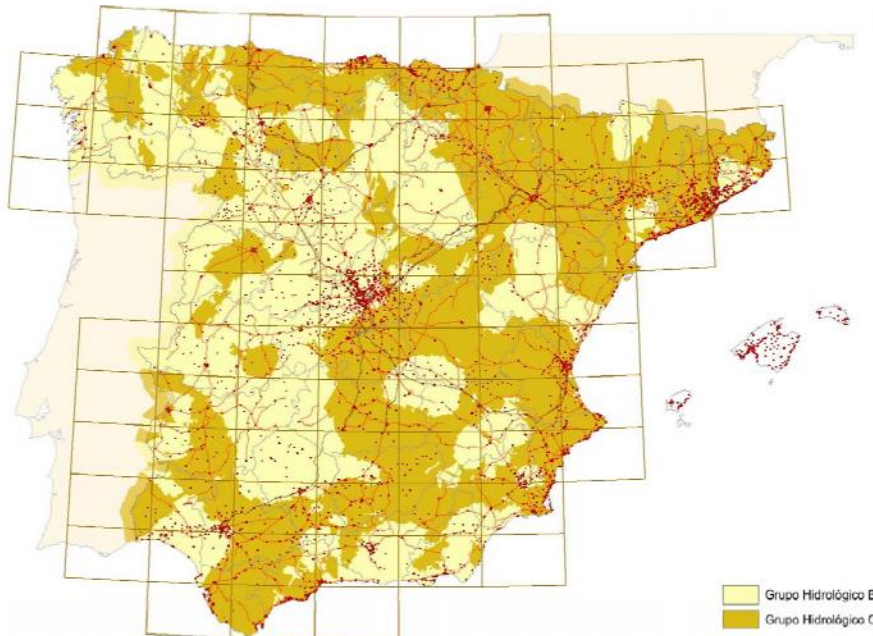


Figura 26. Mapa de grupos hidrológicos de suelo. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

Determinamos que nos encontramos dentro del grupo hidrológico C. (Figura 26).

- Pendiente del terreno: elegimos una pendiente baja del 1 % para esta simulación.
- Uso de suelo: el terreno donde se va a situar la ODT se encuentra cerca de tierras en cultivo donde son predominantes los cítricos, elegimos de esta forma el uso correspondiente al código 2221 de la tabla 2.3.-VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA P0I(mm) de la norma de drenaje. Se muestra el fragmento de tabla a continuación: (Figura 27).



Código	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	Grupo de suelo			
				A	B	C	D
22110	Viñedos en secano		< 3	75	34	19	14
22120	Viñedos en regadío		≥ 3	62	28	15	10
22120	Viñedos en regadío		< 3	75	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		≥ 3	80	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		< 3	95	42	22	15
22210	Frutales en secano		≥ 3	62	28	15	10
22210	Frutales en secano		< 3	75	34	19	14
22220	Frutales en regadío		≥ 3	80	34	19	14
22220	Frutales en regadío		< 3	95	42	22	15
22221	Cítricos		≥ 3	80	34	19	14
22221	Cítricos		< 3	95	42	22	15
22222	Frutales tropicales		≥ 3	80	34	19	14
22222	Frutales tropicales		< 3	95	42	22	15
22223	Otros frutales en regadío		≥ 3	80	34	19	14
22223	Otros frutales en regadío		< 3	95	42	22	15
22300	Olivares		≥ 3	62	28	15	10
22300	Olivares		< 3	75	34	19	14
22310	Olivares en secano		≥ 3	62	28	15	10
22310	Olivares en secano		< 3	75	34	19	14
22320	Olivares en regadío		≥ 3	62	28	15	10
22320	Olivares en regadío		< 3	75	34	19	14
23100	Prados y praderas		≥ 3	70	33	18	13
23100	Prados y praderas		< 3	120	55	22	14
23100	Pastos en tierras abandonadas		≥ 3	24	14	8	6
23100	Pastos en tierras abandonadas		< 3	58	25	12	7
23100	Prados arbolados		≥ 3	70	33	18	13
23100	Prados arbolados		< 3	120	55	22	14
24110	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano		≥ 3	39	20	12	8
24110	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano		< 3	66	29	15	10
24120	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío		≥ 3	75	33	18	14
24120	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío		< 3	106	48	22	15
24211	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano	R	≥ 3	26	15	9	6

Figura 27. Valor inicial del umbral de escorrentía. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

β (adimensional) Coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

Según la norma para cuencas situadas en el sureste y levante peninsular el valor del coeficiente corrector del umbral de escorrentía a adoptar en el cálculo se debe corresponder con el valor medio β_m recogido en la tabla 2.5 (figura 28), sin efectuar correcciones asociadas al nivel de confianza del ajuste estadístico utilizado.



Región	Valor medio, β_m	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Periodo de retorno T (años), F_T				
		50% Δ_{50}	67% Δ_{67}	90% Δ_{90}	2	5	25	100	500
11	0,90	0,20	0,30	0,50	0,80	0,90	1,13	1,34	1,59
12	0,95	0,20	0,25	0,45	0,75	0,90	1,14	1,33	1,56
13	0,60	0,15	0,25	0,40	0,74	0,90	1,15	1,34	1,55
21	1,20	0,20	0,35	0,55	0,74	0,88	1,18	1,47	1,90
22	1,50	0,15	0,20	0,35	0,74	0,90	1,12	1,27	1,37
23	0,70	0,20	0,35	0,55	0,77	0,89	1,15	1,44	1,82
24	1,10	0,15	0,20	0,35	0,76	0,90	1,14	1,36	1,63
25	0,60	0,15	0,20	0,35	0,82	0,92	1,12	1,29	1,48
31	0,90	0,20	0,30	0,50	0,87	0,93	1,10	1,26	1,45
32	1,00	0,20	0,30	0,50	0,82	0,91	1,12	1,31	1,54
33	2,15	0,25	0,40	0,65	0,70	0,88	1,15	1,38	1,62
41	1,20	0,20	0,25	0,45	0,91	0,96	1,00	1,00	1,00
42	2,25	0,20	0,35	0,55	0,67	0,86	1,18	1,46	1,78
511	2,15	0,10	0,15	0,20	0,81	0,91	1,12	1,30	1,50
512	0,70	0,20	0,30	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
52	0,95	0,20	0,25	0,45	0,89	0,94	1,09	1,22	1,36
53	2,10	0,25	0,35	0,60	0,68	0,87	1,16	1,38	1,56
61	2,00	0,25	0,35	0,60	0,77	0,91	1,10	1,18	1,17
71	1,20	0,15	0,20	0,35	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
72	2,10	0,30	0,45	0,70	0,67	0,86	1,00	-	-
81	1,30	0,25	0,35	0,60	0,76	0,90	1,14	1,34	1,58
821	1,30	0,35	0,50	0,85	0,82	0,91	1,07	-	-
822	2,40	0,25	0,35	0,60	0,70	0,86	1,16	-	-

Figura 28. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Valores correspondientes a calibraciones regionales. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

Ya podemos determinar el valor de P_0 :

$$P_0 = 22 \cdot 2,1 = 46,2 \text{ mm} \quad (27)$$

Como:

$$P_d \cdot K_A > P_0 \quad (28)$$

$$170 \cdot 1 \text{ mm} > 46,2 \text{ mm} \quad (29)$$

Calculamos el coeficiente de escorrentía:

$$C = \frac{\left(\frac{170 \cdot 1}{46,2} - 1\right) \left(\frac{170 \cdot 1}{46,2} + 23\right)}{\left(\frac{170 \cdot 1}{46,2} + 11\right)^2} = 0,332 \quad (30)$$

Coficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación K_t .

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14} \quad (31)$$



donde:

t_c (horas) Tiempo de concentración de la cuenca.

$$K_t = 1 + \frac{1,5^{1,25}}{1,5^{1,25} + 14} = 1,106 \quad (32)$$

El caudal máximo anual correspondiente a un periodo de retorno de diez años en el punto de desagüe de la cuenca es:

$$Q_{10} = \frac{7,083 \cdot 0,332 \cdot 1 \cdot 1,106}{3,6} = 6,179 \text{ m}^3/\text{s} \quad (33)$$

Por la zona geográfica en la que se encuentra la cuenca, el caudal de proyecto será

$$Q_T = 3,057 \cdot 10,669^{1,2751} = 31,177 \text{ m}^3/\text{s} \quad (34)$$

Vamos a considerar un caudal de proyecto:

$$Q_T = 32 \text{ m}^3/\text{s} \quad (35)$$

4.2. Definición de la obra de drenaje a proyectar.

Vamos a dar en primer lugar una serie de datos para la ODT:

- Cota de entrada de la obra: 11 m
- Pendiente del tramo: 6‰
- Longitud de la obra: 40 m

Los condicionantes que se van a aplicar son:

- Que exista control de entrada.
- La altura de agua aguas arriba no será superior a 1,2 veces la altura libre del conducto:

$$H_E \leq 1,2 \cdot H \quad (36)$$

Este criterio lo fijamos porque si la altura de la lámina de agua a la entrada superase esa restricción la obra comenzaría a funcionar en presión en lugar de ser flujo en lámina libre.

- Funcionamiento en régimen supercrítico.
- La salida de la obra estará libre.

Vamos a proyectar dos tipologías distintas para ver cómo se comportan frente a un mismo caudal. Las tipologías elegidas son tubos circulares de hormigón y marcos cuadrados de hormigón. Tanto la salida como la entrada tendrán embocaduras con aletas.

4.2.1. Predimensionamiento según normativa española de drenaje 5.2-IC.

En primer lugar, determinamos la dimensión libre mínima. Se debe medir entre sus caras interiores y se define en función de la longitud de la obra entre las embocaduras de entrada y de salida. (Figuras 29 y 30).

L (m)	D_L (m)
L (m) < 3	D_L (m) \geq 0,6
$3 \leq L$ (m) < 4	D_L (m) \geq 0,8
$4 \leq L$ (m) < 5	D_L (m) \geq 1,0
$5 \leq L$ (m) < 10	D_L (m) \geq 1,2
$10 \leq L$ (m) < 15	D_L (m) \geq 1,5
L (m) \geq 15	D_L (m) \geq 1,8

Figura 29. Dimensión mínima recomendada en una ODT en función de su longitud. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

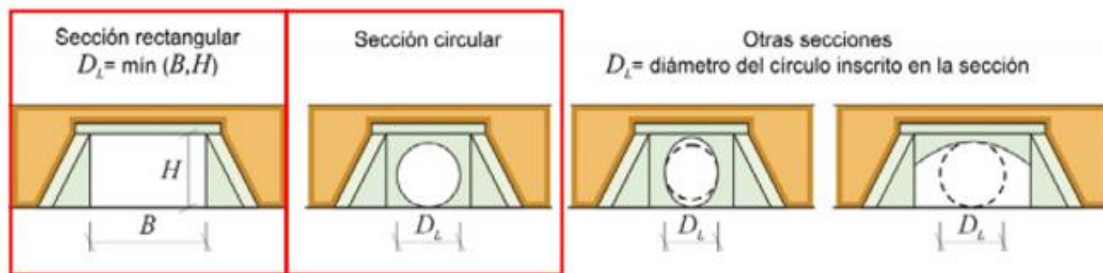


Figura 30. Dimensión libre mínima para distintas tipologías. Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

Como la longitud de nuestra obra es 40 m, la dimensión libre mínima será mayor o igual que 1,8 m.

En el caso del tubo circular de hormigón se elige el diámetro comercial 1800 mm.

Para el marco cuadrado de hormigón se elige un marco 2x2 m.

Comprobación hidráulica.

Según la norma las ODTs se deben proyectar para cumplir las siguientes condiciones relativas al caudal de proyecto:

- Las obras funcionarán con control de entrada.
- La sobreelevación del nivel de corriente provocada por la presencia la obra será el menor valor de entre los dos siguientes:
 - o Cincuenta centímetros (50 cm)
 - o La correspondiente a una altura de lámina de agua a la entrada del conducto inferior a uno coma dos veces la altura libre del conducto ($H_E < 1,2 H$).
- El resguardo existente hasta la plataforma será mayor o igual a 50 cm.
- Cuando a la entrada o a la salida de una ODT la lámina de agua entre en contacto con el relleno se tendrán en cuenta la velocidad de la corriente y las características del material que lo constituye para disponer las protecciones necesarias.
- La velocidad debe ser inferior a la máxima admisible en función del material de la ODT. (Figura 31).

Naturaleza de la superficie	Máxima velocidad admisible (m/s)
Terreno sin vegetación arenoso o limoso	0,20-0,60
Terreno sin vegetación arcilloso	0,60-0,90
Terreno sin vegetación en arcillas duras y margas blandas	0,90-1,40
Terreno sin vegetación en gravas y cantos	1,20-2,30
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0,60-1,20
Terreno con vegetación herbácea permanente	1,20-1,80
Rocas blandas	1,40-3,00
Mampostería, rocas duras	3,00-5,00
Hormigón	4,50-6,00

Nota: Además de las variaciones debidas al distinto comportamiento de los materiales comprendidos en las categorías genéricas de esta tabla, los valores superiores son admisibles para situaciones esporádicas, mientras que los valores más bajos son para situaciones frecuentes.

Figura 31. Velocidad máxima del agua (m/s). Norma 5.2-IC (MFOM, 2016).

- A la salida se debe producir la continuidad o expansión del flujo al incorporarse al cauce natural sin generar erosiones ni aterramientos, proyectando las medidas necesarias en su caso.

A partir de la norma hemos realizado un predimensionamiento de la ODT. A continuación, se muestra un esquema del perfil longitudinal de esta. (Figura 32).

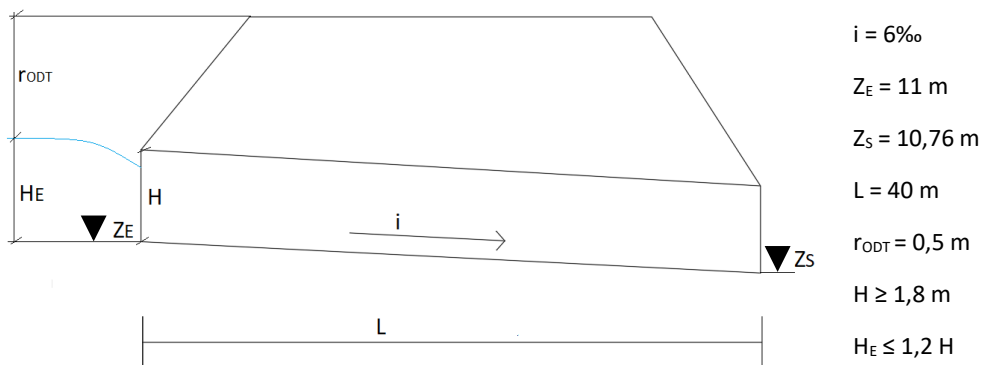


Figura 32. Perfil longitudinal de la ODT proyectada.

Para calcular la cota de salida de la obra se ha realizado el siguiente cálculo:

$$i = \frac{Z_E - Z_S}{L} \quad (37)$$

$$0,006 = \frac{11 - Z_S}{40} \quad (38)$$

Obtenemos:

$$Z_S = 10,76 \text{ m} \quad (39)$$

La altura de agua aguas arriba la determinamos de la siguiente forma:

- Caso del tubo circular de diámetro 1800 mm:

$$H_E \leq 1,2 \cdot 1,8 = 2,16 \text{ m} \quad (40)$$

$$H_E = Z_E + 2,16 = 11 + 2,16 = 13,16 \text{ m} \quad (41)$$



- Caso del marco cuadrado 2x2 m:

$$H_E \leq 1,2 \cdot 2 = 2,4 \text{ m} \quad (42)$$

$$H_E = Z_E + 2,4 = 11 + 2,4 = 13,4 \text{ m} \quad (43)$$

4.3. Dimensionamiento de la ODT con el software HY-8.

Para implementar el software de cálculo tenemos que definir en primer lugar el canal de aguas abajo (tailwater).

Suponemos un canal rectangular de 20 metros de base, con una pendiente del 6‰. Este canal estará formado por material no erosionable, asignando por tanto un número de Manning de 0,025.

En segundo lugar, hay que definir los datos de la carretera. El perfil de esta será constante y la superficie será pavimentada. La rasante se encontrará en la cota 15 y el ancho superior del perfil será 35 m, que es un valor normal como ancho de una autovía.

Ya que no va a existir sobrevertido hacia la carretera el parámetro de longitud de la cresta no influye en los cálculos, aunque es necesario darle algún valor, adoptamos 100 m.

En tercer lugar, generamos la obra de drenaje (culvert). Como se han predimensionado dos obras distintas realizamos este paso dos veces. El programa nos pide que seleccionemos el material y las dimensiones. Como las obras las hemos proyectado en hormigón, el Manning que usaremos en este caso será de 0,012 para los laterales y 0,014 para el fondo, ya que le hemos dado una profundidad de empotramiento de 0,5 m.

Siguiendo las recomendaciones técnicas se proyecta una obra recta, sin cambios de sección. La entrada y salida se ha proyectado como embocadura con aletas.

Finalmente, definimos la situación de la obra: cota de entrada y salida, longitud y número de obras.

Lo que queremos saber es el número de obras que cumplen las condiciones impuestas anteriormente.

Para ello se han realizado distintas iteraciones hasta que se llega al resultado:

$$H_{w, HY-8} \leq H_E \quad (44)$$

donde:

$H_{w, HY-8}$ (m) Altura de la lámina de agua, aguas arriba, obtenida con HY-8.

H_E (m) Altura de la lámina de agua, aguas arriba, obtenida de cálculo.

El caudal que se ha usado ha sido el calculado como caudal de proyecto a partir del método racional modificado para una cuenca del sureste y levante español.

La forma en la que se ha introducido en caudal en el programa ha sido a través de la opción caudal máximo, mínimo y de diseño. (Figura 33).



Caso 1. Tubos circulares de diámetro 1800 mm. (Figura 33).

Figura 33. Datos introducidos para tubería circular. Software HY-8.

El resultado converge a la limitación cuando alcanzamos cinco tuberías de 1800 mm de diámetro.

Caudal (m ³ /s)	H _{w, HY-8} (m)	Control de entrada (m)	Calado crítico (m)	Calado normal (m)	Velocidad de salida (m/s)
0.00	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.20	11.46	0.46	0.38	0.34	1.93
6.40	11.71	0.71	0.55	0.48	2.35
9.60	11.93	0.93	0.68	0.59	2.62
12.80	12.11	1.11	0.78	0.69	2.84
16.00	12.28	1.28	0.88	0.78	3.01
19.20	12.44	1.44	0.97	0.86	3.15
22.40	12.60	1.60	1.05	0.94	3.29
25.60	12.76	1.76	1.13	1.02	3.42
28.80	12.94	1.93	1.20	1.10	3.53
32.00	13.12	2.12	1.26	1.17	3.63

Tabla 2. Resultados arrojados por HY-8 para simulación de tubería de 1800 mm.



Como se puede observar en la tabla 2, para el caudal calculado de 32 m³/s la altura de la lámina de agua aguas arriba de la obra alcanza 13,12 m. La ODT funciona con control a la entrada, con la entrada y salida sin sumergir hasta que el caudal de entrada es de 28,80 m³/s. A partir de este valor la entrada se encontraría sumergida, esto se muestra en la figura 34. El régimen de funcionamiento es régimen supercrítico, tal y como establece la normativa española de drenaje vigente.

Realizamos la comprobación:

$$H_{w,HY-8} \leq H_E \quad (45)$$

$$13,12 \text{ m} \leq 13,16 \text{ m} \quad \text{CUMPLE} \quad (46)$$

Comprobamos si cumple el resguardo:

$$r_{ODT} = \text{Cota Rasante} - H_{w,HY-8} \quad (47)$$

$$r_{ODT} = 15 - 13,12 = 1,88 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \quad \text{CUMPLE} \quad (48)$$

Determinamos el régimen de flujo comparando el calado crítico (y_c) con el calado normal (y_n):

$$y_c > y_n \quad (49)$$

$$1,26 \text{ m} > 1,17 \text{ m} \quad (50)$$

La obra está funcionando en régimen supercrítico. Aparecen curvas de remanso tipo fuertes (S), en concreto, curvas tipo S₂. (Figura 34).

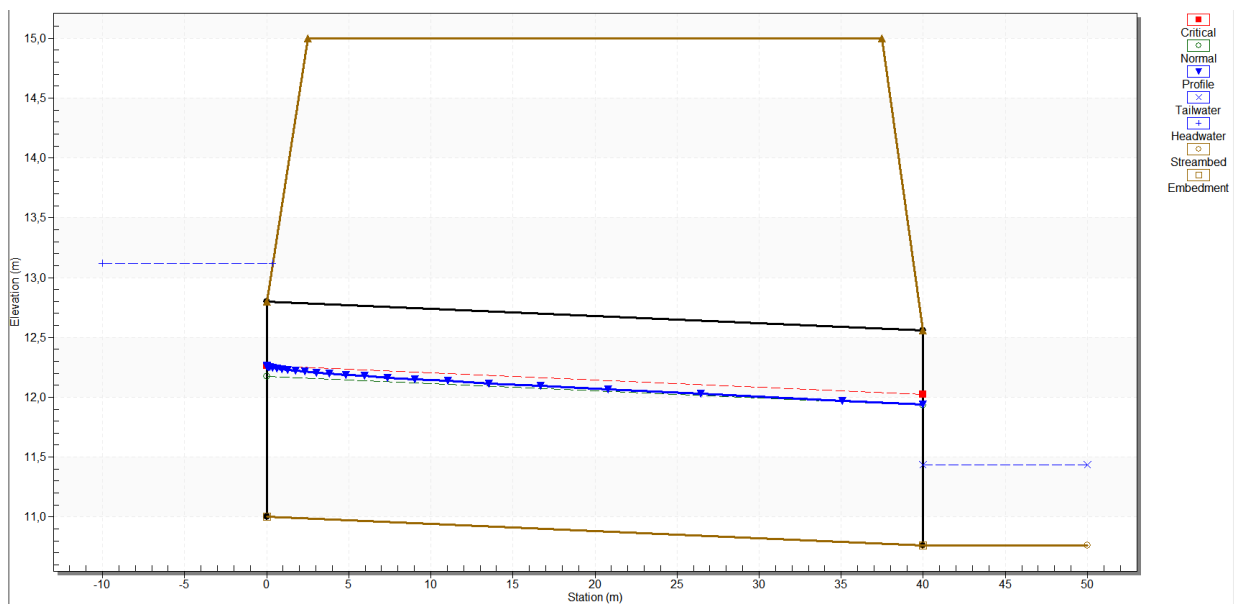


Figura 34. Perfil longitudinal de los tubos de 1800 mm. Software HY-8.

Se muestra también la curva característica de la ODT, que enfrenta el caudal frente la altura de la lámina de agua aguas arriba de la obra. (Figura 35).

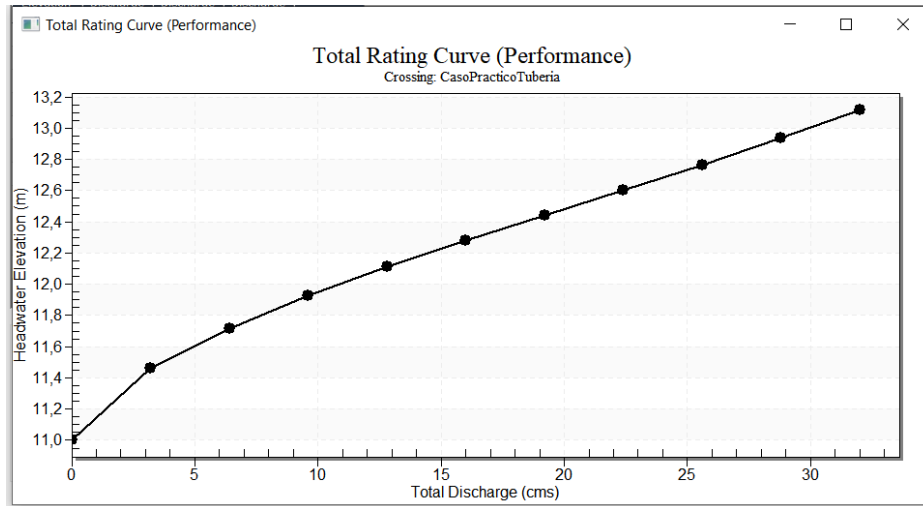


Figura 35. Curva característica tuberías 1800 mm. Software HY-8.

Finalmente se muestra un croquis de la vista frontal de la ODT en la figura 36:

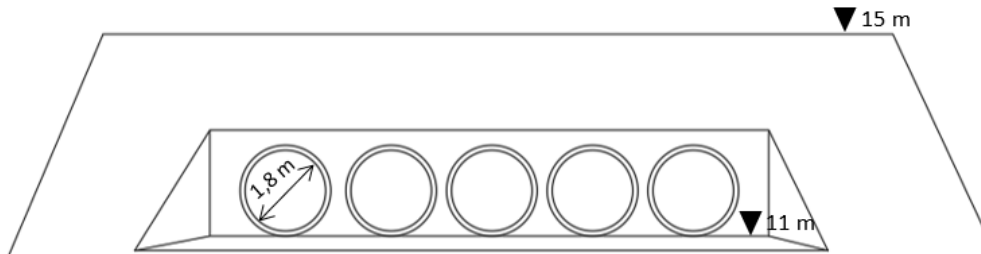


Figura 36. Croquis de la ODT proyectada. 5 tubos Φ 1800mm, aletas 75°.

Caso 2. Marco cuadrado de 2x2 m. (Figura 37).

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.000	cms
Design Flow	32.000	cms
Maximum Flow	32.000	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	20.000	m
Channel Slope	0.0060	m/m
Manning's n (channel)	0.025	
Channel Invert Elevation	10.760	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	100.000	m
Crest Elevation	15.000	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	35.000	m

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Marco	
Shape	Concrete Box	
Material	Concrete	
Span	2000.000	mm
Rise	2000.000	mm
Embedment Depth	0.500	mm
Manning's n (Top/Sides)	0.012	
Manning's n (Bottom)	0.014	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge (90°) Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	11.000	m
Outlet Station	40.000	m
Outlet Elevation	10.760	m

Figura 37. Datos introducidos para marco cuadrado. Software HY-8.



Caudal (cms)	$H_{w,HY-8}$ (m)	Control de entrada (m)	Calado crítico (m)	Calado normal (m)	Velocidad de salida (m/s)
0.00	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.20	11.52	0.52	0.31	0.26	2.02
6.40	11.83	0.83	0.49	0.42	2.54
9.60	12.09	1.09	0.64	0.55	2.90
12.80	12.31	1.31	0.77	0.67	3.16
16.00	12.52	1.52	0.90	0.78	3.37
19.20	12.71	1.71	1.01	0.89	3.55
22.40	12.90	1.90	1.12	1.00	3.70
25.60	13.09	2.09	1.23	1.10	3.84
28.80	13.28	2.28	1.33	1.20	3.96
32.00	13.47	2.47	1.43	1.30	4.07

Tabla 3. Resultados arrojados por HY-8 para simulación marco 2x2 m.

El resultado converge a la limitación cuando el número de marcos es 3.

La altura de la lámina de agua a la entrada de la ODT es de 13,47 m. La obra funciona con control a la entrada y el régimen de flujo es supercrítico. La velocidad del agua a la salida de la obra es de 4,07 m/s, inferior al límite establecido en la norma 5.2-IC (2016) de 6 m/s para tuberías de hormigón, cumpliendo de esta forma esa restricción. A partir del caudal de 25,60 m³/s la entrada a la obra quedará sumergida, tal como se muestra en la figura 38.

Realizamos la mismas comprobaciones que en el caso anterior:

$$H_{w,HY-8} \leq H_E \quad (51)$$

$$13,47 \text{ m} \geq 13,40 \text{ m} \quad \text{NO CUMPLE*} \quad (52)$$

Comprobamos el resguardo:

$$r_{ODT} = \text{Cota Rasante} - H_{w,HY-8} \quad (53)$$

$$r_{ODT} = 15 - 13,47 = 1,53 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \quad \text{CUMPLE} \quad (54)$$

En este caso, sucede lo mismo que en el anterior, el calado crítico es mayor que el calado normal:

$$1,43 \text{ m} > 1,30 \text{ m} \quad (55)$$

Tenemos flujo supercrítico y aparecen curvas de remanso tipo S₂.

* Estrictamente no cumple la limitación de la norma de $H_E < 1,2H$, pero la diferencia económica que supondría el añadir otro marco sería un factor limitante a tener en cuenta. Requeriría un estudio más avanzado. Posteriormente comprobaremos si este dimensionamiento cumple con la normativa americana.

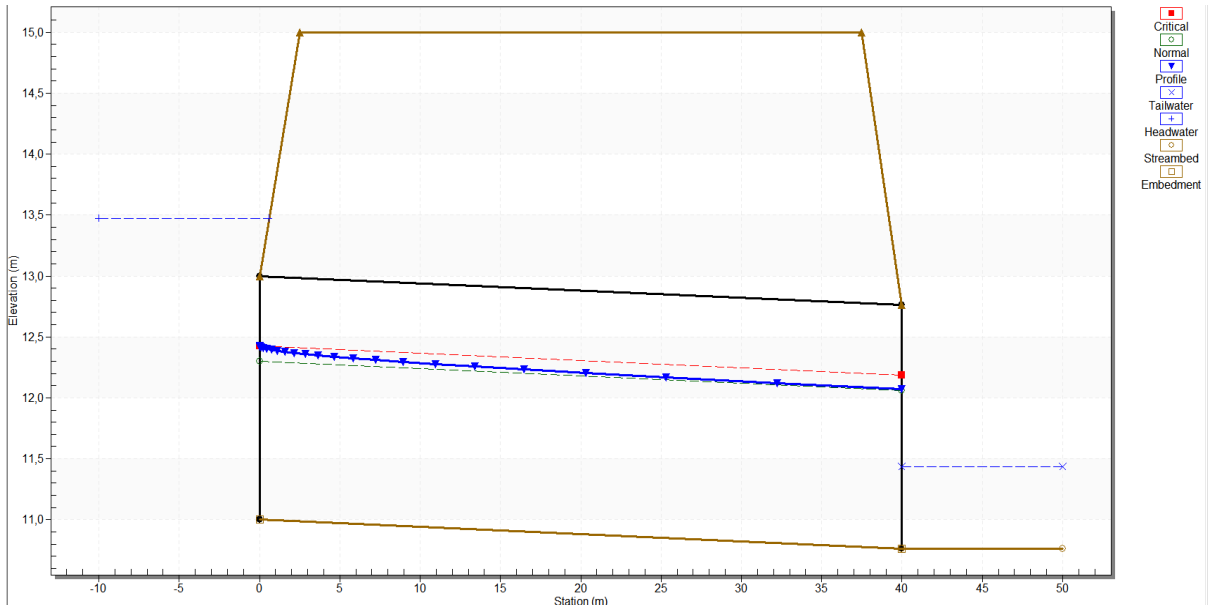


Figura 38. Perfil longitudinal de la obra simulada. Software HY-8.

Finalmente, la curva característica de la ODT es la que queda representada en la figura 39:

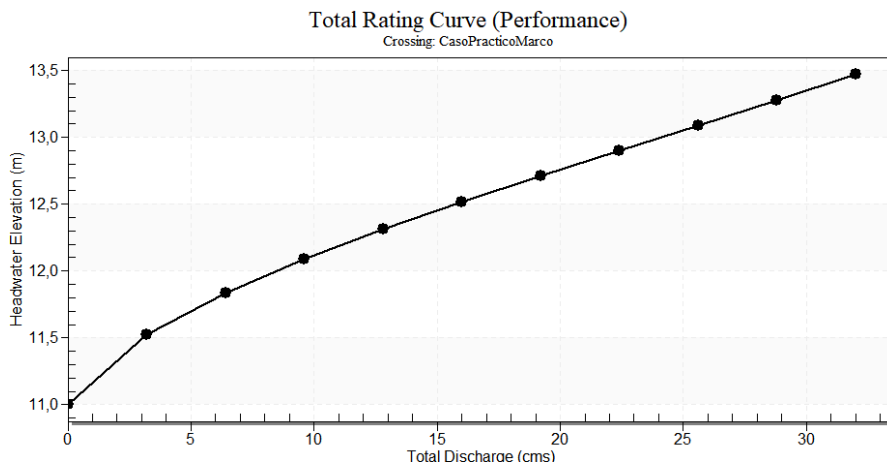


Figura 39. Curva característica del marco calculado. Software HY-8.

Al igual que en el caso de las tuberías circulares, se muestra un croquis (figura 40) de la vista de frente a la entrada de la ODT:

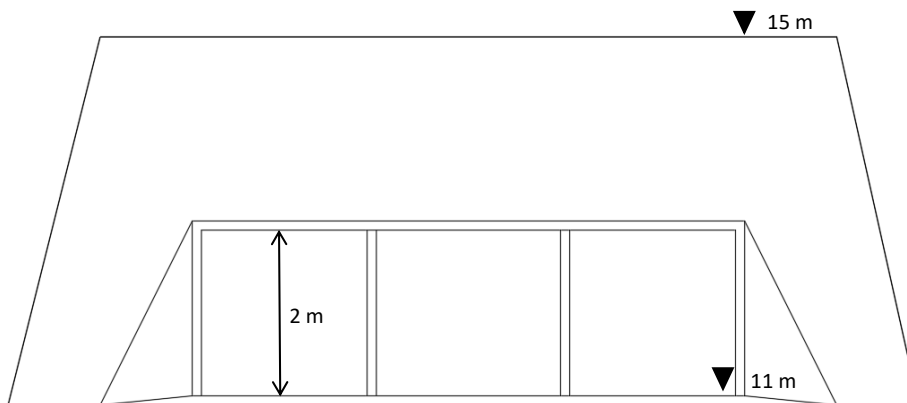


Figura 40. Croquis de la ODT proyectada. 3 marcos 2x2m, aletas 0°.



4.4. Comprobación del dimensionamiento con los Nomogramas de la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos.

Como se ha comentado en el marco teórico, los condicionantes para el diseño de una ODT son similares tanto en la normativa española como en la estadounidense.

A partir del uso del nomograma propuesto por la FHWA (2012) para una obra de drenaje con control de entrada, y siendo conocido el caudal de proyecto, vamos a analizar que dimensión nos propone la norma.

Establecemos la relación:

$$\frac{H_W}{D} = 1,2 \quad (56)$$

donde:

H_W (m) Altura de lámina de agua a la entrada de la ODT.

D (m) Dimensión de la ODT.

Hemos obtenido en el apartado 4.1 que el caudal total es de $32 \text{ m}^3/\text{s}$, vamos a ver la cantidad de flujo que pasaría de forma unitaria por ODT:

- Tubo circular 1800 mm:

$$Q_{tubo} = \frac{Q_T}{n} = \frac{32}{5} = 6,4 \text{ m}^3/\text{s} \quad (57)$$

siendo n el número de tubos que hemos calculado.

- Marco cuadrado 2x2 m:

$$Q_{marco} = \frac{Q_T}{n} = \frac{32}{3} = 10,67 \text{ m}^3/\text{s} \quad (58)$$

siendo n el número de marcos que hemos calculado.

En el caso del nomograma del marco, nos pide el caudal dividido por el ancho del marco. Por tanto, el caudal con el que vamos a entrar en el gráfico es:

$$Q_{marco/B} = \frac{10,67}{2} = 5,34 \text{ m}^3/\text{s} / \text{m} \quad (59)$$

Con esos datos entramos en el nomograma de cálculo para una ODT con control a la entrada y obtenemos la dimensión que deberían tener las obras para cumplir las condiciones impuestas.

En la figura 41 se muestra el nomograma para el cálculo de tuberías circulares de hormigón con control a la entrada.

En la figura 42 se muestra el nomograma para el cálculo de marcos de hormigón con control de entrada.

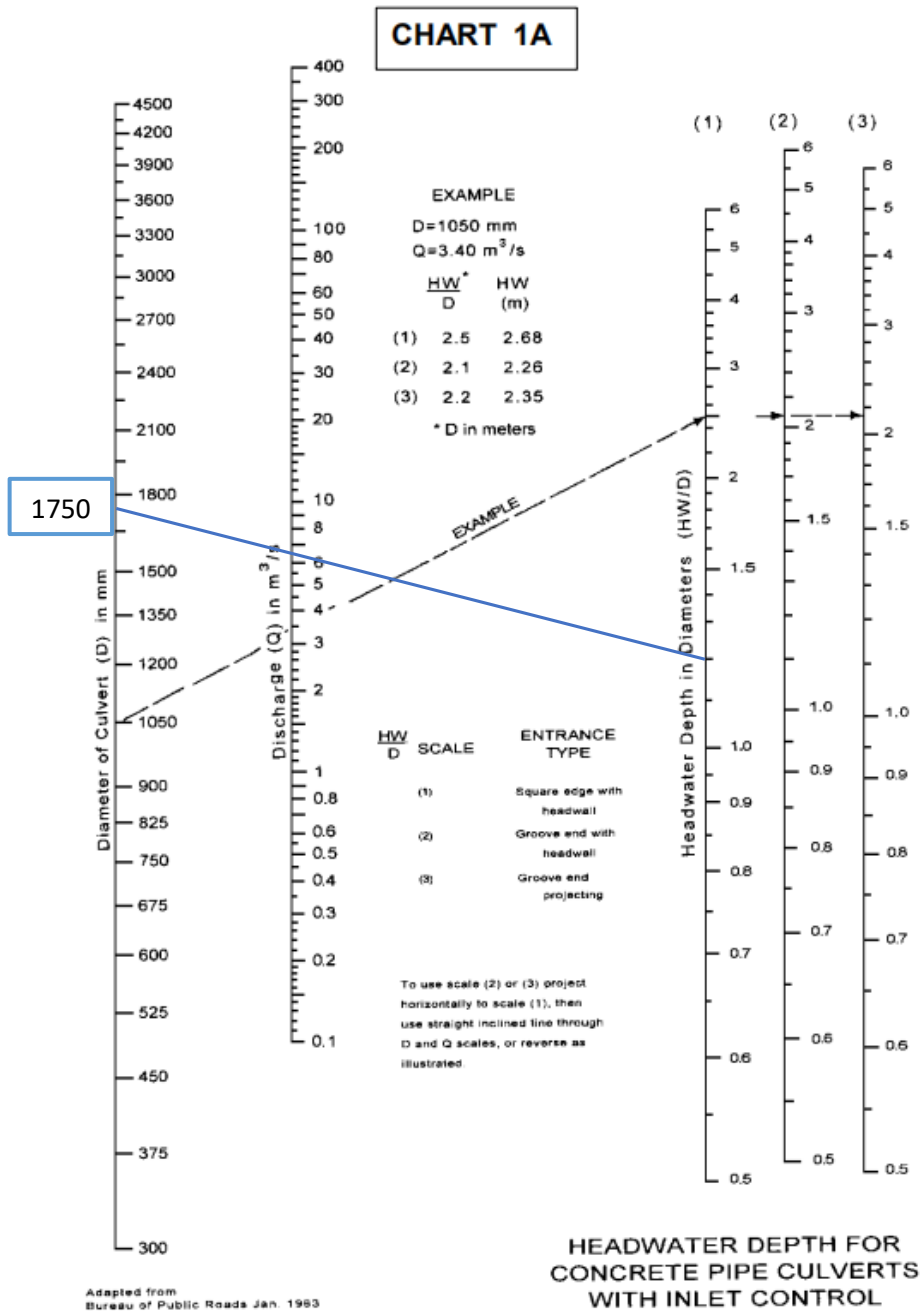


Figura 41. Nomograma para cálculo con control de entrada para una tubería de hormigón (FHWA,2012).

La dimensión obtenida con el uso del nomograma es de aproximadamente 1750 mm.

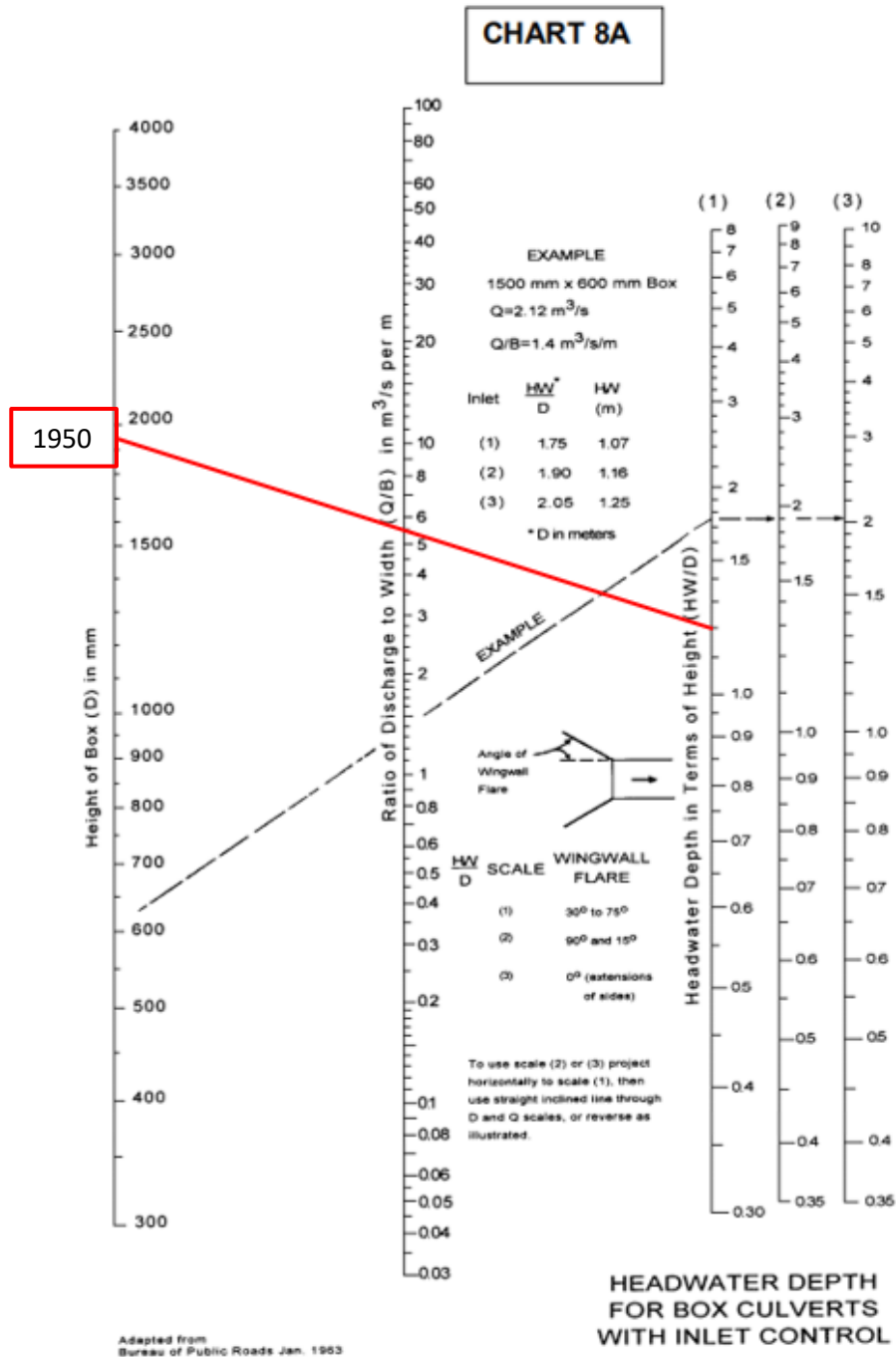


Figura 42. Nomograma para cálculo con control de entrada para un marco de hormigón (FHWA,2012).

La dimensión obtenida con el nomograma es de forma aproximada 1,95 m de altura del marco.

Comprobamos que las dimensiones obtenidas a partir del normograma coinciden prácticamente con el dimensionamiento realizado a partir de la normativa española 5.2-IC y el software de cálculo HY-8.

Como los nomogramas carecen de cierta precisión en el cálculo se suelen usar para comprobar un dimensionamiento (como en este caso) o para realizar un primer tanteo.



Aplicamos ahora las fórmulas propuestas por la FHWA que son más precisas y así conocer si el dimensionamiento realizado se ajusta también a esta norma.

Tenemos que la obra se encuentra con entrada sumergida, por tanto, la obra funciona como orificio. Aplicamos la siguiente expresión:

$$\frac{HW_i}{D} = c \cdot \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0.5}} \right]^2 + Y - 0,5 \cdot S \quad (60)$$

donde:

- HW_i (ft) Altura de lámina de agua aguas arriba de la ODT.
- D (ft) Altura interior de la obra de drenaje.
- Q (ft³/s) Caudal que llega a la ODT.
- A (ft²) Área de la ODT.
- S (ft/ft) Pendiente interior de la ODT.
- c, Y (adim) Coeficientes en función de tipología y embocadura.

El fragmento de la tabla proporcionada por la norma para conocer el valor de los coeficientes es el que aparece en la figura 43:

Chart No.	Shape and Material	Nomograph Scale	Inlet Edge Description	Equation Form	Unsubmerged		Submerged		References
					K	M	c	Y	
1	Circular Concrete	1	Square edge w/headwall	1	.0098	2.0	.0398	.67	56/57
			Groove end w/headwall		.0018	2.0	.0292	.74	
			Groove end projecting		.0045	2.0	.0317	.69	
2	Circular CMP	1	Headwall	1	.0078	2.0	.0379	.69	56/57)
			Mitered to slope		.0210	1.33	.0463	.75	
			Projecting		.0340	1.50	.0553	.54	
3	Circular	A	Beveled ring, 45° bevels	1	.0018	2.50	.0300	.74	57
			Beveled ring, 33.7° bevels*		.0018	2.50	.0243	.83	
8	Rectangular Box	1	30° to 75° wingwall flares	1	.026	1.0	.0347	.81	56
			90° and 15° wingwall flares		.061	.75	.0400	.80	
			0° wingwall flares		.061	.75	.0423	.82	
9	Rectangular Box	1	45° wingwall flare d = .043D	2	.510	.667	.0309	.80	8
			18° to 33.7° wingwall flare d = .083D		.486	.667	.0249	.83	
10	Rectangular Box	1	90° headwall w/3/4" chamfers	2	.515	.667	.0375	.79	8
			90° headwall w/45° bevels		.495	.667	.0314	.82	
			90° headwall w/33.7° bevels		.486	.667	.0252	.865	

Figura 43. Valores de los coeficientes K, M, c, Y (FHWA,2012).

Para realizar la comprobación fijaremos la relación:

$$\frac{HW_i}{D} = 1,2 \quad (61)$$

Y aplicando la expresión sacaremos la dimensión de la ODT según la norma americana.

La ecuación está propuesta para unidades en sistema americano. Usamos la tabla de conversión que nos da la norma para aplicar la ecuación (figura 44) y que nos dé un resultado en unidades del sistema internacional.



From		Multiply by	To obtain	
Unit	Abbrev.		Unit	Abbrev.
cubic foot	ft ³ /s	0.02832	cubic meter	m ³ /s
per second			per second	
foot	ft	0.3048	meter	m
square foot	ft ²	0.0929	square meter	m ²
cubic foot	ft ³	0.0283	cubic meter	m ³
inch	in	2.54	centimeter	cm
square mile	mi ²	2.59	square kilometer	km ²
acre		0.4047	hectare	
foot per second	ft/s	0.3048	meter per second	m/s

Figura 44. Conversión de unidades (FHWA, 2012).

- **Tubo circular de 1800 mm:**

Conversión de los valores a sistema americano:

$$Q_{tubo} = 6,4 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{6,4}{0,02832} = 225,989 \text{ ft}^3/\text{s} \quad (62)$$

Aplicación de la ecuación para obtener las dimensiones:

$$1,2 = 0,0398 \cdot \left[\frac{225,985}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot D^{0,5}} \right]^2 + 0,67 - 0,5 \cdot 0,006 \quad (63)$$

$$D = 5,731 \text{ ft} = 5,731 \cdot 0,3048 = 1,746 \text{ m} \quad (64)$$

$$D \approx 1,8 \text{ m} \quad (65)$$

- **Marco cuadrado 2x2:**

Conversión de los valores a sistema americano:

$$Q_{marco} = 10,67 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{10,67}{0,02832} = 376,649 \text{ ft}^3/\text{s} \quad (66)$$

Aplicación de la ecuación para obtener las dimensiones:

$$1,2 = 0,061 \cdot \left[\frac{376,649}{D^2 \cdot D^{0,5}} \right]^2 + 0,8 - 0,5 \cdot 0,006 \quad (67)$$

$$D = 7,350 \text{ ft} = 7,350 \cdot 0,3048 = 2,2 \text{ m} \quad (68)$$

$$D = 2,2 \text{ m} \quad (69)$$



En el caso del marco vemos que la dimensión que nos sale de cálculo usando la metodología estadounidense es mayor que la que hemos dimensionado previamente. Esto es debido a que en el predimensionamiento se cumplía con la normativa española de drenaje de forma muy ajustada. Cuando hemos aplicado una metodología más restrictiva se puede observar que ese dimensionamiento ya no cumpliría de forma estricta.

Finalmente, las obras de drenaje transversal dimensionadas para un caudal de proyecto de 32 m³/s han sido:

- 5 tubos circulares de 1800 mm de diámetro y embocaduras con aletas entre 30-75°.
- 3 marcos cuadrados de dimensiones 2x2 m y embocaduras con aletas a 0°.

4.5. Cálculo mecánico de las obras de drenaje transversal.

En este subapartado vamos a realizar un cálculo mecánico de las obras que se han proyectado en el caso práctico. Una vez realizado el cálculo conoceremos las acciones que recibe la obra en el caso del marco, y la clase resistente en el caso del tubo. Con estos valores se elegirán de catálogos los elementos prefabricados que formarán la obra.

4.5.1. Acciones a considerar en el cálculo mecánico y estructural de un marco.

Las acciones que se deben considerar para el cálculo, según la instrucción de acciones sobre puentes (IAP-11, 2012), son:

- Acciones permanentes (G): son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición.
 - o Peso propio: corresponde al peso de los elementos estructurales. Se obtendrá a partir de las dimensiones del elemento proyectado, considerando un peso específico del hormigón de 25 kN/m³.
 - o Carga muerta: es la acción debida a elementos no estructurales, como es el relleno situado por encima de la ODT y el pavimento bituminoso.
- Acciones permanentes de valor no constante (G*): actúan en todo momento, pero su magnitud no es constante.
 - o Empuje del terreno sobre los elementos de la estructura: determinado en función de las características del terreno y otras consideraciones geotécnicas.
- Acciones variables (Q): pueden actuar o no sobre la estructura.
 - o Sobrecarga de uso: representa la acción del tráfico rodado sobre la estructura.
 - Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos: se considerará la acción simultánea de las siguientes cargas:
 - Uno o más vehículos pesados.
 - Sobrecarga uniforme.
 - o Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura: según la instrucción de puentes IAP-11 (2012), podrá adoptarse una sobrecarga uniforme de 10 kN/m². Se tendrá en cuenta cuando las sobrecargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el cual actúe el empuje.

Cálculo de las acciones:

- Permanentes (G):
 - o Peso propio:

Dimensiones del marco:

Ancho 2 m
 Alto 2 m
 Largo 40 m

$$PP = 2 \cdot 2 \cdot 40 \cdot 25 = 4000 \text{ kN} \quad (70)$$

También se puede expresar por metro lineal de obra, sin multiplicar por la longitud de esta.

$$PP = 2 \cdot 2 \cdot 25 = 100 \text{ kN/m} \quad (71)$$

- o Carga muerta:

Se definen las siguientes características del relleno y la capa bituminosa:

La determinación de los espesores se ha hecho de forma aproximada, siguiendo instrucciones de la IAP-11 (2012). Esta normativa nos indica que el espesor de la capa bituminosa no será superior a 10 cm. Por tanto, tomamos ese valor como el más condicionante.

En la figura 45 quedan esquematizados los espesores:

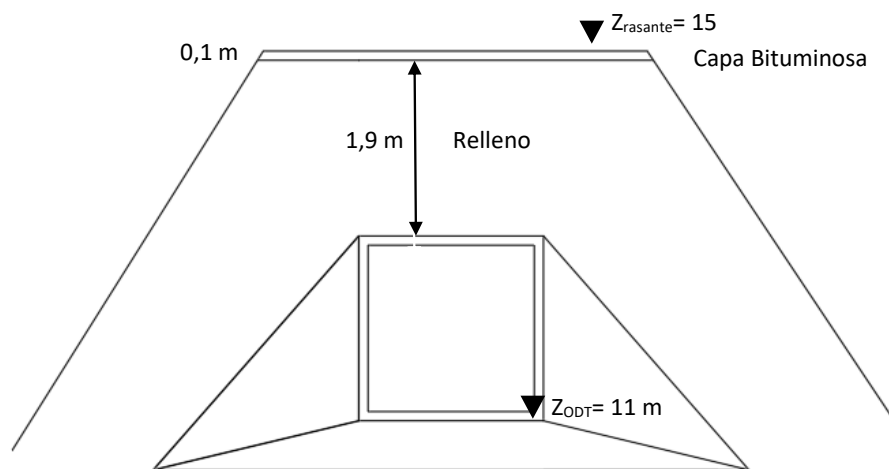


Figura 45. Esquema marco 2x2 m.

Datos de relleno y betún:

Densidad del relleno	18 kN/m ³
Espesor del relleno	1,9 m
Densidad del betún	23,52 kN/m ³
Espesor de la capa bituminosa	0,1 m

$$CM_{relleno} = 18 \cdot 1,9 = 34,2 \text{ kN/m} \quad (72)$$

$$CM_{betún} = 23,52 \cdot 0,1 = 2,352 \text{ kN/m} \quad (73)$$



- Permanentes de valor no constante (G^*):
 - o Empuje activo: Es el mínimo empuje que las tierras ejercen en los hastiales del marco. Utilizaremos el método de Rankine para realizar el cálculo.

Datos geotécnicos:

Densidad del Terreno	18 kN/m ³
Ángulo de rozamiento (Φ)	30°
Cohesión	Nula

Coefficiente del empuje activo:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0,333 \quad (74)$$

Empuje del terreno:

$$E_a = K_a \cdot (C_m + z \cdot \gamma) \quad (75)$$

Donde:

E_a (kN/m ²)	Empuje activo de las tierras.
K_a (adim.)	Coefficiente de empuje activo.
C_m (kN/m)	Carga muerta.
z (m)	Profundidad, tomando como origen la solera de la obra.
γ (kN/m ³)	Densidad del terreno.

Para $z = 0$ m.

$$E_a = 0,333 \cdot (0,1 \cdot 23,52 + 3,9 \cdot 18) = 24,184 \text{ kN/m}^2 \quad (76)$$

Para $z = 4$ m.

$$E_a = 0,333 \cdot (0,1 \cdot 23,52 + 1,9 \cdot 18) = 12,184 \text{ kN/m}^2 \quad (77)$$

- o Empuje pasivo: Es el máximo empuje que las tierras ejercen en los hastiales del marco, se trata del incremento que sufrirá el empuje activo hasta alcanzar el empuje al reposo.

Coefficiente de empuje pasivo:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0,5 \quad (78)$$

Empuje del terreno:

$$E_0 = K_0 \cdot (C_m + z \cdot \gamma) \quad (79)$$



Donde:

- E_0 (kN/m²) Empuje pasivo de las tierras.
- K_0 (adim.) Coeficiente de empuje pasivo.
- C_m (kN/m) Carga muerta, provocada por la capa bituminosa.
- z (m) Profundidad, tomando como origen la solera de la obra.
- γ (kN/m³) Densidad del terreno.

Para $z = 0$ m.

$$E_0 = 0,5 \cdot (0,1 \cdot 23,52 + 3,9 \cdot 18) = 36,27 \text{ kN/m}^2 \quad (80)$$

Para $z = 4$ m.

$$E_0 = 0,5 \cdot (0,1 \cdot 23,52 + 1,9 \cdot 18) = 18,28 \text{ kN/m}^2 \quad (81)$$

- Variables (Q):

- o Sobrecarga de uso provocada por el tráfico rodado ($SCU_{\text{tráfico}}$): para modelizar estas acción usaremos la instrucción.

Definimos en primer lugar los carriles virtuales a partir del ancho de la plataforma, que en nuestro es de 35 m. (Figura 46).

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_i)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_i)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_i = \text{ent}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3n_i$

Figura 46. Definición de carriles virtuales. (IAP-11, 2012).

El carril virtual más desfavorable será el carril virtual 1. Con este dato entramos a la siguiente gráfica (figura 47) donde vamos a obtener el valor característico de la sobrecarga de uso. Se obtendrán dos valores, la sobrecarga puntual de un vehículo pesado en kN y la sobrecarga uniforme correspondiente al tráfico por superficie en kN/m².

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

Figura 47. Valores característicos de la SCU. (IAP-11, 2012).



$$Q_{tráfico} = 600 \text{ kN} \quad (82)$$

$$q_{tráfico} = 9 \text{ kN/m}^2 \quad (83)$$

- Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura ($SCU_{terraplén}$): para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él se considerará que actúa la parte superior del terraplén. Se puede tomar como valor simplificado una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 , en caso de no haber realizado el análisis de empujes. Solo se tendrá en cuenta cuando las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

$$SCU_{terraplén} = 10 \text{ kN/m}^2 \quad (84)$$

La tabla 4 muestra un resumen de las acciones a tener en cuenta en el cálculo estructural:

Acciones	Valor
Peso Propio	100 kN/m
Carga Muerta	36,55 kN/m
Empuje Activo	24,18 kN/m ²
Empuje Pasivo	36,27 kN/m ²
Sobrecarga de Uso Uniforme	600 kN
Sobrecarga de Uso Puntual	9 kN/m ²

Tabla 4. Resumen de acciones a tener en cuenta en el cálculo estructural. Marco 2x2.

Al decidir realizar la obra con elementos prefabricados buscamos en el catálogo de distintas empresas. Las hipótesis de cálculo habituales de los marcos prefabricados para obras de drenaje transversal se refieren a sobrecargas de tráfico de 60 ton y 0,9 ton de sobrecarga de uso, además del peso propio y el de las tierras de relleno.

Escogemos un marco de hormigón armado, con las siguientes dimensiones:

Dimensiones (cm)	
Ancho interior	200
Alto interior	200
Largo útil	200
Espesor de los hastiales	18
Espesor del dintel	18
Espesor solera	11

Tabla 5. Dimensiones del marco prefabricado. Catálogo Bortubo.

Las características de los materiales son:

Materiales	
Hormigón	HA-35
Barras de acero	B-500-S
Acero para la malla	B-500-T

Tabla 6. Materiales para marco prefabricado. Catálogo Bortubo.

Las cargas a soportar por parte del marco prefabricado seleccionado son:

Hipótesis de cálculo	
Altura máxima de tierra	18 m
Sobrecarga de tráfico	60 ton
Sobrecarga de uso	0,9 ton
Peso Propio	-

Tabla 7. Hipótesis de cálculo marco prefabricado. Catálogo Bortubo.

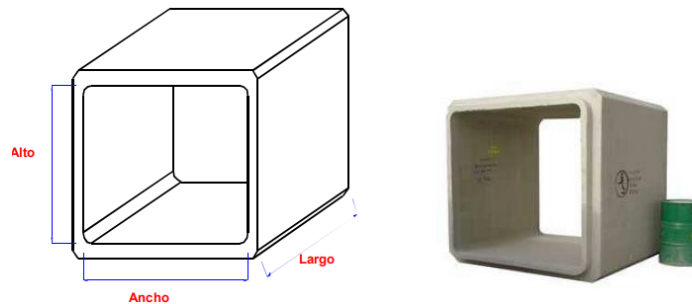


Figura 48. Marco prefabricado 2x2 m. Catálogo Bortubo.

Finalmente podemos concluir que el marco prefabricado de dimensiones 2x2 m cumple para las cargas calculadas, reflejadas en la tabla 4.

4.5.2. Cálculo mecánico para un tubo de hormigón a partir del software ATHA.

A partir del tubo que hemos dimensionado en los apartados anteriores vamos a realizar su cálculo mecánico.

Para ello usaremos el software ATHA de la Asociación Española de Fabricantes de Tubos de Hormigón Armado, proveniente de ANDECE, la Asociación Nacional de la Industria del Prefabricado de Hormigón.

Este software de cálculo se basa en la norma UNE-EN 1916, centrándose en el anexo M. La norma sigue el criterio americano, que consiste en definir el tipo de instalación (zanja, terraplén, hinca), las cargas actuantes sobre la estructura y el factor de apoyo a partir de las condiciones de contorno.

Para la determinación de las cargas actuantes sobre el tubo se aplica la teoría de Marston, por eso es necesario que la altura de relleno, h_r , sea superior a 0,5 m, por la forma en la que se distribuyen las cargas verticales.

La carga de tráfico queda definida por la norma:

- Eje simple de 70 kN (7 ton) a aplicar en viales para uso exclusivo de vehículos ligeros o tractores agrícolas.
Se compone de 2 cargas de 3,5 ton separadas 2 m entre ejes de huella.
La huella de cada carga tiene 0,20 m en dirección a la marcha y 0,30 m en dirección transversal.
- Eje simple de 130 kN (13 ton) a aplicar en vías principales.
Se compone de 2 cargas de 6,5 ton separadas 2 m entre ejes de huella.



La huella de cada carga tiene 0,20 m en dirección a la marcha y 0,60 m en dirección transversal.

- c. Vehículos definidos en el apartado 4.1.2 de la IAP-11 (2012), a aplicar en todas aquellas vías en las que se prescriba la instrucción de acciones en puentes de carretera.

Con la aplicación de la metodología de cálculo conoceremos la clase resistente del tubo dimensionado.

La clase resistente determina la resistencia del tubo al aplastamiento, queda definida en función de la carga de fisuración y la carga de rotura:

- La carga de fisuración es la que produce una fisura de apertura 0,3 mm en una longitud superior a 300 mm en el ensayo de aplastamiento.
- La carga de rotura es la que produce el colapso del tubo. Se obtiene en el momento en que no existe incremento de carga en el ensayo de aplastamiento.

Los datos introducidos en el software ATHA son (figura 49):

DATOS DE SERVICIO		
Diámetro interior, D_i	1800	mm
Espesor, e	195	mm
Diámetro Exterior, D_e	2190	mm
Altura de relleno, h_r	2,2	m
Factor de apoyo terraplén	4,7	
Razón de proyección, η	1	

Figura 49. Datos introducidos en ATHA. Software ATHA.

La razón de proyección representa la parte del diámetro exterior del tubo que queda por encima del terreno natural (figura 50). Es la zona con la que se puede contar para el empuje activo del terreno. Reduce las cargas verticales que le llegan al tubo, de forma que cuanto mayor sea la razón de proyección menos cargas recibe este.

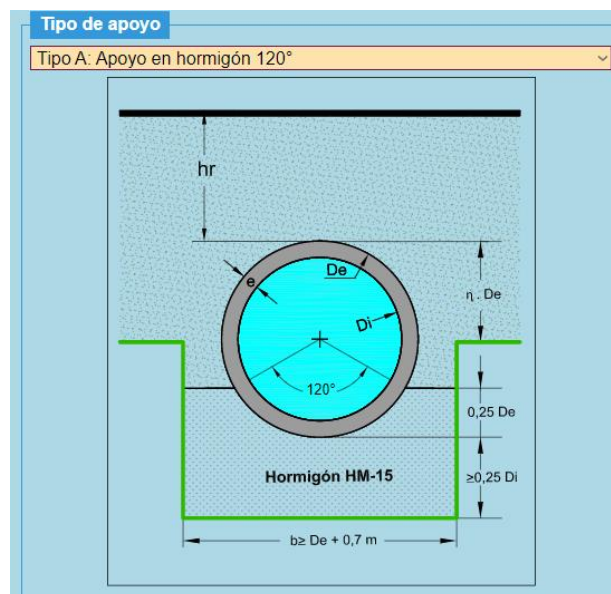


Figura 50. Tipo de apoyo. Software ATHA.



Como estamos proyectando la obra, decidimos que el apoyo sea en hormigón. Es el caso más favorable, pues reduce la clase resistente del tubo a colocar, ya que el apoyo colabora en la transmisión de las cargas. En el caso de que el tubo proyectado fuera, por ejemplo, de PVC este tipo de apoyo no sería favorable ya que provocaría una mayor carga de aplastamiento sobre la tubería.

Suponemos la aplicación de una carga puntual de valor 13 toneladas aplicada a un metro de distancia, y una carga distribuida de valor 1 ton/m².

El tipo de terreno en el que se va a instalar la ODT es un terreno formado por arenas y gravas, con un suelo natural ordinario como tipo de base.

La carga de tráfico para la que se va a calcular la clase resistente del tubo es la correspondiente a la instrucción de acciones sobre puentes, anteriormente comentada.

La velocidad de proyecto la definimos entre 120 y 220 km/h, ya que la obra se va a colocar por debajo de una autovía.

Introducimos todos estos datos en el software (figura 51):

The screenshot shows the input form for the ATHA software, divided into four main sections:

- Carga puntual:** Carga = 13 t, Distancia = 1 m.
- Carga distribuida:** Carga = 1 t/m².
- Terreno:** Tipo de terreno = Arenas y gravas; Tipo de base = Suelo Natural Ordinario.
- Cargas de tráfico:** Tráfico automovilístico = IAP 2011; Tráfico ferroviario = Ninguna; Velocidad de proyecto = Velocidad entre 120 y 220 km/h; Tráfico de Aeronaves = Ninguno.

Figura 51. Hipótesis de carga y datos geotécnicos introducidos en ATHA.

Los resultados obtenidos aparecen en la figura 52:

The screenshot displays the results from the ATHA software, split into two panels:

- CÁLCULOS FINALES:**
 - Identificación de proyecto: Cliente and Obra fields.
 - Cargas: Carga total terraplén = 217,96 kN/m; Carga mínima de rotura = 38,65 kN/m²; Carga mínima de fisuración = 25,76 kN/m².
 - Clase resistente (clasificación tipo A): CLASE I (checked).
 - Clase resistente (clasificación tipo E): CLASE 60 (checked).
- CÁLCULOS INTERMEDIOS:**
 - Espesor de la cama, c = 0,45 m; Razón de asentamiento, δ = 0,5; Carga debida al terreno (terraplén) = 101,08 kN/m; Altura del plano de igual asentamiento terraplén = 3,5 m; Carga debida al tráfico, q_m = 73,22 kN/m; Coeficiente de carga terraplén, C_T = 1,19.
 - Cargas puntuales en superficie: Carga = 17,56 kN/m.
 - Cargas distribuidas en superficie: Altura adicional = 0,57 m; Carga = 26,1 kN/m.

Figura 52. Resultados del cálculo mecánico para el tubo. Software ATHA.



Con la clasificación tipo A obtenemos que la clase resistente del tubo es clase I, y para la clasificación tipo E obtenemos clase resistente 60.

Los valores para la cargas mínima de fisuración y rotura son:

$$F_f = 25,76 \text{ kN/m}^2 \quad (85)$$

$$F_n = 38,65 \text{ kN/m}^2 \quad (86)$$

Donde:

F_f (kN/m²) Carga de fisuración.

F_n (kN/m²) Carga de rotura.

Comparamos finalmente los valores de carga de fisuración y carga de rotura obtenidos a partir del software de cálculo con los valores de la norma UNE-EN 1916. Para conocer los valores de la norma consultamos las siguientes tablas (figuras 53 y 54):

CLASIFICACIÓN TIPO E								
DN	Cargas de fisuración (Ff) y rotura (Fn) mínimas de ensayo kN/m							
	Clase 60 F _f = 40 kN/m ² F _n = 60 kN/m ²		Clase 90 F _f = 60 kN/m ² F _n = 90 kN/m ²		Clase 135 F _f = 90 kN/m ² F _n = 135 kN/m ²		Clase 180 F _f = 120 kN/m ² F _n = 180 kN/m ²	
	F _f	F _n	F _f	F _n	F _f	F _n	F _f	F _n
400	-	-	24	36	36	54	48	72
500	-	-	30	45	45	67,5	60	90
600	-	-	36	54	54	81	72	108
800	-	-	48	72	72	108	96	144
1000	40	60	60	90	90	135	120	180
1200	48	72	72	108	108	162	144	216
1500	60	90	90	135	135	202,5	180	270
1800	72	108	108	162	162	243	216**	324**
2000	80	120	120	180	180	270	**	**
2500	100	150	150	225	**	**	**	**

Figura 53. Cargas mínimas de ensayo para tubos de hormigón armado clasificación tipo E. UNE-EN 1916.



CLASIFICACION TIPO A										
DN	Clase I $F_f = 40 \text{ kN/m}^2$ $F_n = 60 \text{ kN/m}^2$		Clase II $F_f = 50 \text{ kN/m}^2$ $F_n = 75 \text{ kN/m}^2$		Clase III $F_f = 65 \text{ kN/m}^2$ $F_n = 100 \text{ kN/m}^2$		Clase IV $F_f = 100 \text{ kN/m}^2$ $F_n = 150 \text{ kN/m}^2$		Clase V $F_f = 140 \text{ kN/m}^2$ $F_n = 175 \text{ kN/m}^2$	
	F_f	F_n	F_f	F_n	F_f	F_n	F_f	F_n	F_f	F_n
	400	-	-	20	30	26	40	40	60	56
500	-	-	25	37,5	32,5	50	50	75	70	87,5
600	-	-	30	45	39	60	60	90	84	105
800	-	-	40	60	52	80	80	120	112	140
1000	40	60	50	75	65	100	100	150	140	175
1200	48	72	60	90	78	120	120	180	168	210
1500	60	90	75	112,5	97,5	150	150	225	210	262,5
1600	64	96	80	120	104	160	160	240	224	280
1800	72	108	90	135	117	180	180	270	252**	315**
2000	80	120	100	150	130	200	200	300	**	**
2500	100	150	125	187,5	162,5	250	**	**	**	**

** Clases resistentes para diseños especiales

Figura 54. Cargas mínimas de ensayo para tubos de hormigón armado clasificación tipo A. UNE-EN 1916.

Para un tubo de 1800 mm, clase I (clasificación tipo A) y clase 60 (clasificación tipo E) se obtiene de las tablas de las figura 53 y 54 los siguientes datos:

- Carga de fisuración, según norma:

$$F_f = 72 \text{ kN/m}^2 \quad (87)$$

- Carga de rotura, según norma:

$$F_n = 108 \text{ kN/m}^2 \quad (88)$$

Si los valores de cálculo son menores, el tubo dimensionado cumple. Realizamos la comprobación:

$$F_f = 25,76 < 72 \text{ kN/m}^2 \quad \text{CUMPLE} \quad (89)$$

$$F_n = 38,65 < 108 \text{ kN/m}^2 \quad \text{CUMPLE} \quad (90)$$

Una vez que sabemos la clase resistente, procedemos a buscar en catálogo el tubo prefabricado que cumpla con las condiciones que hemos fijado.

Se obtienen las siguientes características para un tubo de hormigón armado de 1800 mm de diámetro.

Las dimensiones son:

Dimensiones (mm)	
Longitud útil	2500
Longitud máxima	2630
Diámetro Nominal	1800
Diámetro Exterior	2190
Espesor	195

Tabla 8. Dimensiones del tubo prefabricado. Catálogo Bortubo.

Los materiales usados en el prefabricado son:

Materiales	
Hormigón	HA-35
Acero	B-500-SD

Tabla 9. Materiales tubo prefabricado. Catálogo Bortubo.

La descripción de las cargas a soportar por el tubo prefabricado, para una clase resistente 60, correspondiente a la clasificación tipo E, y una clase resistente I, para la clasificación tipo A es:

Hipótesis de cálculo	
Carga de fisuración	72 kN/m ²
Carga de rotura	108 kN/m ²

Tabla 10. Hipótesis de cálculo tubo prefabricado. Catálogo Bortubo.

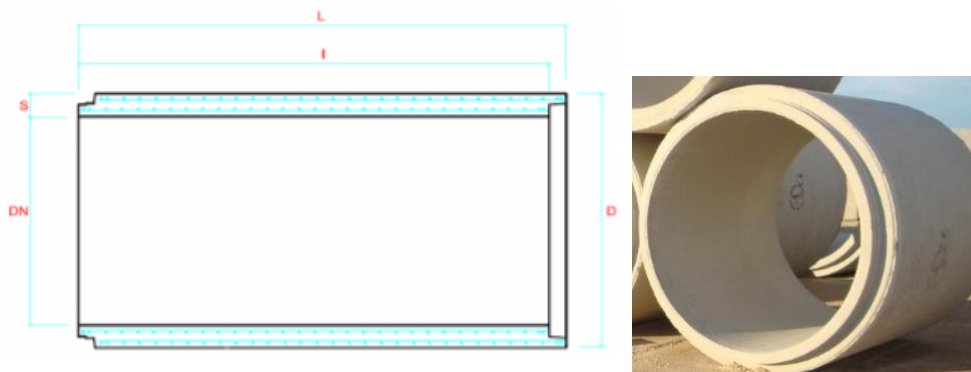


Figura 55. Tubo 1800 mm prefabricado. Catálogo Bortubo.

4.6. Valoración económica de una obra de drenaje transversal.

En este apartado vamos a realizar una valoración económica para la obra de drenaje anteriormente proyectada correspondiente a los marcos cuadrados de 2x2 m. Se va a atender a dos unidades de obra únicamente, que son movimiento de tierras y estructuras. No se va a entrar a valorar el coste de personal, seguridad y salud y otras unidades.

Para hacer una estimación de las mediciones se presenta un croquis de la obra. (Figuras 56 y 57).

- Vista general, incluido terraplén y plataforma.

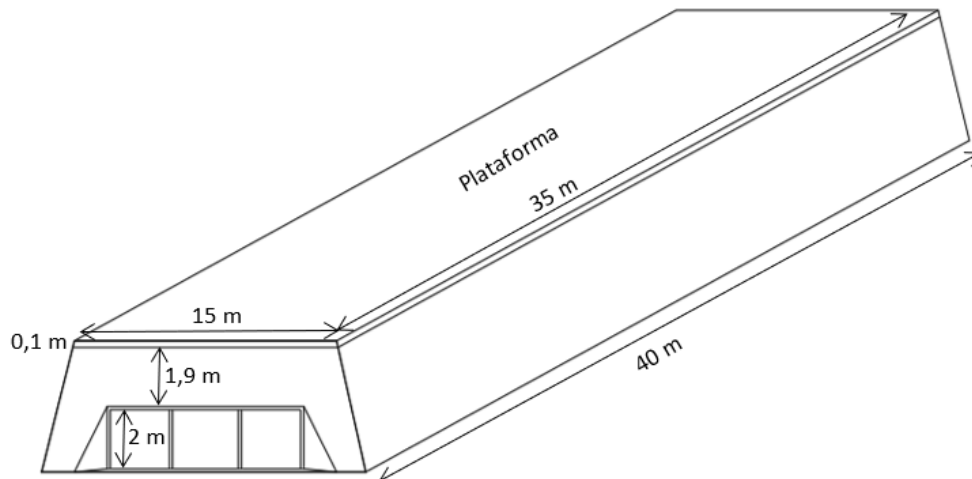


Figura 56. Vista general de la ODT.

- Vista de las obras de fábrica. En total, 60 marcos de 2x2 m y dos pares de aletas a 0°, de 1 m de longitud.

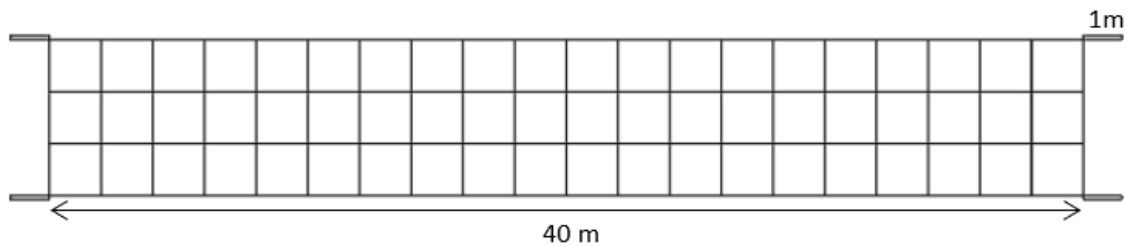


Figura 57. Esquema de las obras de fábrica.

4.6.1. Definición y precios unitarios de las unidades de obra.

Se va a llevar a cabo una descripción detallada de las unidades de obra presentes en el proyecto, siendo clasificadas y agrupadas por fases constructivas.

Finalmente, se le asignará un precio unitario para cada una de ellas.

Unidad 1. Movimiento de tierras.

U01.1 m³ 3,05 €

Excavación a cielo abierto, en terreno granular con arcillas limosas, con medios mecánicos, incluso carga sobre camión, transporte a vertedero autorizado o acopio en obra para posterior utilización y descarga.

U01.2 m³ 7,25 €

Excavación para formación de la cimentación de aletas, en terrenos medios, incluso perfilado del fondo y laterales de excavación, incluso carga, transporte de material al lugar de empleo o vertedero legalizado y descarga.



U01.3 m³ 4,87 €

Relleno de cimentación con tierras propias, compactación al 95% del Proctor Modificado mediante rodillo autopropulsado, incluso transporte, extendido, humectación, capas de 25 cm de espesor máximo, totalmente ejecutado.

U01.4 m³ 1,58 €

Ejecución del terraplén, pedraplén o todo uno, incluso extendido, humectación y compactación de terraplén, pedraplén o todo uno con material procedente de desmonte o préstamos de suelo.

U01.5 m³ 8,11 €

Relleno localizado en trasdós de marco y muro de hormigón, con tierra de préstamo, y compactación al 95% del Proctor Modificado mediante equipo mecánico con rodillo vibratorio tándem articulado, incluso transporte, extendido, humectación y compactación, refino de taludes, totalmente ejecutado.

U01.6 m³ 3,53 €

Relleno localizado en trasdós de muro de hormigón, con tierra y terreno vegetal de la propia excavación, compactación al 95% del Proctor Modificado mediante equipo mecánico con rodillo vibratorio tándem articulado, incluso transporte, extendido, humectación y compactación, refino de taludes, totalmente ejecutado.

Unidad 2. Estructuras.

U02.1 m³ 62,28 €

Hormigón en masa (HL-150), fabricado en central y vertido desde camión, en tongadas de 10 cm de espesor, extendido y vibrado manual, para uso de limpieza y nivelación de marco y aletas.

U02.2 ud. 470,34 €

Marco prefabricado de hormigón armado con HA 35, acero para armar B 500 S. Incluso puesta en obra y colocación.

U02.3 ud. 1700 €

Aletas prefabricadas de hormigón armado con HA 35, acero para armar B 500 S. Incluso puesta en obra en instalación.

4.6.2. Valoración económica de los costes por grupo.

Unidad 1. Movimiento de tierras.

Unidad de Obra	Unidad de Medida	Precio Unitario (€)	Medición	Precio Total (€)
U01.1	m ³	3,05	680	2.07
U01.2	m ³	7,25	0,15	1,09
U01.3	m ³	4,87	0,15	0,73
U01.4	m ³	1,58	2720	4.297,60
U01.5	m ³	8,11	2,64	21,41
U01.6	m ³	3,53	48	169,44

Tabla 11. Valoración económica de movimiento de tierras.



Unidad 2. Estructuras.

Unidad de Obra	Unidad de Medida	Precio Unitario (€)	Medición	Precio Total (€)
U02.1	m ³	62,28	136	8.470,08
U02.2	ud	470,34	60	28.220,40
U02.3	ud	1700	2	3.400

Tabla 12. Valoración económica de las estructuras.

4.6.3. Valoración económica total de la obra.

Grupo	Precio €
Movimiento de tierras	6.564,26
Estructuras	40.090,48
Total	46.654,75

Tabla 13. Valoración económica total de la obra.





CAPÍTULO 5.

ANÁLISIS DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL CON APLICACIÓN AL CAMPO DE CARTAGENA.



5. Análisis de las obras de drenaje transversal con aplicación al Campo de Cartagena.

En este apartado vamos a realizar un análisis de las obras de drenaje transversal existentes en la autopista AP-7 en el tramo que abarca desde el P.K. 787+670 hasta el P.K.790+720, en la zona correspondiente a Los Alcázares.

La zona de estudio es la que aparece en las figuras 58 y 59:

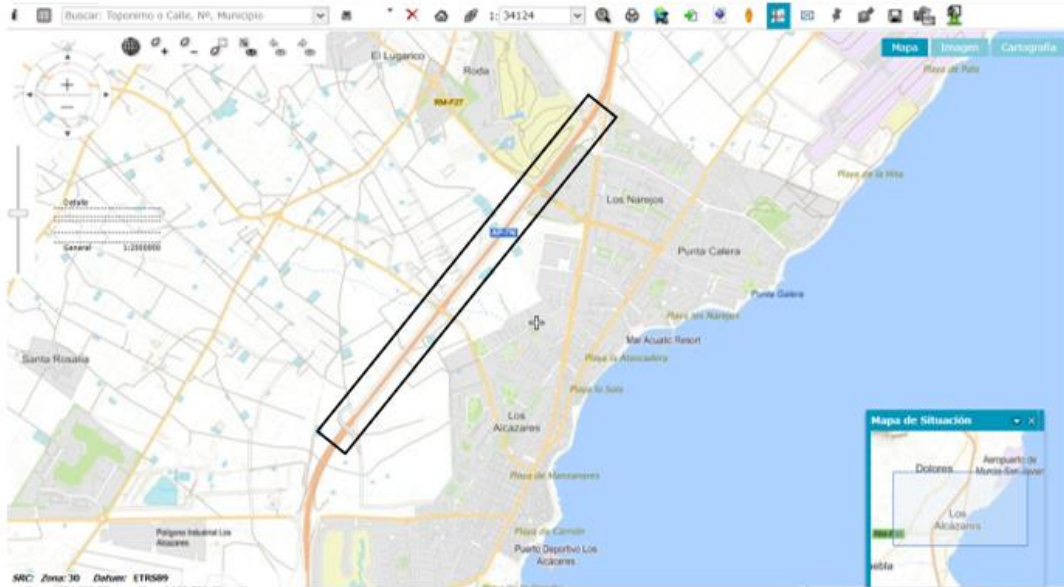


Figura 58. Tramo de estudio AP-7.



Figura 59. Situación de las ODT existentes. Zona de estudio.



Las ODT existentes en el tramo de estudio son:

P.K.	Cota de entrada (m)	Pendiente	Longitud (m)	Cota de salida (m)	Obra
P.K. 787+670	10	0,006	50	9,7	2 Marcos 2x2,5
P.K. 788+100	10	0,006	50	9,7	1Φ 1800
P.K. 788+420	11,5	0,006	50	11,2	2 Marcos 2x2,5
P.K. 788+580	12,5	0,006	50	12,2	2 Marcos 2x2,5
P.K.788+830	11,65	0,006	50	11,35	1Φ 1800
P.K.788+840	11,62	0,006	50	11,32	4 Marcos 2x2,5
P.K.789+110	11,22	0,006	50	10,92	2 Marcos 2x2,5
P.K.789+120	11,08	0,006	50	10,78	1Φ 1800
P.K.789+160	10,82	0,006	50	10,52	2 Marcos 2x2,5
P.K.789+190	10,86	0,006	50	10,56	2 Marcos 2x2,5
P.K.789+200	10,75	0,006	50	10,45	1Φ 1800
P.K.789+600	10,48	0,006	50	10,18	9 Φ 1800
P.K.789+800	10,85	0,006	50	10,55	5 Φ 1800
P.K.790+300	10,92	0,006	50	10,62	2 Marcos 2x2,5
P.K.790+370	11,16	0,006	50	10,86	1 Marco 4x4
P.K.790+480	10,7	0,006	50	10,4	2 Marcos 2x2,5
P.K.790+720	12,1	0,006	50	11,8	1Φ 1800

Tabla 14. ODT existentes en el tramo de estudio.

La longitud de la obra ha sido medida a partir del visor SIGNA del Instituto Geográfico Nacional.

Para determinar la cota de salida de la obra se ha realizado el siguiente cálculo:

$$Z_S = Z_E - i \cdot L \quad (91)$$

donde:

- Z_S (m) Cota de salida.
- Z_E (m) Cota de entrada.
- i (m/m) Pendiente del tramo.
- L (m) Longitud del tramo.

La cota de rasante de la carretera se encuentra en 16,5 m y el ancho superior es de 35 m.

Las embocaduras de las obras corresponden a embocaduras con aletas entre 30-75°.

Existen tres tipologías de obra en este tramo, que quedan agrupadas de esta forma:

Tipología	Nº de obras
Marcos 2x2,5	20
Marcos 4x4	1
Tubos 1800	19

Tabla 15. Agrupación por tipología de ODT existentes en el tramo de estudio.



5.1. Análisis de forma individual de las obras de drenaje transversal existentes.

En primer lugar, se va a aplicar un método de resolución inverso para estimar los caudales que las obras serían capaces de desaguar permitiendo cumplir las restricciones de la normativa española de drenaje 5.2-IC. Posteriormente, se va a comprobar como funcionarían estas obras si no se cumplieran dichas restricciones aumentando para ello el caudal de entrada hasta que coincida con la máxima capacidad de desagüe de las ODT. Finalmente se realizará un análisis conjunto de las obras, estableciendo en este caso control a la salida.

5.1.1. Aplicación del método inverso para determinar el máximo caudal que las ODT serían capaces de desaguar, funcionando con control de entrada.

Para determinar el caudal de desagüe aplicamos las restricciones de la norma española:

- La obra de drenaje transversal funcionará con control a la entrada. Esta condición impuesta, por definición, nos dice que lo que pase aguas abajo de la obra no afecta de forma significativa a la situación de aguas arriba.
- El resguardo de la obra de drenaje transversal (r_{ODT}) debe ser mayor de 50 cm.

$$r_{ODT} = 0,5 \text{ m} \quad (92)$$

- La altura de la lámina de agua a la entrada de la obra (H_E) será superior a 1,2 veces la altura de la obra (H).

$$H_E \leq 1,2 \cdot H \quad (93)$$

- La velocidad a la salida de la obra no será superior a los valores fijados por el intervalo:

$$v_{m\acute{a}x} \leq (4,50 - 6,00) \text{ m/s} \quad (94)$$

Fijando las condiciones impuestas, se realizan una serie de iteraciones hasta conseguir un caudal que las cumpla. Este caudal será el máximo admisible que cada ODT será capaz de desaguar cumpliendo las limitaciones.

Definimos el canal aguas abajo como un canal trapezoidal de 15 m de ancho, con una pendiente del 6‰, un número de Manning de $n = 0,025$.

Para establecer la cota de entrada y salida de la ODT hemos cogido los valores más desfavorables de los datos reales.

Una vez que se obtiene el caudal, veremos cómo afecta al funcionamiento de la obra el cambiar el tipo de embocadura.

a) Tubo 1800 mm.

La rasante de la carretera se encuentra en la cota 16,5 m, y la cota de entrada a la obra es de 11,7 m. (Figura 60).

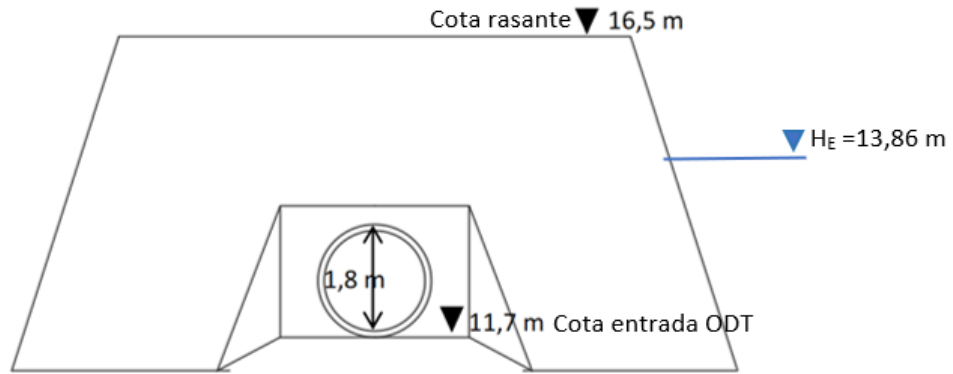


Figura 60. Croquis de la configuración de los tubos 1800 mm.

Definimos la limitación de la altura de la lámina de agua a la entrada de la obra:

$$H_E \leq 1,2 \cdot 1,8 + 11,7 = 13,86 \text{ m} \quad (95)$$

Los datos introducidos en el software HY-8 han sido (figura 61):

Crossing Properties

Name:

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.000	cms
Design Flow	0.000	cms
Maximum Flow	0.000	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Trapezoidal Channel	
Bottom Width	15.000	m
Side Slope (H:V)	1.000	_:1
Channel Slope	0.0060	m/m
Manning's n (channel)	0.025	
Channel Invert Elevation	11.400	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	10.000	m
Crest Elevation	16.500	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	35.000	m

Culvert Properties

Culvert 1

[Add Culvert](#)

[Duplicate Culvert](#)

[Delete Culvert](#)

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Culvert 1	
Shape	Circular	
Material	Concrete	
Diameter	1800.000	mm
Embedment Depth	0.500	mm
Manning's n (Top/Sides)	0.012	
Manning's n (Bottom)	0.014	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge with Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	11.700	m
Outlet Station	50.000	m
Outlet Elevation	11.400	m
Number of Barrels	1	

Figura 61. Datos introducidos en HY-8 para tubo 1800 mm. Software HY-8.



Para este primer caso, se muestran las iteraciones realizadas. Esto se va a omitir en el resto de los casos ya que el proceso es el mismo y quedaría redundante es esta memoria.

Iteración 1		
Q (m ³ /s)	10	
BW (m)	15	
H _E (m)	15,14	No cumple
Resguardo (m)	1,36	Cumple
Iteración 2		
Q (m ³ /s)	7,5	
BW (m)	15	
H _E (m)	14,17	No cumple
Resguardo (m)	2,33	Cumple
Iteración 3		
Q (m ³ /s)	6,5	
BW (m)	15	
H _E (m)	13,85	Cumple
Resguardo (m)	2,65	Cumple
Velocidad (m/s)	3,65	Cumple

Tabla 16. Iteraciones realizadas para determinar el caudal.

Como se muestra en la tabla 16, cuando el caudal de desagüe es 6,5 m³/s se cumplen las tres restricciones impuestas para que la obra funcione con control de entrada, es decir:

- La altura de la lámina de agua a la entrada de la obra es de 13,85 m. Este valor es inferior a la altura de la lámina de agua que hemos impuesto como limitación de valor 13,86 m.
- El resguardo de la obra respecto a la cota de la rasante de la carretera es de 2,65 m, siendo superior a los 0,50 m que impone la normativa española.
- La velocidad del agua a la salida de la obra es de 3,65 m/s, cumpliendo también la restricción de esta velocidad no sea superior a los 6,00 m/s.

Por tanto, todos los valores de caudal hasta alcanzar 6,5 m³/s aseguran que la ODT funciona cumpliendo las restricciones de la norma funcionando con control a la entrada.

Los resultados son obtenidos tras el cálculo con el software HY-8 son:

Caudal (m ³ /s)	H _{w, HY-8} (m)	Control de entrada (m)	Tipo de flujo	Calado normal (m)	Calado crítico (m)	Velocidad de salida (m/s)
0.00	11.70	0.00	0-NF	0.00	0.00	0.00
0.65	12.16	0.46	1-S2n	0.34	0.39	1.94
1.30	12.42	0.72	1-S2n	0.48	0.55	2.37
1.95	12.64	0.94	1-S2n	0.60	0.68	2.65
2.60	12.82	1.12	1-S2n	0.70	0.79	2.86
3.25	12.99	1.29	1-S2n	0.79	0.89	3.03
3.90	13.16	1.45	1-S2n	0.87	0.98	3.18
4.55	13.32	1.62	1-S2n	0.95	1.06	3.32
5.20	13.48	1.78	1-S2n	1.03	1.13	3.44
5.85	13.66	1.96	5-S2n	1.11	1.21	3.55
6.50	13.85	2.15	5-S2n	1.19	1.27	3.65

Tabla 17. Resultados para tubo 1800 mm, Q=6,5 m³/s.

Comprobamos al realizar el análisis con HY-8 que la obra funciona con control de entrada para el caudal que hemos determinado a partir de las iteraciones ($Q=6,5 \text{ m}^3/\text{s}$). Además, de la tabla 17 obtenemos que, efectivamente, la obra funciona con los tipos de flujo 1 y 5, que como se comentó en el marco teórico, significa que el control es a la entrada, teniendo entrada y salida sin sumergir para el tipo 1 y entrada sumergida y salida sin sumergir para el tipo 5.

Como el calado crítico es superior al calado normal, la obra funciona en régimen supercrítico, tal y como dicta la norma.

Se muestra también a continuación la curva de funcionamiento para la obra para el caudal obtenido. (Figura 62).

Sabemos, según la teoría explicada, que esta curva es dependiente del tipo de embocadura que tiene la obra, posteriormente se va a mostrar cómo se modifica este gráfico cuando se cambia este elemento de la obra.

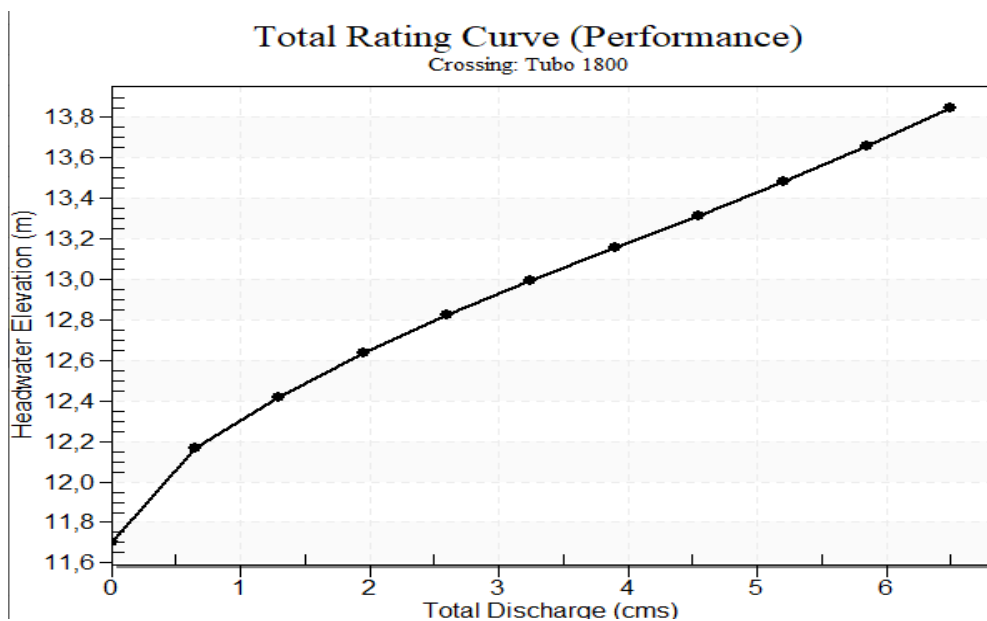


Figura 62. Curva característica tubo 1800 mm, $Q=6,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.

- **Modificación de la tipología de embocadura.**

A continuación, se muestra cómo varía el funcionamiento de la ODT cuando se ha establecido control de entrada, y se modifica el tipo de embocadura.

Recordemos que las obras existentes en el tramo de estudio presentan embocaduras con aletas entre $30-75^\circ$. En este caso vamos a modificar la tipología a embocadura proyectada, esto supondrá un aumento en el coeficiente de pérdidas. Como se muestra en la figura 14 de este proyecto, para una tubería de hormigón con embocaduras con aletas en ángulo el coeficiente de pérdidas es de 0,2. Si la embocadura es proyectada, el coeficiente aumenta hasta 0,5.

Realizamos la simulación con el software y comparamos las alturas de la lámina de agua obtenidas para cada tipo de embocadura, para el mismo caudal de desagüe.



Caudal (m ³ /s)	H _{w,30-75°} (m)	H _{w,proy} (m)
0	11,7	11,7
0,65	12,16	12,2
1,3	12,42	12,47
1,95	12,64	12,71
2,6	12,82	12,91
3,25	12,99	13,11
3,9	13,16	13,29
4,55	13,32	13,49
5,2	13,48	13,7
5,85	13,66	13,92
6,5	13,85	14,18

Tabla 18. Comparativa H_w con distinta embocadura. Tubo 1800 mm.

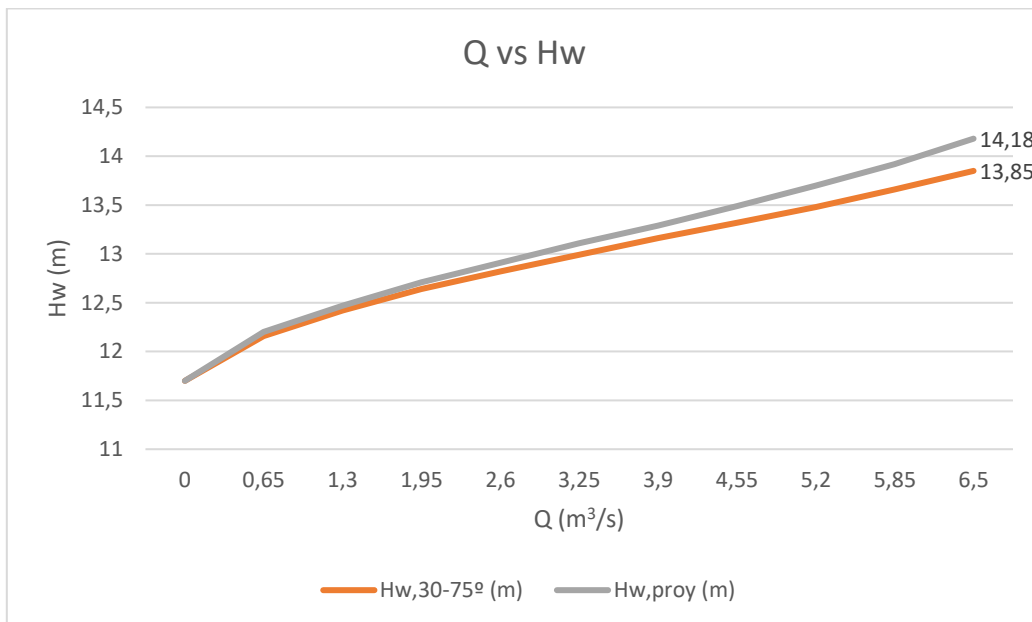


Figura 63. Comparativa de curvas características. Tubo 1800. Distinta embocadura.

Como se observa en la figura 63 y en la tabla 18, para un mismo caudal, la altura de la lámina de agua aguas arriba es superior cuando la embocadura es proyectada respecto a una embocadura con aletas en ángulo.

Concluimos que con este cambio en la tipología de embocadura la altura de lámina de agua aguas arriba de la obra se verá incrementada hasta la cota 14,18 m, es decir, 0,33 m de altura de lámina de agua más que con la embocadura que existe en la realidad.

Si comparamos el valor de la altura de la lámina de agua obtenida en este caso, 14,18 m, con la restricción que habíamos establecido, 13,86 m, comprobamos que la obra no cumpliría de esta forma con la limitación de la norma española. Sin embargo, las restricciones del resguardo y la velocidad a la salida se siguen cumpliendo:

$$r_{ODT} = 2,32 \text{ m} \quad (96)$$

$$v_s = 3,65 \text{ m/s} \quad (97)$$



b) Marco 2x2,5 m.

La rasante de la carretera se encuentra en la cota 16,5 m y la cota de entrada a la obra está a 12,5 m. (Figura 64).

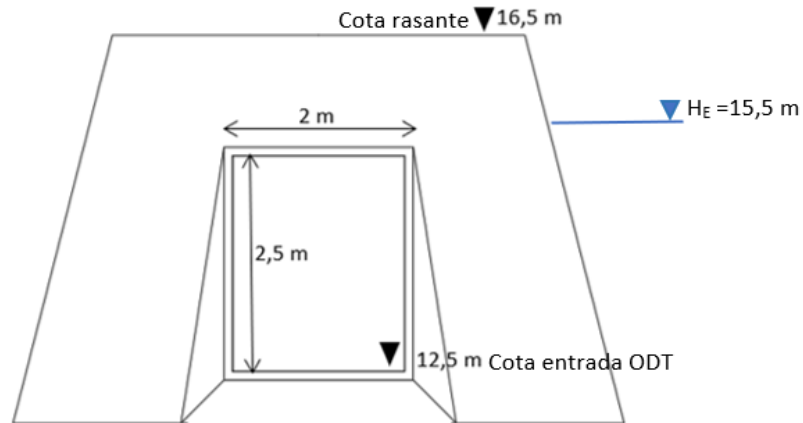


Figura 64. Croquis de la configuración de los marcos de 2x2,5 m.

La altura máxima de la lámina de agua aguas arriba de la obra queda limitada a:

$$H_E \leq 1,2 \cdot 2,5 + 12,5 = 15,5 \text{ m} \quad (98)$$

Los datos introducidos en el software HY-8 se muestran en la figura 65:

Crossing Properties

Name: Marco 2x2,5

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.000	cms
Design Flow	0.000	cms
Maximum Flow	0.000	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Trapezoidal Channel	
Bottom Width	15.000	m
Side Slope (H:V)	1.000	_:1
Channel Slope	0.0060	m/m
Manning's n (channel)	0.025	
Channel Invert Elevation	12.500	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	15.000	m
Crest Elevation	16.500	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	35.000	m

Culvert Properties

Marco 2x2,5

Parameter	Value	U...
CULVERT DATA		
Name	Marco 2x2,5	
Shape	Concrete Box	
Material	Concrete	
Span	2000.000	mm
Rise	2500.000	mm
Embedment Depth	0.500	mm
Manning's n (Top/Sid...	0.012	
Manning's n (Bottom)	0.014	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge (30-75° flare) Wingwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	12.500	m
Outlet Station	50.000	m
Outlet Elevation	12.200	m

Figura 65. Datos introducidos en HY-8 para marco 2x2,5 m. Software HY-8.



Tras realizar las iteraciones obtenemos el siguiente caudal:

$$Q = 16 \text{ m}^3/\text{s} \quad (99)$$

Realizamos con el valor de caudal la simulación y obtenemos los siguientes resultados:

Caudal (m ³ /s)	H _{w,HY-8} (m)	Control de entrada (m)	Tipo de flujo	Calado normal (m)	Calado crítico (m)	Velocidad de salida (m/s)
0.00	12.50	0.00	0-NF	0.0	0.00	0.00
1.60	13.12	0.62	1-S2n	0.34	0.40	2.31
3.20	13.48	0.98	1-S2n	0.55	0.64	2.90
4.80	13.78	1.28	1-S2n	0.73	0.84	3.28
6.40	14.06	1.56	1-S2n	0.89	1.01	3.56
8.00	14.31	1.81	1-S2n	1.05	1.18	3.79
9.60	14.55	2.05	1-S2n	1.20	1.33	4.01
11.20	14.78	2.28	1-S2n	1.35	1.47	4.13
12.80	15.01	2.51	5-S2n	1.49	1.61	4.27
14.40	15.25	2.75	5-S2n	1.63	1.74	4.40
16.00	15.50	3.00	5-S2n	1.77	1.87	4.50

Tabla 19. Resultados para marco 2x2,5m, Q=16 m³/s.

Comprobamos que para el caudal obtenido cumplimos las restricciones de la norma:

- La altura de la lámina de agua a la entrada de la obra es de 15,50 m, el mismo valor obtenido para la limitación.
- El resguardo de la obra respecto a la rasante de la carretera es de 1 m, superior a los 0,50 m propuestos en la norma española.
- El valor de la velocidad del agua a la salida de la obra es de 4,50 m/s, dentro del límite establecido.

Podemos extraer de la tabla 19 que los tipos de flujo existentes son 1 y 5, lo que nos confirma que la ODT funciona con control a la entrada. El régimen de funcionamiento es supercrítico, como debe ser según las restricciones que hemos impuesto.

Se muestra a continuación la curva característica del marco 2x2,5 m para el caudal máximo obtenido de las iteraciones. (Figura 66).

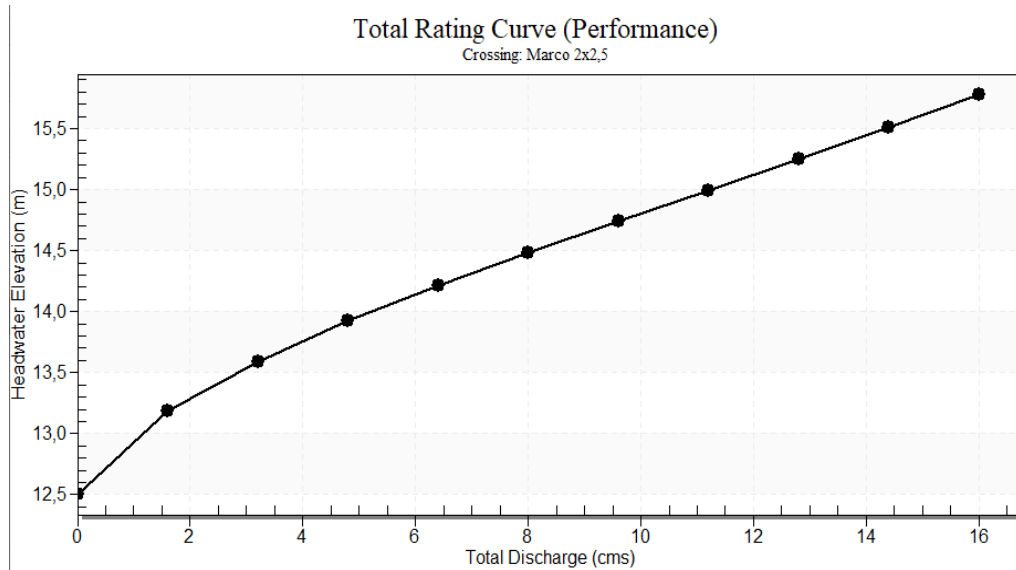


Figura 66. Curva característica para marco 2x2,5m, Q=16 m³/s. Software HY-8.

- **Modificación de la tipología de embocadura.**

Las embocaduras habituales para obras de drenaje transversal tipo marco son embocaduras con aletas entre 30-75° y embocaduras con aletas a 0°. Para comprobar cómo afecta el cambio de la tipología de embocadura a la altura de la lámina de agua a la entrada de la obra, modificamos la embocadura existente por una embocadura con aletas a 0°. Al igual que pasaba en el caso del tubo, el coeficiente de pérdidas va a aumentar de 0,2 a 0,5. Lo que nos dará una altura de la lámina de agua aguas arriba superior al introducir en la simulación aletas a 0°.

Realizamos la simulación en HY-8 y comparamos las alturas de la lámina de agua para el mismo caudal de desagüe.

Caudal (m ³ /s)	H _{w,30-75°} (m)	H _{w,0°} (m)
0	12,5	12,5
1,6	13,12	13,19
3,2	13,48	13,59
4,8	13,78	13,92
6,4	14,06	14,22
8	14,31	14,49
9,6	14,55	14,74
11,2	14,78	14,99
12,8	15,01	15,25
14,4	15,25	15,51
16	15,5	15,78

Tabla 20. Comparativa H_w con distinta embocadura. Marco 2x2,5m.

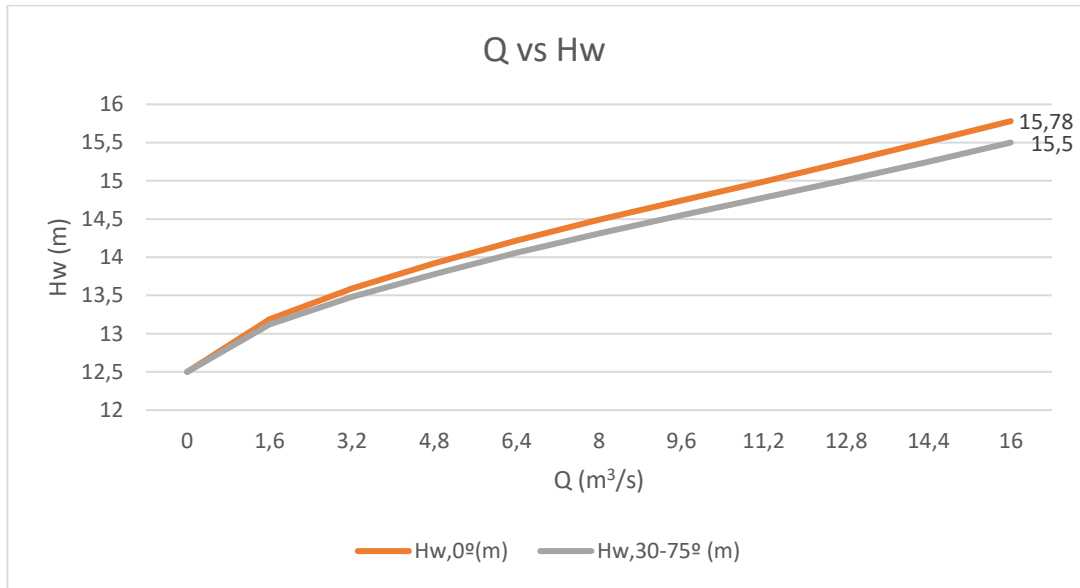


Figura 67. Comparativa de curvas características. Marco 2x2,5 m. Distinta embocadura.

De la gráfica que aparece en la figura 67 y la tabla 20 obtenemos que al modificar el tipo de embocadura con aletas entre 30-75° a embocadura con aletas a 0° la lámina de agua a la entrada se ve incrementada en 28 cm.

Realizamos la comprobación de las restricciones para ver si cumplen al modificar el tipo de embocadura:

- La altura de lámina de agua aguas arriba es de 15,78 m superior a la restricción de 15 m y por tanto no cumple.
- El resguardo sigue siendo superior a lo impuesto en la norma, en este caso es de 0,72 m, cumpliendo la limitación.
- La velocidad a la salida no se ve modificada al cambiar el tipo de embocadura y es 4,5 m/s, de forma que sigue cumpliendo la restricción.

c) Marco 4x4 m.

La cota de rasante de la carretera es de 16,5 m y la entrada de la obra se encuentra en 11,2 m. (Figura 68).

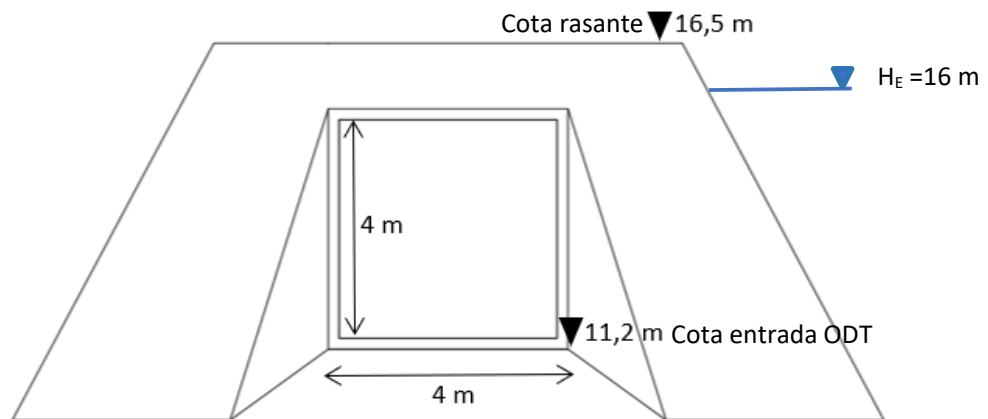


Figura 68. Croquis de la configuración del marco de 4x4 m.



La limitación de la altura de la lámina de agua es:

$$H_E \leq 1,2 \cdot 4 + 11,2 = 16 \text{ m} \quad (100)$$

A falta de conocer el caudal introducimos los datos en HY-8 (figura 69):

The screenshot shows two panels in the HY-8 software. The left panel, 'Crossing Properties', has a name field set to 'Marco 4x4'. It contains three sections: 'DISCHARGE DATA' with discharge method 'Minimum, Design, and Maximum' and flow rates of 0.000 cms; 'TAILWATER DATA' with a trapezoidal channel (15.000m bottom width, 1.000 side slope, 0.0060 channel slope, 0.025 Manning's n, 10.900m invert elevation); and 'ROADWAY DATA' with a constant roadway elevation (0.000m station, 15.000m crest length, 16.500m crest elevation, paved surface, 35.000m top width). The right panel, 'Culvert Properties', shows 'Culvert 1' with a concrete box shape, 4000.000m span, 4000.000m rise, 0.500m embedment depth, and 0.012 Manning's n. It is configured as a straight culvert with square edge wingwalls and no inlet depression. Site data includes an inlet station of 0.000m, inlet elevation of 11.200m, outlet station of 50.000m, and outlet elevation of 10.900m.

Figura 69. Datos introducidos en HY-8 para marco 4x4m. Software HY-8.

Tras la realización del proceso iterativo obtenemos el caudal máximo de desagüe para las condiciones impuestas:

$$Q = 64 \text{ m}^3/\text{s} \quad (101)$$



Realizamos la simulación con el software de cálculo y obtenemos los siguientes resultados:

Caudal (m ³ /s)	H _{w,HY-8} (m)	Control de entrada (m)	Tipo de flujo	Calado normal (m)	Calado crítico (m)	Velocidad de salida (m/s)
0.00	11.20	0.00	0-NF	0.0	0.00	0.00
6.40	12.18	0.98	1-S2n	0.51	0.64	3.08
12.80	12.75	1.55	1-S2n	0.80	1.01	3.84
19.20	13.23	2.03	1-S2n	1.05	1.33	4.33
25.60	13.68	2.48	1-S2n	1.28	1.61	4.70
32.00	14.08	2.88	1-S2n	1.50	1.87	5.01
38.40	14.45	3.25	1-S2n	1.71	2.11	5.27
44.80	14.82	3.62	1-S2n	1.91	2.34	5.50
51.20	15.18	3.98	1-S2n	2.11	2.56	5.71
57.60	15.55	4.35	5-S2n	2.30	2.76	5.89
64.00	15.94	4.74	5-S2n	2.49	2.97	6.00

Tabla 21. Resultados para marco 4x4, Q=64 m³/s.

- La altura máxima de la lámina de agua a la entrada de la obra es de 15,94 m, valor ligeramente inferior al obtenido por la restricción de 16 m, por tanto, cumple.
- El resguardo es de 0,56 m, superior a los 0,50 m de la limitación, cumpliendo con ella.
- La velocidad del agua a la salida de la obra es de 6,00 m/s valor que se encuentra en el límite superior del intervalo establecido en la norma española, de forma que también cumple.

Como pasa en los casos anteriores, los tipos de flujo existentes son 1 y 5, es decir, se asegura el control a la entrada. Del mismo modo el régimen de flujo de funcionamiento de la obra es supercrítico.

Con la representación gráfica de la curva característica del marco 4x4 m vemos cómo aumenta la altura de la lámina de agua a la entada a medida que lo hace el caudal. (Figura 70).

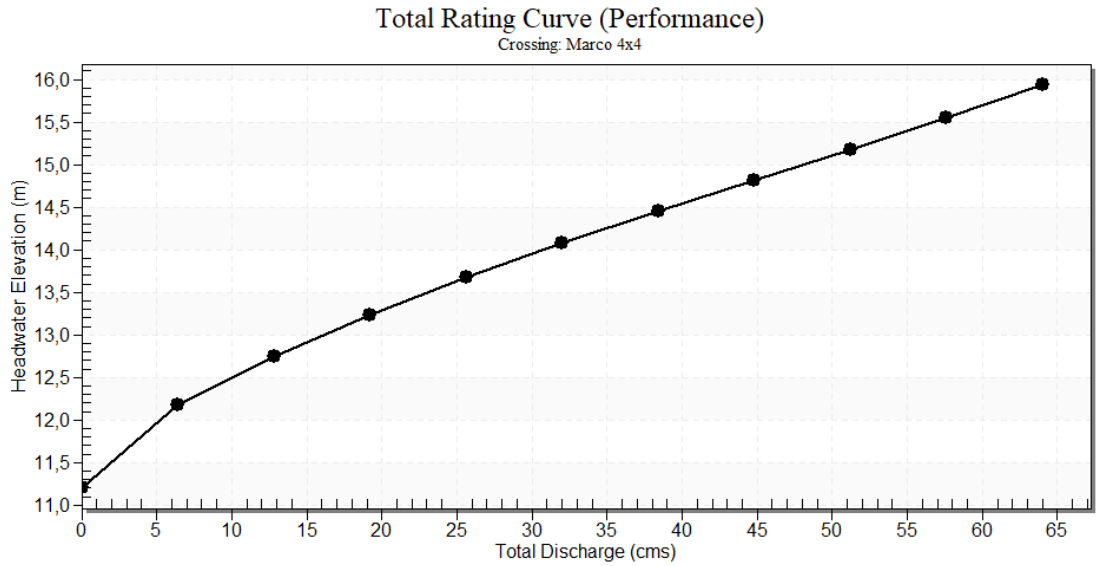


Figura 70. Curva característica para marco 4x4, $Q=64 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.

- **Modificación de la tipología de embocadura.**

Al igual que en el caso del marco 2x2,5 m, vamos a modificar la embocadura existente (aletas 30-75°) por aletas a 0°.

En este caso cabe destacar que la obra de drenaje transversal tiene también función como obra de paso para vehículos, es por esto por lo que sería difícil encontrar en la realidad una embocadura diferente a la embocadura con aletas entre 30-75°.

Realizamos la simulación modificando el tipo de embocadura, y obtenemos la siguiente tabla comparativa:

Caudal (m ³ /s)	H _{w,30-75°} (m)	H _{w,0°} (m)
0	11,2	11,2
6,4	12,18	12,29
12,8	12,75	12,93
19,2	13,23	13,46
25,6	13,68	13,92
32	14,08	14,35
38,4	14,45	14,76
44,8	14,82	15,16
51,2	15,18	15,55
57,6	15,55	15,97
64	15,94	16,4

Tabla 22. Comparativa H_w con distinta embocadura. Marco 4x4 m.

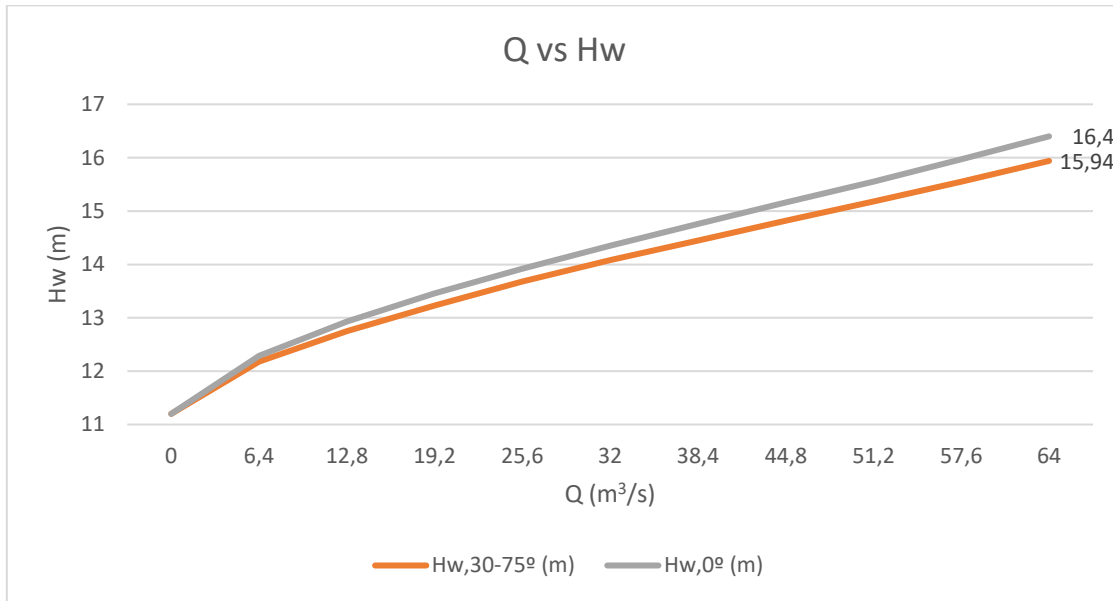


Figura 71. Comparativa de curvas características. Marco 4x4m. Distinta embocadura.

De la figura 71 y de la tabla 22 obtenemos que la altura de la lámina de agua a la entrada se ve incrementada hasta 16,40 m cuando cambiamos el tipo a embocadura a 0°, esto supone 0,46 m más que si la embocadura es con aletas con ángulo entre 30-75°.

Comprobamos si se cumplen las restricciones al cambiar la tipología de embocadura:

- La altura de la lámina de agua aguas arriba es 16,40 m valor superior al que establecimos como límite (16 m), por tanto, no cumple esta limitación.
- El resguardo existente entre la obra de drenaje transversal y la carretera es de 0,10 m; tampoco cumple con la restricción de que este sea mayor de 0,50 m.
- La velocidad de salida no se ve modificada, es 6,00 m/s.

Como resumen se muestra una tabla en la que se recoge la capacidad de desagüe de cada ODT estudiada, funcionando con control de entrada y con las restricciones de la norma.

Tipología	Embocadura	Q (m³/s)
Tubo 1800 mm	Aletas 30-75°	6,5
Marco 2x2,5 m	Aletas 30-75°	16
Marco 4x4 m	Aletas 30-75°	64

Tabla 23. Resumen de resultados.

Con este análisis queda comprobado que cuando una obra existente funciona con control a la entrada sólo se ve afectada por lo que pase en la sección aguas arriba, es decir, por el tipo de embocadura.

Cuando hemos modificado el tipo de embocadura respecto a las existentes (aletas 30-75°) se incrementa el coeficiente de pérdidas, dando lugar en algunos casos al no cumplimiento de las restricciones establecidas por la norma 5.2-IC (2016).



5.1.2 Análisis de las obras de drenaje transversal a capacidad máxima.

En este apartado vamos a comprobar como funcionarían de forma individual cada tipología de obra de drenaje transversal existente en el tramo de estudio, si no se fuerzan las condiciones impuestas por la normativa española vigente.

Para realizar estas simulaciones se ha aumentado el caudal que hemos calculado en el apartado 5.1, hasta obtener un valor que no produzca sobrevertido hacia la carretera, y que haga funcionar la ODT a su máxima capacidad. En alguno de los casos de estudio comprobaremos que el tipo de control cambia a control de salida.

Como se ha comentado en el marco teórico, en el caso que tengamos control de salida la capacidad de desagüe de la obra vendrá dada por la capacidad hidráulica del conducto o por las condiciones de aguas abajo.

Para este caso las condiciones del canal aguas abajo serán las mismas que en el apartado anterior, ya que estamos comprobando cómo funcionan las obras cuando el parámetro modificado es el caudal que tienen que desaguar.

a) Tubos 1800 mm.

El máximo caudal obtenido, tras diversas iteraciones, sin que se produzca desbordamiento es:

$$Q = 12 \text{ m}^3/\text{s} \quad (102)$$

Realizamos la simulación en HY-8 para comprobar el tipo de control que obtenemos cuando aumentamos el caudal:

Q (m ³ /s)	Hw (m)	Tipo de flujo
6.50	13.85	5-S2n
7.05	14.02	5-S2n
7.60	14.20	5-S2n
8.15	14.40	5-S2n
8.70	14.60	7-M2c
9.25	14.82	7-M2c
9.80	15.06	7-M2c
10.35	15.30	7-M2c
10.90	15.56	7-M2c
11.45	15.84	7-M2c
12.00	16.13	7-M2c
13.00	16.53	7-M2c

Tabla 24. Resultados para tubo 1800. Caudal máximo.



Como observamos, los tipos de flujo que aparecen son 5 y 7. El flujo tipo 5 significa que tenemos control de entrada, con entrada sumergida y salida sin sumergir. Cuando el flujo es tipo 7, el control se establece a la salida, con entrada sumergida y salida sin sumergir.

Vemos que las curvas de remanso pasan de ser de tipo fuerte (S2) a tipo suaves (M2) cuando se produce control de salida.

A partir de un caudal de $8,70 \text{ m}^3/\text{s}$ la obra comienza a funcionar con control de salida, con un altura de lámina de agua a la entrada de $14,60 \text{ m}$, llegando hasta $16,13 \text{ m}$ para el caudal máximo dado. Si siguiéramos aumentando el valor del caudal se produciría el sobrevertido por encima del vial de la carretera, considerado esto como condición extrema a evitar dado que pondría en riesgo la funcionalidad de la carretera en cuestión. Como ejemplo, vemos en la tabla 24 que cuando el caudal es $13 \text{ m}^3/\text{s}$, la altura de la lámina de agua es $16,53 \text{ m}$, es decir, el agua se encuentra por encima de la rasante de la carretera, produciéndose sobrevertido.

Como vemos en la figura 72, cuando el caudal es $12 \text{ m}^3/\text{s}$, el resguardo existente entre la obra de drenaje transversal y la cota de la rasante de la carretera es de $0,37 \text{ m}$. Este valor no cumpliría con la restricción de la norma que indica que el resguardo debe ser mayor o igual a $0,50 \text{ m}$. Comprobamos también con la figura del perfil longitudinal que, para todo el análisis la entrada a la obra se encuentra sumergida, y el calado máximo que se obtendrá a la salida será de $1,65 \text{ m}$, no llegándola a sumergir.

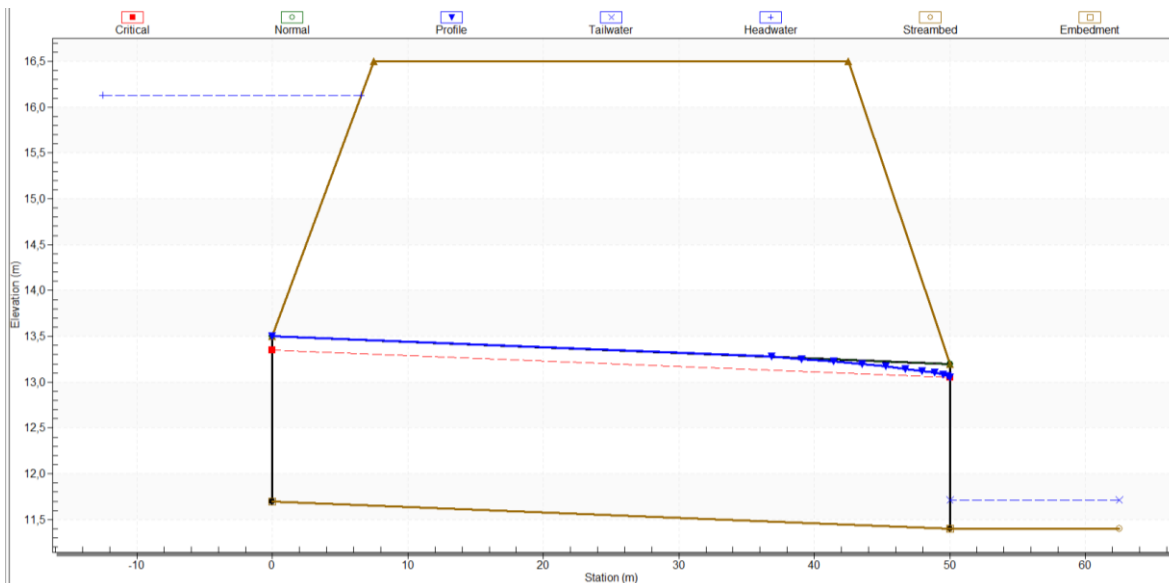


Figura 72. Perfil longitudinal tubo 1800. Caudal máximo. Software HY-8.



b) Marcos 2x2,5 m.

Realizamos el mismo proceso iterativo para encontrar el caudal máximo, obteniendo un caudal que haga funcionar la obra a su máxima capacidad sin que se produzca sobrevertido:

$$Q = 21 \text{ m}^3/\text{s} \quad (103)$$

Los resultados obtenidos son:

Q (m³/s)	Hw (m)	Tipo de Flujo
16.00	15.50	5-S2n
16.50	15.58	5-S2n
17.00	15.66	5-S2n
17.50	15.74	5-S2n
18.00	15.83	5-S2n
18.50	15.92	5-S2n
19.00	16.01	5-S2n
19.50	16.10	5-S2n
20.00	16.20	5-S2n
20.50	16.30	5-S2n
21.00	16.40	5-S2n
22.00	16.55	5-S2n

Tabla 25. Resultados para marco 2x2,5m. Caudal máximo.

Tras realizar la simulación, obtenemos que para el caudal dado la obra sigue funcionando con control a la entrada.

En la tabla 25 comprobamos que, si aumentamos el caudal a 22 m³/s la cota de la rasante de la carretera, 16,50 m, es ya inferior a la altura de la lámina de agua a la entrada de la ODT, 16,55 m. Como se ha comentado anteriormente esto significa que se está produciendo sobrevertido por encima del vial de la carretera.

Para el caudal máximo de desagüe sin que se produzca sobrevertido, es decir, 21 m³/s, la altura de la lámina de agua aguas arriba de la obra llega a alcanzar 16,40 m. Al igual que en el caso anterior, este valor no cumpliría las restricciones de la normativa española, ya que la limitación de altura de la lámina de agua la habíamos calculado en el apartado anterior, y debía ser menor o igual a 15,50 m.

De la figura 73 deducimos que el resguardo es de 0,10 m. El calado máximo que alcanzaría el agua a la salida es de 2,20 m para el caudal de 21 m³ /s. La obra funcionaría con curvas de remanso tipo S2 con la entrada sumergida de forma permanente y la salida no quedaría sumergida.

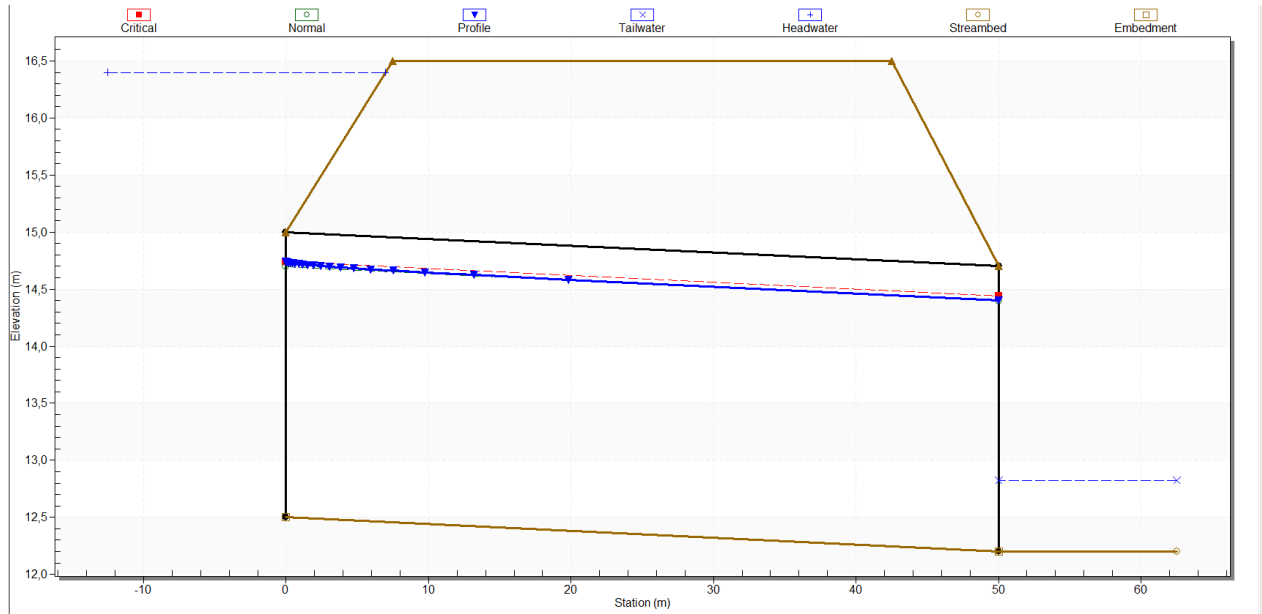


Figura 73. Perfil longitudinal marco 2x2,5 m. Caudal máximo. Software HY-8.

c) Marco 4x4 m.

La capacidad máxima de desagüe sin que se produzca sobrevertido hacia la carretera es de:

$$Q = 72 \text{ m}^3/\text{s} \quad (104)$$

Realizamos la simulación y obtenemos:

Q (m ³ /s)	Hw (m)	Tipo de flujo
60.00	15.70	5-S2n
61.20	15.77	5-S2n
62.40	15.85	5-S2n
63.60	15.92	5-S2n
64.80	16.00	5-S2n
66.00	16.08	5-S2n
67.20	16.15	5-S2n
68.40	16.23	5-S2n
69.60	16.31	5-S2n
70.80	16.39	5-S2n
72.00	16.47	5-S2n
73.00	16.53	5-S2n

Tabla 26. Resultados para marco 4x4 m. Caudal máximo.



Con el caudal de 72 m³/s la altura de la lámina de agua a la entrada está prácticamente a nivel de la cota de rasante de la carretera. Vemos que si aumentamos el valor a 73 m³/s el sobrevertido comienza. No se llega a producir control de salida por que las dimensiones de la obra, así como la situación en la que esta se encuentra, respecto a cota de entrada y salida, son condiciones favorables para el comportamiento de la obra.

Los tipos de flujo que aparecen son los mismos que existían en los marcos de 2x2,5 m.

En la vista del perfil longitudinal de la figura 74, observamos como no existe resguardo entre la entrada de la ODT y la carretera cuando el caudal es 72 m³/s, y la embocadura se encuentra sumergida de forma permanente.

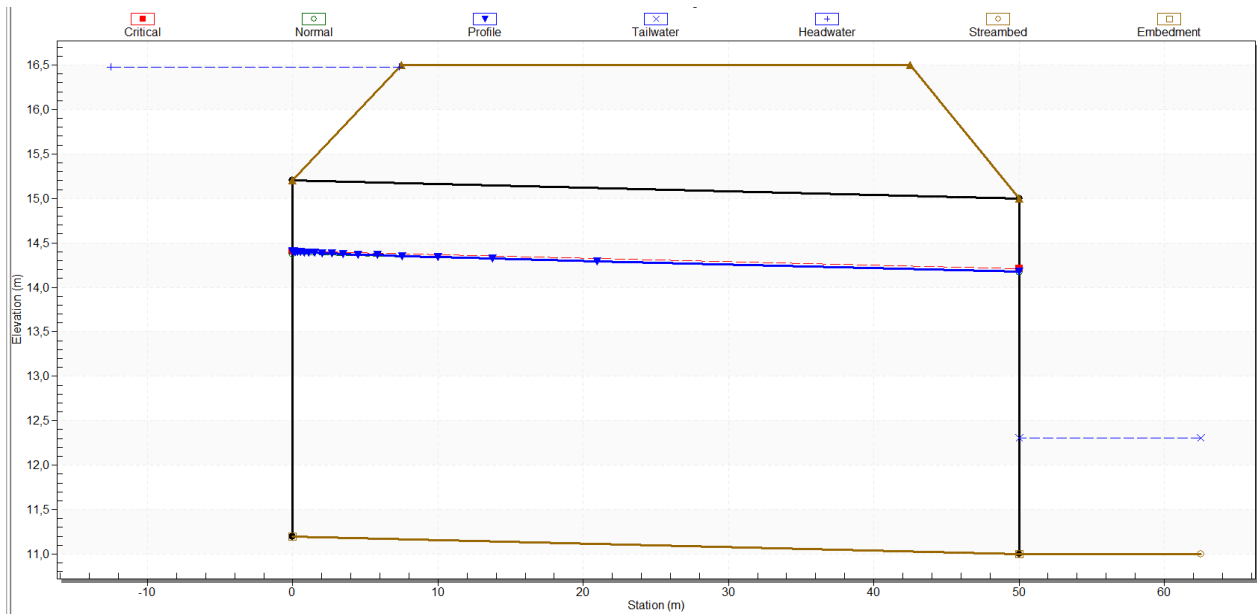


Figura 74. Perfil longitudinal marco 4x4m. Caudal máximo. Software HY-8.

Hemos comprobado en este apartado que al aumentar el caudal que llega a las obras de drenaje transversal hasta que este coincide con la máxima capacidad hidráulica de las ODT, estas no funcionan como deberían. En el caso de los tubos de 1800 mm, el tipo de control es ahora control a la salida, funcionando con el conducto lleno, sin longitud libre a lo largo de la obra. En el caso de los marcos 2x2,5 m y 4x4 m, el tipo de control no se ha visto modificado. Las obras siguen funcionando con control a la entrada, pero la entrada a estas se encuentra sumergida de forma permanente.

Para todos los grupos de obras queda también demostrado que cuando el caudal de entrada es el coincidente con su máxima capacidad hidráulica, la altura de la lámina de agua aguas arriba es tan elevada que el resguardo existente entre la rasante de la carretera y la ODT es insuficiente, llegando casi al sobrevertido. También hemos comprobado que al aumentar un poco el caudal de entrada calculado a partir de las iteraciones el sobrevertido comenzaría de forma inmediata.

Por tanto, podemos concluir que cuando las obras de drenaje transversal funcionan a su máxima capacidad hidráulica, siguen siendo capaces de desaguar el caudal, pero no están funcionando tal y como habían sido diseñadas.



5.2. Comportamiento de las obras de drenaje transversal existentes en el tramo de estudio frente al caudal correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

En este apartado se va a llevar a cabo un análisis conjunto de las obras de drenaje transversal existentes en el tramo de estudio. Se realizará un análisis del funcionamiento y comportamiento de estas frente al caudal correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

A partir de estudios hidrológicos proporcionados por el departamento de ingeniería hidráulica de la Universidad Politécnica de Cartagena, conocemos el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años en la zona de estudio.

El caudal que llega a las obras que van desde el P.K. 787+670 hasta el P.K.790+720 es:

$$Q_{100} = 314 \text{ m}^3/\text{s} \quad (105)$$

Con el programa de cálculo HY-8 vamos a comprobar cómo funcionan las ODT frente a este caudal.

A continuación, definimos la cota media de entrada y salida de las obras, agrupadas por tipología:

Tipología	Número de ODT	Cota de entrada media (m)	Cota de salida media (m)	Pendiente (m/m)	Cota canal aguas abajo (m)
Tubo Φ 1800 mm	19	11	10,7	0,006	10,7
Marco 2x2,5 m	20	11,2	10,9	0,006	10,7
Marco 4x4 m	1	11,2	10,9	0,006	10,7

Tabla 27. Resumen de ODT existentes con cotas de entrada y salida medias.

Con el programa QGIS, que es un software de sistema de información geográfica, se mide un ancho medio del canal de desagüe de 15 m, con una pendiente del 0,006 m/m y de forma trapezoidal. Este canal descrito es una estimación de la realidad, ya que el canal aguas abajo real no es el mismo a lo largo de todo el tramo. Tomamos estos valores por ser restrictivos y representativos.

Realizamos el análisis, obteniendo los siguientes resultados:

- Descarga máxima para cada conjunto de obras:

H _w (m)	Q _T (m ³ /s)	Q (m ³ /s) Tubos 1800	Q (m ³ /s) Marcos 2x2,5	Q Marco (m ³ /s) 4x4
11	0	0	0	0
11,57	31,40	17,04	12,59	1,56
11,99	62,80	26,57	32,92	3,38
12,33	94,20	39,27	49,86	5,15
12,64	125,60	49,73	68,77	7,1
12,93	157,00	55,98	91,61	9,46
13,19	188,40	61,46	115,13	11,86
13,45	219,80	66,5	139,01	14,33
13,69	251,20	71,81	162,43	16,99
13,94	282,60	80,01	182,03	20,51
14,20	314,00	88,46	201,27	24,33

Tabla 28. Descarga por cada grupo de ODT y altura aguas arriba.



Observamos que para este caudal no se produce sobrevvertido hacia la carretera, aunque como se observa en la tabla 29, el funcionamiento no es el deseado.

- Tipo de control y tipo de flujo para cada ODT.

Obra	Control	Tipo de Flujo	$y_c > y_n$
Tubos 1800 mm	Salida	S1/FF	Sí
Marcos 2x2,5 m	Salida	S1/FF	Sí
Marco 4x4 m	Salida	S1	Sí

Tabla 29. Análisis de tipo de control y flujo por cada grupo de ODT.

Para los tres grupos de obras tenemos control a la salida, por tanto, el funcionamiento de la obra depende de la capacidad hidráulica de cada obra y de las condiciones del canal aguas abajo. Hay que añadir que en el caso del grupo de tubos de 1800 mm a partir del caudal de $49,73 \text{ m}^3/\text{s}$ para una altura de lámina de agua a la entrada de 12,64 m y en el grupo de marcos de 2x2,5 m con un caudal de descarga de $162,43 \text{ m}^3/\text{s}$ con altura de la lámina de agua de 13,69 m, estos grupos de obras funcionan con flujo lleno (FF), es decir, a su máxima capacidad hidráulica, por tanto, no existe longitud libre a lo largo de la obra, esta se encuentra completamente llena.

Como se ha ido comentando a lo largo de este proyecto, las obras de drenaje transversal están diseñadas para funcionar con control de entrada, con una altura de lámina de agua aguas arriba de la obra que no sea superior a 1,2 veces la altura libre de la obra, cumpliendo con un resguardo entre rasante de la carretera y la lámina de agua superior a 0,50 m. Con los perfiles longitudinales obtenidos a partir del software HY-8 vamos a comprobar que estas condiciones no se cumplen, y por tanto podemos afirmar que las obras no funcionan de la manera deseada.

A continuación, se muestran los perfiles longitudinales de cada grupo de obras, donde quedará demostrado de forma gráfica la explicación llevada a cabo.

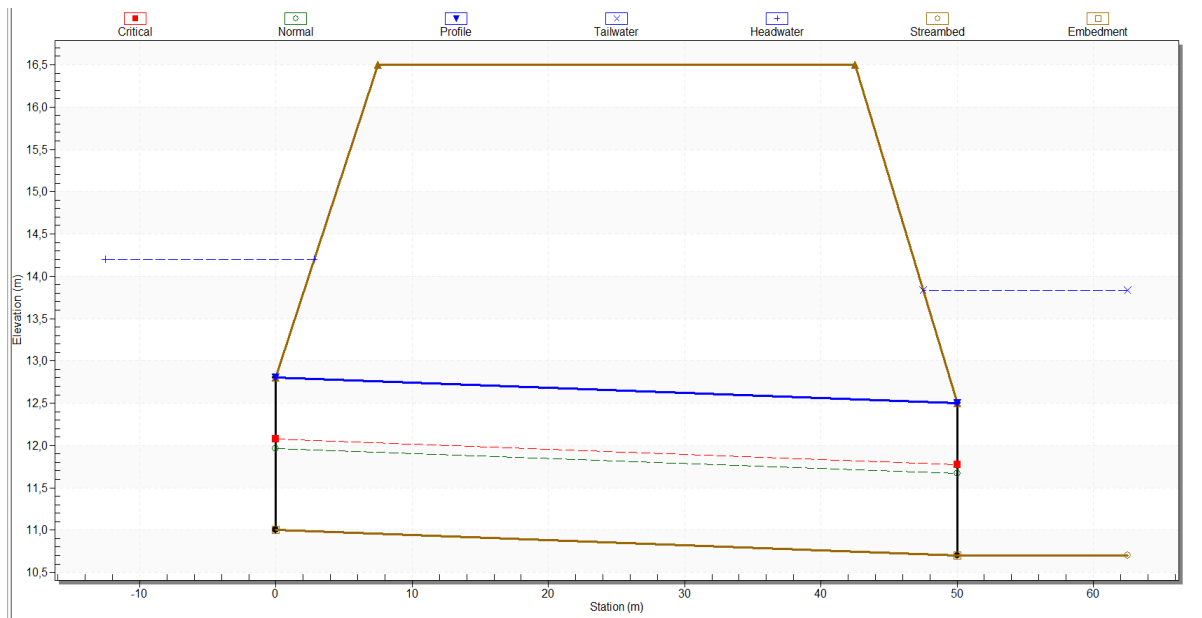


Figura 75. Perfil longitudinal de los tubos 1800 mm, para $Q=314 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.

En la figura 75, correspondiente con el perfil longitudinal de los tubos de diámetro 1800 mm, para el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años, vemos como la entrada y la salida de la obra se encuentran sumergidas de forma permanente. La línea de flujo de agua se encuentra



en el límite superior de la altura de la obra, indicando que esta funciona con flujo lleno, sin longitud libre.

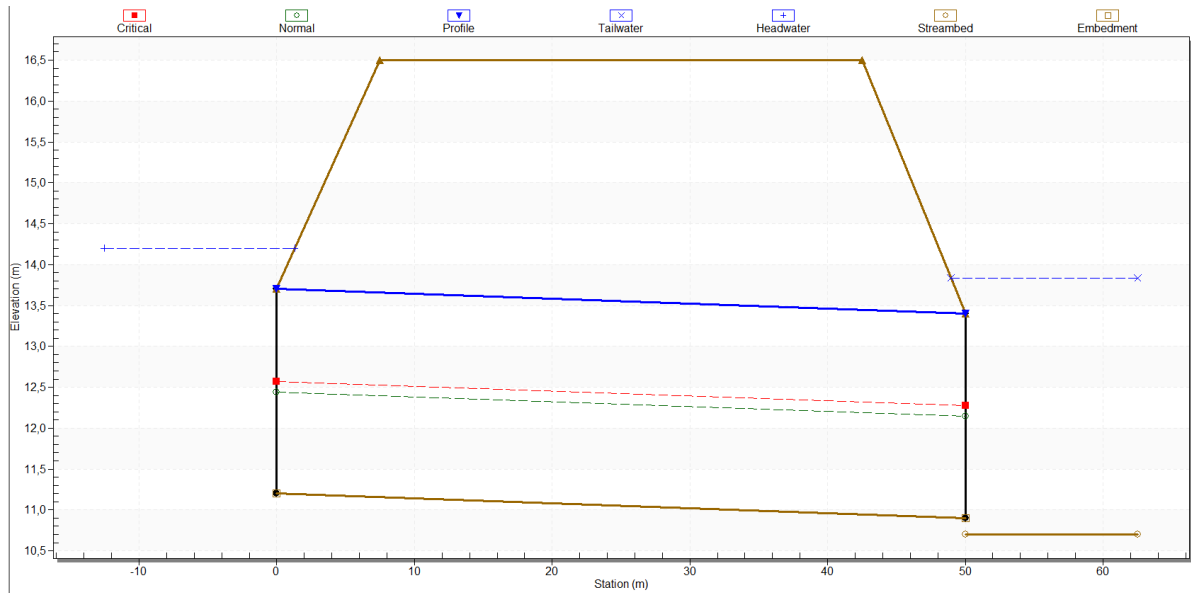


Figura 76. Perfil longitudinal de los marcos 2x2,5 m, para $Q=314 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.

Para el perfil longitudinal del grupo de marcos de dimensiones 2x2,5 m correspondiente a la figura 76, se observa que el comportamiento es el mismo que en el grupo de tubos de 1800 mm. La altura de la lámina de agua a la entrada y la salida de la obra es superior a la altura del marco, encontrándose de esta forma sumergida tanto la entrada como la salida de la obra. De la misma forma la obra se encuentra funcionando en flujo lleno, sin longitud libre.

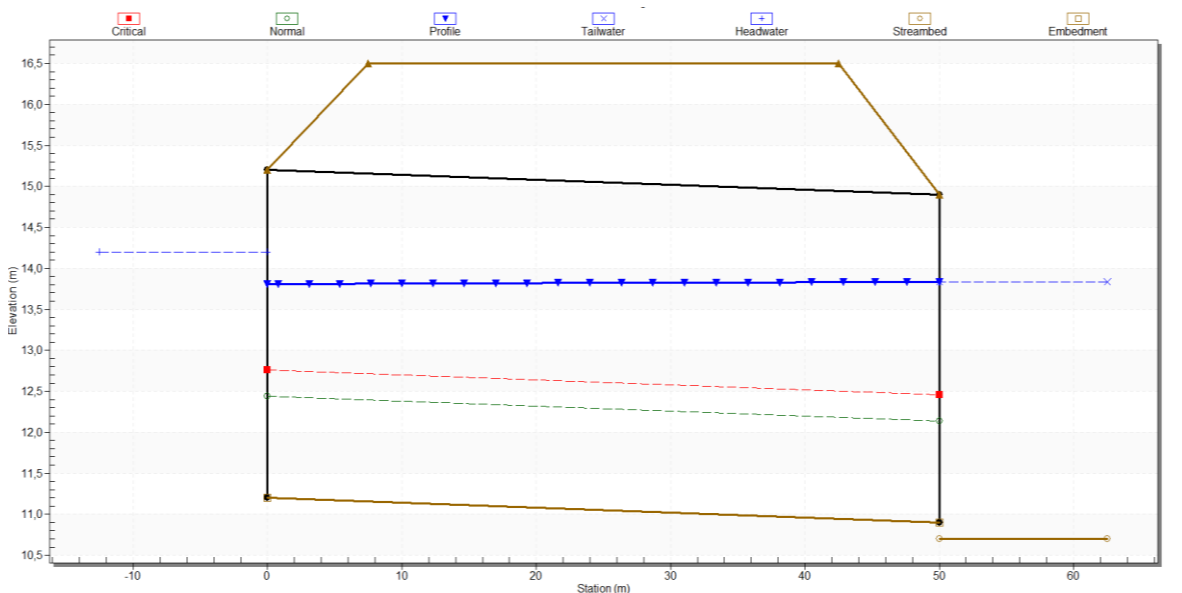


Figura 77. Perfil longitudinal del marco 4x4 m, para $Q=314 \text{ m}^3/\text{s}$. Software HY-8.

En el caso del marco 4x4 m, vemos que en el perfil longitudinal de la figura 77 ni la entrada ni la salida llegan a estar sumergidas para el caudal de $314 \text{ m}^3/\text{s}$, no obstante, la obra sigue funcionando con control a la salida, alcanzando una altura de lámina de agua a la salida de 2,93 m.



Efecto presa.

El análisis que se ha realizado para el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años hay que tomarlo con precaución ya que para llevarlo a cabo se ha tenido en cuenta el efecto presa pero no la variación del caudal pico del hidrograma.

El efecto presa se produce cuando la cantidad de agua que llega a la obra es muy elevada y sucede en poco tiempo, como puede ser el caso de una avenida, a modo de ejemplo, lo sucedido en el episodio de la DANA en septiembre de 2019 en el tramo objeto de estudio. Se genera un almacenamiento de agua a la entrada ya que la capacidad de desagüe de las ODT no es suficiente y la infraestructura lineal bajo la que se encuentra actúa como una presa.

Tanto en el tramo objeto de estudio, como a lo largo de la autovía AP-7, se produce una acumulación de flujo a la entrada de la obras de drenaje que da lugar a una sobreelevación aguas arriba de las ODT generando este efecto tipo presa por parte de la infraestructura.

Se muestran a continuación unas imágenes obtenidas del Geoportal IMIDA de la zona de estudio tomadas en el año 2019 tras la DANA que ocurrió en septiembre de ese año.



Figura 78. Vista aérea general de la zona de estudio. Efecto presa. Episodio DANA sept.2019. (Fuente: IMIDA,2019).



Figura 79. Vista aérea en detalle de una ODT. Efecto presa. Episodio DANA sept.2019. (Fuente: IMIDA,2019).



Figura 80. Vista aérea en detalle para marco 4x4. Efecto presa. Episodio DANA sept.2019. (Fuente: IMIDA,2019).



La figura 78 corresponde con una vista general de la zona de estudio, en ella se puede observar la acumulación de agua generada aguas arriba de la AP-7, en el lado derecho de la fotografía. Esta imagen permite entender, de forma visual el efecto presa producido.

En las figuras 79 y 80, observamos cómo funcionan las obras frente a episodios de avenidas o lluvias torrenciales. Hay que destacar también en la figura 80, que el calado aguas arriba de la obra se encuentra casi en la rasante de la carretera, pero no se llega a producir sobrevertido hacia esta.

Con estas imágenes queda explicado de una forma más visual que aguas arriba de las obras se genera una acumulación de agua producida por el efecto presa que produce la infraestructura lineal, es decir, la autopista AP-7.

Una elevada capacidad de almacenaje en la entrada de la obra no tiene siempre efectos negativos, ya que este volumen almacenado permite la atenuación del hidrograma de entrada, produciendo un efecto de laminación frente a caudales altos. Aunque en el caso de la AP-7 sus taludes no están diseñados para aguantar ese volumen de agua y es necesario considerar que una rotura de la carretera podría comprometer la seguridad de la zona urbana.

Como consecuencias negativas del efecto presa están la afección a las propiedades colindantes, riesgo de que esas parcelas queden inundadas, generación de sobrevertido a la carretera, deterioro del firme a causa de ello, entre otras.

Según la administración federal de carreteras de EE. UU., si se tiene en cuenta la capacidad de almacenamiento aguas arriba de la obra, es decir, el efecto presa, se podrían disminuir las dimensiones de la obra; sin embargo, esto requeriría un cálculo muy detallado.

Normalmente las autovías se diseñan para evitar la posibilidad de que se produzca el efecto presa a través de sus taludes, pero en este caso estudiado esto no es así, ya que queda demostrado con las imágenes que para caudales de entrada altos este efecto se genera en la autopista AP-7.

Modelizar este fenómeno requiere de un estudio hidráulico e hidrológico fuera del alcance de este proyecto.

5.2.1. Influencia de las condiciones del canal aguas abajo cuando se establece control de salida.

El objetivo de este apartado es conocer cómo afectan las condiciones del canal aguas abajo cuando se ha establecido control a la salida. Para ello se van a realizar tres simulaciones distintas variando el ancho del canal de descarga fijando el caudal de entrada en $314 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo este el correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

La forma del canal aguas abajo será trapezoidal con relación de taludes 1:1, los tres anchos simulados serán 7,5 m, 15 m y 30 m. Al variar este parámetro conseguiremos distintos calados aguas abajo, de forma que se va a poder comprobar cómo varía la altura de la lámina de agua aguas arriba en función de la altura de la lámina de agua aguas abajo de las ODT.

En la tabla 30 se muestra el calado obtenido aguas abajo para cada canal, así como la altura de la lámina de agua aguas arriba de las ODT, frente al mismo caudal de descarga.



	Ancho 7,5 m	Ancho 15 m	Ancho 30 m
$Q_{descarga}$ (m^3/s)	314,00	314,00	314,00
H_w (m)	15,48	14,20	13,36
Calado aguas abajo (m)	4,44	3,13	2,09

Tabla 30. Calado aguas abajo y H_w para $Q=314 m^3/s$.

Cuando el calado aguas abajo de las obras aumenta, las ODT necesitarán más carga aguas arriba, es decir, más energía, para desaguar el mismo caudal. Como se observa de la tabla anterior, el calado a la salida aumenta en función del ancho del canal aguas abajo. Cuando el canal es más estrecho la altura de agua a la salida es mayor.

En la figura 81 se muestra una comparativa de las curvas características de las ODT para las tres simulaciones realizadas:



Figura 81. Comparativa de curvas características para distintos anchos.

En color naranja se representa la curva característica de las ODT con un ancho de canal aguas abajo de 7,5 m, la altura de la lámina de agua aguas arriba llega hasta 15,48 m para desaguar el caudal de proyecto.

Se comprueba que al aumentar el ancho del canal a 15 m (curva característica representada en color azul en la gráfica de la figura 81), la lámina de agua a la entrada se ve disminuida en 1,28 m, llegando hasta los 14,20 m. Si se sigue aumentando la base del canal hasta 30 m, se observa la disminución de esta altura de lámina hasta 13,36 m en la curva característica representada en color amarillo.

Podemos concluir que cuando aumenta el calado aguas abajo de las ODT, también lo hace la altura de la lámina de agua aguas arriba de las obras. Queda de igual forma comprobado que el calado obtenido aguas abajo de las obras depende del ancho del canal de descarga.

Los resultados obtenidos ponen de manifiesto la necesidad de realizar los estudios de capacidad de descarga de las ODT teniendo en cuenta el calado aguas debajo de las mismas.





CAPÍTULO 6.

REALIDAD SOBRE EL FUNCIONAMIENTO Y EL MANTENIMIENTO DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.





6. Realidad sobre el funcionamiento y mantenimiento de las obras de drenaje transversal.

En este apartado realizaremos una serie de consideraciones prácticas para el diseño y puesta en obra de las ODT.

Describiremos en qué consisten las actividades de conservación y mantenimiento, así como una valoración económica de las actividades de desbroce y limpieza para el tramo de las simulaciones.

Se va a proponer además una metodología que establezca la prioridad de actuación en las labores de conservación y mantenimiento en función del riesgo.

Finalmente ilustraremos la realidad de alguna de las obras objeto del estudio.

6.1. Diseño de la estructura y puesta en obra.

En el diseño de las obras de drenaje se pueden detectar diferentes tipos de problemas:

- El caudal que llega a las obras es superior a la capacidad de desagüe de la obra, ya que en ocasiones no se tiene en cuenta el denominado caudal sólido, es el que se produce cuando el flujo no es exclusivamente agua si no que lleva una cantidad importante de sólidos provenientes del arrastre de elementos por la velocidad del agua, como pueden ser residuos vegetales, objetos arrastrados, lodos y barros...
- La ODT se encuentra sobredimensionada, la capacidad de desagüe es mucho mayor a la avenida de proyecto, dando lugar a aterramientos puesto que la velocidad de circulación del agua es muy baja.
- La ODT está infradimensionada, la capacidad de desagüe es insuficiente, provocando problemas como son insuficiencia de resguardo entre la obra de drenaje y la rasante de la carretera, sobrevertido, generación del efecto presa, entre otros.
- En otras obras no se proyectan disipadores de energía ni protecciones a la salida (embocaduras mal diseñadas) generándose así erosiones y otro tipo de patologías que afectan al funcionamiento y a la vida útil de la obra.

En el proceso de puesta en obra pueden generarse errores de ejecución que den lugar a problemas estructurales en un futuro, como son:

- La entrada a la obra se encuentra en una cota inferior a la carretera que produce el vertido, generándose así un embalsamiento de agua que impide que la obra funcione correctamente.
- La generación de puntos bajos a la salida de la obra da lugar a almacenamiento de agua.
- Errores geométricos como son problemas en la alineación, pendientes mal proyectadas, discontinuidades entre la obra de drenaje transversal y el punto de vertido que contribuyen al mal funcionamiento de la ODT.

6.2. Mantenimiento y conservación de las ODT.

Las obras de drenaje transversal deben mantenerse libres de obstrucciones, como las provocadas por los aterramientos, acumulación de vegetación, residuos provenientes del arrastre del agua, etc. Para garantizar el correcto funcionamiento de las ODT es necesario establecer un programa de mantenimiento.



Es difícil establecer un calendario fijo para realizar las operaciones de mantenimiento dado que las necesidades variarán en función del tipo de obra, la situación, las condiciones a la entrada y a la salida, las características del flujo que transporta y la climatología, entre otros factores.

La guía técnica “Recomendaciones técnicas para el diseño de infraestructuras que interfieren en el espacio fluvial” de la Generalitat de Catalunya recomienda, de forma general, una inspección cada seis meses.

En una obra nueva se recomienda que al haber pasado 6 o 12 meses desde su construcción, se realice una inspección, con esta primera revisión se puede crear un protocolo de seguimiento para la obra. En función del nivel de seguimiento que requiera se establecen tres niveles de exigencia:

1. Seguimiento normal: una revisión al año, de carácter rutinario en todas las obras de desagüe.
2. Seguimiento alto: la frecuencia de inspección se ajusta en un periodo de entre 3 y 6 meses. Corresponde a zonas conflictivas donde se hayan registrado previamente problemas como aterramientos o acumulación de vegetación.
3. Seguimiento muy alto: corresponde a puntos donde se producen incidentes realmente graves. En estos supuestos cabe aplicar soluciones urgentes y supervisiones intensas.

Tras la primera inspección, donde se comprobará que la obra funciona tal y como ha sido proyectada, se realizarán labores de limpieza, inspección, mantenimiento y conservación de forma regular, además de cuando se produzcan precipitaciones extraordinarias u otras circunstancias especiales.

Si se detectan diferencias entre el funcionamiento real del drenaje y lo previsto en el proyecto, se deberá estudiar las causas y definir las actuaciones pertinentes.

Otro factor a tener en cuenta son los cambios de uso del suelo y la realización de obras aguas arriba de la carretera, ya que pueden modificar la configuración de la cuenca que vierte a la obra, y por tanto la escorrentía que alcanza la carretera. Es necesaria la comprobación del correcto funcionamiento del drenaje.

Una conservación insuficiente puede dar lugar a fallos en elementos como son:

1. Asentamientos diferenciales en los terraplenes: cuando se producen asentamientos en las explanaciones de la carretera se originan cargas adicionales sobre la ODT que no han sido contempladas.
2. Aterramientos en las cunetas: da lugar a interrupciones en la evacuación de la escorrentía superficial ocasionando la introducción de agua en la plataforma.
3. Mal funcionamiento de los drenes bajo las cunetas.
4. Entradas obstruidas por la presencia de vegetación, por la invasión del material de desmonte cuando se producen grandes avenidas.
5. Erosiones a la salida de la ODT: Los principales problemas derivados de la erosión local a la salida de la obra son inestabilidad en la propia ODT y en la infraestructura lineal donde se alojan. El estudio de este fenómeno requiere de un análisis particular.



6.2.1. Valoración económica de la conservación y el mantenimiento de una obra de drenaje transversal.

Para disponer de un orden de magnitud del coste de mantenimiento y conservación de las obras de drenaje transversal atendiendo a las actividades más comunes, que son desbroce y limpieza, realizaremos una valoración económica de estas actividades en el tramo donde se han realizado las simulaciones, de longitud 3,1 km.

Establecemos la periodicidad de realización de estas actividades cada seis meses. Esto correspondería a un nivel de seguimiento alto, ya que la zona objeto de estudio es conflictiva y se han registrado previamente problemas de acumulación de vegetación y arrastre de objetos.

- **Definición y precios unitarios de las unidades de obra.**

Se describen a continuación las unidades de obra presentes en las tareas de conservación y mantenimiento de una obra de drenaje transversal.

Unidad 1. Limpieza y desbroce.

U01.1 m² 0,04 €

Superficie de limpieza periódica programada.

U01.2 ml 0,14 €

Desbroce de vegetación en márgenes y embocaduras.

U01.3 ml 0,20 €

Limpieza y rebaje de tierras y materia vegetal en la proximidad de la obra.

U01.4 ml 0,80 €

Limpieza y barrido del interior de la obra, incluso embocaduras.

- **Valoración económica de los costes por grupo.**

Unidad de obra	Unidad de Medida	Precio Unitario (€)	Medición	Precio Total (€)
U01.1	m ²	0,04	155.000	6.200
U01.2	ml	0,14	3.100	434
U01.3	ml	0,2	3.100	620
U01.4	ml	0,8	2.000	1.600

Tabla 31. Valoración económica por grupos de la conservación.

- **Valoración económica total.**

Precio total €	8.854
-----------------------	-------

Tabla 32. Valoración económica total de la conservación.

El coste de mantenimiento de las obras en cada actuación semestral correspondería con 8.854 €.

El coste anual de las actividades de desbroce y limpieza en el tramo de estudio se muestra en la tabla 33.

Coste anual €	17.708
----------------------	--------

Tabla 33. Coste anual de la conservación del tramo estudiado.



6.3. Metodología para establecer la prioridad de actuación en las labores de conservación y mantenimiento basado en la cuantificación del riesgo.

El fallo de una ODT puede producir el corte de la infraestructura de transporte, dejándola fuera de servicio.

Entendemos como fallo el evento que conlleva al corte total o parcial del tráfico debido al colapso estructural de los elementos de la ODT o deficiencias relacionadas con la falta de capacidad hidráulica.

Se va a describir una metodología que permita priorizar las inversiones en el mantenimiento de estas obras en base al riesgo de fallo.

El riesgo de fallo queda definido como la combinación de la probabilidad de que se produzca un evento de fallo y el impacto o las consecuencias que este evento derivaría. Es por este motivo que la metodología se basa en modelos probabilísticos asociados a distintos mecanismos de fallo.

El primer paso para la implementación de esta metodología es la caracterización de los componentes de la obra de drenaje transversal y las zonas de afección.

- Componentes:
 - o Conducto y embocaduras: caracterización de su geometría, tipología, características básicas, material de construcción y estado actual atendiendo al deterioro estructural.
- Zonas de afección:
 - o Taludes: caracterización de su geometría, características generales y posibles evidencias de problemas de inestabilidad o generación de erosiones.
 - o Cauce interceptado: caracterización de forma aproximada de su geometría, así como de sus características.
 - o Zonas adyacentes a la estructura: ubicación y caracterización general de los elementos que se pueden ver afectados por un fallo eventual de la obra de drenaje, como son: parcelas, cultivos, líneas de servicios básicos y construcciones aledañas.

Una vez realizada la evaluación en campo, se procederá al estudio del resto de parámetros necesarios para determinar el nivel de probabilidad e impacto. Estos parámetros son:

- Características de la vía.
- Estudios de la intensidad de tráfico.
- Análisis de la cuenca de aportación.

Cuando los componentes y los parámetros hayan sido caracterizados y analizados se obtendrá un diagnóstico preliminar del riesgo de fallo, de forma que posteriormente, se pueda priorizar el orden de actuación y atención requerido en cada caso de forma objetiva.

Tras el diagnóstico preliminar se podrán identificar las patologías o los factores de riesgo que afectan a la ODT y así proponer las actuaciones a llevar a cabo para subsanar las deficiencias que existen.



En función del diagnóstico será posible realizar un estudio de rentabilidad para cada actuación y así poder seleccionar la actuación en cada caso atendiendo a criterios de rentabilidad para distintos plazos de tiempo.

Las reparaciones o reposiciones seleccionadas y priorizadas serán encajadas en la disponibilidad del presupuesto, dando lugar a las actuaciones que se emprenderán durante el periodo de estudio.

Con la aplicación de la metodología descrita se puede establecer un plan de actuación en las labores de conservación y mantenimiento dando prioridad a estas según el nivel de riesgo en cada obra.

6.4. Fotografías del estado actual de las obras de drenaje transversal en la zona de estudio.

Para comprobar el estado en el que se encuentran las ODT que hemos estudiado en este proyecto se realizó una salida a campo donde se tomaron distintas fotografías aguas arriba y aguas abajo de las obras, comprobando así su estado de conservación.

Se muestran a continuación algunas de esas fotografías. En primer lugar, veremos algunos ejemplos de muy buen estado y finalmente otros casos de falta de mantenimiento.

Ejemplos de obras con buen estado de conservación y mantenimiento.

Las entradas y salidas de las ODT se mantienen libres de objetos arrastrados, vegetación, etc. Esto permite el buen funcionamiento de las obras de drenaje.



Figura 82. Tubo de 1000 mm. Situado en P.K.788+100.



Figura 83. Marco 2x2 m. Situado en P.K.780+550.



Figura 84. Conjunto de 9 tubos 1800 mm. Situado en P.K.789+600.



Figura 85. Marco 4x4 m. Obra de paso. Situada en P.K.790+370.

Ejemplos de obras con carencia de labores de mantenimiento.

Los problemas más habituales ocasionados por la falta de mantenimiento son entradas y salidas de las ODT ocultas por vegetación, con presencia de lodos y objetos arrastrados por la corriente.

Como se observa en la figura 89, el arrastre producido por el agua llega incluso a destruir las zonas aguas arriba de la obra, ocasionando así mayor cantidad de objetos arrastrados.



Figura 86. Marco 2x2,5 m. Situado en P.K.791+520.



Figura 87. Tubo 800 mm. Situado en P.K.791+900.



Figura 88. Tubo 1800 mm. Situado en P.K.789+200.



Figura 89. Aguas arriba de una ODT.





CAPÍTULO 7.
CONCLUSIONES.





7. Conclusiones.

Una vez finalizado el desarrollo del proyecto se han extraído las siguientes conclusiones:

Para el caso práctico:

1. Para el grupo de tres marcos de 2x2 m al realizar la comprobación hidráulica con la metodología americana se obtiene que las dimensiones del marco serían ligeramente superiores a las obtenidas con la metodología de diseño española. Se decide no modificar el dimensionamiento ya que la diferencia no es significativa.
2. En el caso del grupo de 5 tubos de diámetro 1800 mm se obtienen los mismos valores para el dimensionamiento aplicando las dos metodologías.

Para las simulaciones:

1. El caudal capaz de desaguar una ODT cumpliendo estrictamente con las restricciones de la normativa es muy inferior a la capacidad de desagüe máximo de las obras sin que se produzca sobrevertido hacia la carretera. No obstante, al aumentar este caudal, las obras dejan de funcionar de la forma deseada.
2. Queda demostrado que cuando una ODT funciona con control a la entrada, el parámetro principal por el que se ve afectado su funcionamiento es el tipo de embocadura.
3. Si el funcionamiento de la obra es con control a la salida el condicionante más importante es la capacidad del canal aguas abajo.
4. Para el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años obtenido por estudios hidrológicos dados, las obras existentes en el tramo de estudio funcionarían en flujo lleno y con control de salida, pero este análisis realizado debe ser tomado con precaución ya que no tiene en cuenta el efecto de laminación existente a lo largo de la autopista AP-7.

Para las actividades de conservación y mantenimiento:

1. Si el mantenimiento y el estado de conservación no son adecuados, las ODT no funcionarán de la forma deseada, aunque se hayan proyectado de forma correcta.
2. En la forma de análisis tradicional de las ODT, los fenómenos de erosión y sedimentación no han sido tratados con la importancia que realmente tienen. En la actualidad se están llevando a cabo estudios que permiten caracterizar de forma fiable estos fenómenos.
3. El establecimiento de un plan de mantenimiento y conservación de las ODT ha de llevarse a cabo evaluando el riesgo de fallo presente en cada obra.
4. Las actividades de limpieza y desbroce tienen una gran importancia a la hora de mantener las embocaduras y el interior de la ODT libres de vegetación, objetos arrastrados, lodos y barros.





CAPÍTULO 8.
BIBLIOGRAFÍA.





8. Bibliografía.

Campos, J., González, J., Díaz, S., Galán, A. Priorización de inversiones en el mantenimiento de obras de drenaje transversal basado en la cuantificación del riesgo. XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Argentina 2018.

Carrillo, J.M. Simulación de obras de drenaje transversal. HEC-RAS Introducción a la modelización de flujos en cauces naturales y canales artificiales. Departamento ingeniería hidráulica, Universidad Politécnica de Cartagena. 2017.

Castillo, L. Conducciones en lámina libre: Canales. Departamento Ingeniería Hidráulica, Universidad Politécnica de Cartagena. 2019.

Chow, V. T. (2000). Hidráulica de canales abiertos. McGraw Hill.

Cortés, R., Galán, A., Díaz, S. (2019). 3D Numerical modelling of local scour at culverts outlets. Ingeniería del agua, 23(2), 123-139. <https://doi.org/10.4995/ia.2019.10545>.

Delgado, R., Sánchez, M., Pérez, M. Bases Científicas para una Guía Técnica de Drenaje específica para la red viaria andaluza INFORME SOBRE PATOLOGÍAS DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL: Inventario Obras de Drenaje Transversal. Agencia de Obra Pública de Andalucía. 2014.

Flórez, V., Iturriaga, B. Cálculo de obras de drenaje transversal de carreteras. Disponible en <https://topodata.com/wp-content/uploads/2020/02/Cálculo-de-Obras-de-Drenaje-Transversal-de-Carreteras.pdf?489c18&489c18> Consultado 9 septiembre 2020.

García, J. Transiciones en canales en régimen subcrítico. Flujo a través de obras de drenaje transversal. Departamento ingeniería hidráulica, Universidad Politécnica de Cartagena. 2017.

Geoportal IMIDA. DANA Murcia 2019. Obtenido de <https://geoportal.imida.es/danamurcia2019/>.

Highway Hydrology, Second Edition. Hydraulic Design Series No.2. Publication No. FHWA-NHI-02-001. October 2002.

Hydraulic Design of Highway Culverts, Third Edition. Hydraulic Design Series No.5. Publication No. FHWA-HIF-12-026. April 2012.

HY-8 User Manual (v7.5).

Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, IAP-11 Orden FOM/2842/2011, 29 de septiembre.

Máximas lluvias diarias en la España Peninsular. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. 1999.

Norma UNE-EN 1916:2008 Tubos y piezas complementarias de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón con fibra de acero.

Norma 5.2-IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero.

Prefabricados Bortubo, Catálogo para elementos prefabricados. Obtenido de <http://www.bortubo.com/productos/producto.aspx>. Consultado el 15 noviembre 2020.



Recomanacions tècniques per al disseny d'infraestructures que interfereixen amb l'espai fluvial, Departament de Medi Ambient i Habitatge, Generalitat de Catalunya, junio 2006.

Sistema de Información Geográfica Nacional de España: visualizador de datos y servicios del IGN. Obtenido de <http://signa.ign.es/signa/Pege.aspx?> . Consultado 10 septiembre 2020.