



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio de Aldaia (Valencia) y propuesta de soluciones.

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas

Curso: 2015/16

Autor: Camp Martínez, Antonio

Tutor: García Bartual, Rafael Luis

Valencia, septiembre de 2016



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Análisis de la problemática de inundabilidad en el
municipio de Aldaia (Valencia) y propuesta de soluciones.

Memoria

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas

Curso: 2015/16

Autor: Camp Martínez, Antonio

Tutor: García Bartual, Rafael Luis

Valencia, septiembre de 2016

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

ÍNDICE

Índice de Figuras	4
Índice de Gráficas	5
Índice de Táblas.....	5
Índice de Anejos	7
1. INTRODUCCIÓN	8
1.1. Emplazamiento.....	8
1.2. Problemática	9
2. OBJETIVOS	12
3. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DE PARTIDA.....	13
4. EVENTOS DE INUNDACIONES ANTERIORES	17
4.1. Riada de 1957	17
4.2. Riada del 2000.....	20
5. ESTUDIO HIDROLÓGICO	22
5.1. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA ANUAL	22
5.1.1. Fundamentos teóricos y resultados obtenidos de los modelos estadísticos empleados.....	24
5.1.2. Comparación de resultados y elección del mejor modelo.....	26
5.2. CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA HIDROLÓGICO.....	27
5.2.1. Identificación del sistema hidrológico.....	28
5.2.2. Esquema hidrológico adoptado	29
5.2.3. Características hidromorfométricas básicas	31
5.2.4. Parámetro de producción de escorrentía	33
5.2.4.1. Obtención del umbral de escorrentía.	35
5.3. MODEL LLUVIA-ESCORRENTÍA	38
5.3.1. Modelo hidrológico agregado	38
5.3.2. Modelo hidrológico desagregado	41
5.3.2.1. Modelo HEC-HMS.....	41
5.3.2.2. Conceptualización de la cuenca	42
5.3.2.3. Modelos de simulación empleados.....	42
5.3.2.3.1. Modelos de producción de escorrentía	43
5.3.2.3.2. Modelo de propagación a nivel de subcuenca	44
5.3.2.3.3. Modelo de propagación en cauces	46

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

5.3.2.3.3.1. Muskingum.....	46
5.3.2.3.3.2. Muskingum-Cunge	47
5.3.2.4. Criterios de diseño	47
5.3.2.4.1. Tormentas de proyecto.....	47
5.3.2.4.2. Otros parámetros de diseño	50
5.3.2.5. Hidrogramas de diseño	51
6. ESTUDIO HIDRÁULICO	53
6.1. INTRODUCCIÓN	53
6.1.1. Información utilizada.....	53
6.2. BASES TEÓRICAS.....	53
6.3. CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA	54
6.3.1. Delimitación de la zona de estudio	54
6.4. SITUACIÓN ACTUAL.....	54
6.4.1. Introducción	54
6.4.2. Colectores.....	55
6.4.3. Explanada	56
6.5. Estudio de soluciones.....	56
6.5.1. Solución 1	58
6.5.2. Solución 2	58
6.5.3. Solución 3	59
6.5.4. Solución 4	60
6.5.5. Solución 5	61
6.5.6. Solución 6	62
7. PROPUESTA	64
7.1. Introducción	64
7.2. Solución propuesta.....	64
7.3. Análisis de la solución propuesta	65
8. ANÁLISIS TORMENTA REAL	67
8.1. Introducción	67
8.2. Lluvia 1-2 de noviembre del 2015	67
8.3. Análisis de la tormenta.....	69
8.3.1. Obtención caudal desagüe	69
8.3.2. Observación lámina libre.....	70
8.3.3. Asignación periodo de retorno	71

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

9. CONCLUSIONES	72
10 Bibliografía.....	73

Índice de Figuras

Figura 1.1. Localización de la zona de estudio	8
Figura 1.2. Localización del punto crítico	9
Figura 1.3. Grupo de colectores	9
Figura 1.4 Canalización del barranco de la Saleta	10
Figura 1.5. Relación porcentual entre la precipitación máxima diaria y la media anual en los países mediterráneos. Elaboración propia a partir de datos de EUROSTAT. Fuente: CEDEX.	11
Figura 3.1. Riesgo de inundación de la zona de estudio. Fuente del visor web del PATRICOVA. .	16
Figura 4.1. Acumulado de lluvia y las zonas más afectadas	17
Figura 5.1. Cuenca vertiente al punto de estudio.	30
Figura 5.2. Esquema de pseudo-distribuido empleado.	31
Figura 5.3. Diagrama triangular para la determinación de la textura en materiales tipo suelo.	34
Figura 5.4. Mapa de grupos hidrológicos de suelo.	35
Figura 5.5. Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía.	35
Figura 5.6. Proceso de separación por polígonos de la cuenca para la obtención del umbral de escorrentía.	36
Figura 5.7. Mapa del índice de torrencialidad.	40
Figura 5.8. Esquema del modelo de la cuenca empleado en HEC-HMS.	43
Figura 6.1. Explanada de pendiente adversa. Fotografía realizada desde aguas abajo de la canalización.	54
Figura 6.2. Sección longitudinal de la situación actual para caudal límite.....	55
Figura 6.3. Sección transversal de la situación actual en los colectores para caudal límite.	55
Figura 6.4. Sección aguas abajo del tramo canalizado y aguas arriba de la explanada.	56
Figura 6.5. Sección longitudinal en la situación actual en situación límite de desbordamiento para la explanada.	56
Figura 6.6. Sección transversal, para la sección de la figura 6.4 con caudal límite para desbordamiento.	57
Figura 6.7. Sección longitudinal de la solución 1 para caudal límite.....	57
Figura 6.8. Sección transversal de la solución 1 para caudal límite.	57
Figura 6.9. Sección longitudinal de la solución 2 para caudal límite.....	58
Figura 6.10. Sección transversal de la solución 2 para caudal límite.	58
Figura 6.11. Sección longitudinal de la solución 3 para caudal límite.	59
Figura 6.12. Sección transversal de la solución 3 para caudal límite.	59
Figura 6.13. Sección longitudinal de la solución 4 para caudal límite.	60
Figura 6.14. Sección transversal de la solución 4 para caudal límite.	60
Figura 6.15. Sección transversal de la solución 5 para caudal de 16 m ³ /seg.....	61
Figura 6.16. Sección transversal de la solución 5 para caudal de 40 m ³ /seg.....	61
Figura 6.17. Sección longitudinal de la solución 6 para caudal límite.	62
Figura 6.18. Sección transversal de la solución 6 para caudal límite.	63

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Figura 7.1. Sección longitudinal de la solución propuesta con 117 m ³ /seg.....	64
Figura 7.2. Sección transversal de la solución propuesta con 117 m ³ /seg.	64
Figura 7.3. Sección transversal de la solución propuesta con 117 m ³ /seg.	65
Figura 7.4. Tormenta por bloques de la tormenta de diseño límite para la solución adoptada.	66
Figura 8.1. Agua por la calzada dificultando la circulación de los coches.....	67
Figura 8.2. Protección del municipio para evitar daños.....	68
Figura 8.3. Transporte de residuos a causa de la fuerza del agua.	68
Figura 8.4. Desbordamiento del cauce, llenando toda la calzada de agua. Fotografía realizada hacia aguas abajo del grupo de colectores.	69
Figura 8.5. Hidrograma en el desagüe.	70
Figura 8.6. Sección longitudinal para situación actual.....	70
Figura 8.7. Sección longitudinal para solución propuesta.....	71

Índice de Gráficas

Gráfica 5.1. Serie de la precipitación máxima anual en la estación de Manises, Valencia/Aeropuerto.....	22
Gráfica 5.2. Representación de los 5 ajustes obtenidos y de la función de distribución empírica.	27
Gráfica 5.3. Curvas IDF para los distintos periodos de retorno.	48
Gráfica 5.4. Tormenta de diseño para retorno 100 años.....	50
Gráfica 5.5. Hidrogramas en el punto de desagüe para los distintos periodos de retorno.....	52

Índice de Táblas

Tabla 3.1. Riesgos según PATRICOVA.....	13
Tabla 3.2. Clasificación de municipios según el Riesgo Global Integrado	13
Tabla 3.3. Superficie de las zonas de inundación según el nivel de peligrosidad y municipios que las integran.....	14
Tabla 3.4. Riesgo por inundación actual según usos del suelo y niveles de peligrosidad significativo 1 a 6. Clasificación según el nivel de importancia del riesgo.	14
Tabla 3.5. Población municipal afectada según nivel de peligrosidad por inundación y municipio. Clasificación según nivel de importancia de la población total afectada por municipio.....	14
Tabla 3.6. Equipamientos sociales afectados por los niveles de peligrosidad significativos 1 a 6. Clasificación según nivel de importancia del total de los factores sociales afectados por municipio.....	14
Tabla 3.7. Factores sociales de la tabla 3.6	15
Tabla 3.8. Infraestructuras lineales afectadas por los niveles de peligrosidad significativos 1 a 6. Clasificación según nivel de importancia del total de infraestructuras lineales afectadas por municipio.....	15

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Tabla 3.9. Riesgo por inundación potencial según clasificación y calificación del planeamiento municipal y niveles de peligrosidad significativos 1 a 6. Clasificación según nivel de importancia del riesgo.....	15
Tabla 4.1. Cantidad de lluvia recogida por los pluviómetros cercanos al municipio de Aldaia. .	17
Tabla 4.2. Viviendas de Aldaia damnificadas por la riada de 1957.....	18
Tabla 4.3. Daños en las vías de comunicación por la riada de 1957.....	18
Tabla 4.4. Damnificados de L'Horta Sud que recibieron donativos de la caja de ahorros para rehacer sus casas por la riada de 1957.	19
Tabla 4.5. Resumen de pérdidas de la agricultura por la riada de 1957.....	19
Tabla 4.6. Valoración de daños realizada por el ayuntamiento el 22 de octubre de 1957.	20
Tabla 4.7. Daños producidos en la agricultura de L'Horta Sud y Valencia por la riada de 1957.	20
Tabla 4.8. Valoración de daños producidos por la inundación de octubre del 2000.....	21
Tabla 5.1. Valores de precipitación diaria máxima anual en la estación de Manises, Valencia/Aeropuerto.....	23
Tabla 5.2. Parámetros estadísticos básicos de la serie analizada.	23
Tabla 5.3. Parámetros de la distribución Gumbel por momentos.	24
Tabla 5.4. Parámetros de la distribución Gumbel por máxima verosimilitud.	24
Tabla 5.5. Parámetros de la distribución SQRT.	25
Tabla 5.6. Parámetros de la distribución GEV.	25
Tabla 5.7. Parámetros de la distribución TCEV.	26
Tabla 5.8. Precipitación diaria máxima para distintos T.	27
Tabla 5.9. Descriptores morfométricos de tamaño, forma y relieve.....	32
Tabla 5.10. Descriptores morfométricos de la red de drenaje	32
Tabla 5.11. Descriptores morfométricos del desfase.	33
Tabla 5.12. Grupos hidrológicos de suelo a efectos de la determinación del valor inicial del umbral de escorrentía.....	34
Tabla 5.13. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía: valores correspondientes a calibraciones regionales.....	37
Tabla 5.14. Valores iniciales del umbral de escorrentía para la cuenca y cada subcuenca.....	37
Tabla 5.15. Valores del umbral de escorrentía para la cuenca y para cada subcuenca.....	37
Tabla 5.16. Resultado del caudal pico de la cuenca agregada correspondiente a cada periodo de retorno.	41
Tabla 5.17. Tabla resumen de la tormenta de diseño.....	49
Tabla 5.18. Parámetros de producción de escorrentía.....	50
Tabla 5.19. Parámetros de la propagación en cauces.....	50
Tabla 5.20. Resultados de los hidrogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno.	51

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Índice de Anejos

Anejo Nº1: Anejo hidrológico

Anejo Nº2: Anejo hidráulico

Anejo Nº3: Anejo solución propuesta

Anejo Nº4: Anejo análisis tormenta real

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento: “ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA DE INUNDABILIDAD EN EL MUNICIPIO DEL ALDAIA Y PROPUESTA DE SOLUCIONES”, es el correspondiente al Trabajo Final de Grado del alumno Antonio Camp Martínez, estudiante del Grado de Ingeniería de Obras Públicas de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y puertos de la Universidad Politécnica de València.

1.1.Emplazamiento

La zona de estudio se encuentra dentro de la Comunidad Valenciana, al este de la provincia de Valencia, exactamente la cuenca de los barrancos Pozalet y Saleta, vertiente dentro del municipio de Aldaia.



Figura 1.1. Localización de la zona de estudio

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

1.2. Problemática

Consideraremos como **punto crítico**, para el estudio de la inundabilidad en Aldaia, la zona donde la canalización del barranco de la Saleta se ve interrumpida por un túnel, para la continuidad del flujo de agua. Existe un grupo de tres colectores rectangulares que conectan con la canalización aguas abajo del túnel, éstos entran en carga con un caudal reducido y producen el desbordamiento del barranco y con ello la inundación.



Figura 1.2. Localización del punto crítico



Figura 1.3. Grupo de colectores

Las **inundaciones o riadas** de la zona se producen por temporales de lluvias torrenciales, las más importantes se han producido a principios de otoño, en los meses de septiembre, octubre y la primera mitad de noviembre.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.



Figura 1.4 Canalización del barranco de la Saleta

Los temporales de lluvias más importantes de estas épocas suelen asociarse al fenómeno coloquialmente conocido como Gota Fría, cuyo nombre técnico es DANA (Depresión Aislada en Niveles Altos).

Estos episodios de precipitaciones torrenciales se nutren de tres elementos básicos. El primero, y detonante, es el embolsamiento de aire frío. La depresión. El jet, o chorro polar, se meandrizaba, estrangula y acaba formando una bolsa de aire independiente –aislada– que puede contar con temperaturas inferiores a los -20°C .

Este proceso, que se origina a unos 5500 metros de altura, necesita sustento en la baja troposfera para ser efectivo. Éste llega a través del viento de levante, húmedo y potencialmente inestable, y de las altas temperaturas de la superficie del Mediterráneo, que en esas fechas pueden rondar los 25°C . El calor superficial produce corrientes verticales de viento que transportan la masa de aire húmeda hasta las capas altas. Allí el frío se encarga de generar el contraste y, así, los potentes cumulonimbos que descargan las lluvias intensas.

Podemos observar en la figura 1.5 la relación porcentual entre la precipitación máxima diaria y la media en los países mediterráneos, (CEDEX, 2000). La figura... nos dice que la zona de estudio es la que mayor relación porcentual tiene, entre un 51 y un 100%, las lluvias máximas registradas en un día están próximas a la precipitación media anual. Además estas tormentas ocurren con frecuencia en un corto período de tiempo sobre un área muy reducida.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

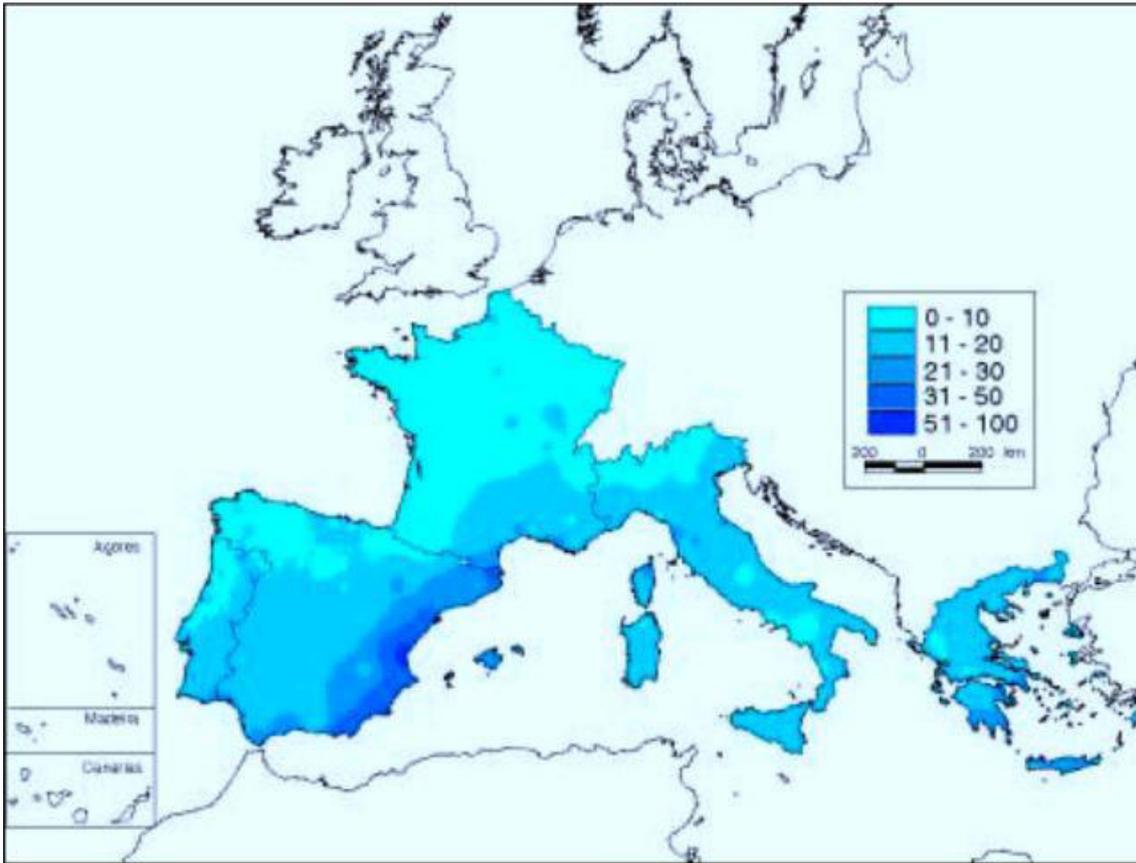


Figura 1.5. Relación porcentual entre la precipitación máxima diaria y la media anual en los países mediterráneos. Elaboración propia a partir de datos de EUROSTAT. Fuente: CEDEX.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

2. OBJETIVOS

El presente estudio, tiene por objeto realizar una representación técnica y fiable del sistema hidrológico-hidráulico para llegar a obtener un conocimiento profundo de la problemática de inundabilidad en el municipio, sus causas, naturaleza, e identificación en términos probabilísticos y de riesgo, para poder proponer soluciones paliativas que permitan en el futuro reducir o eliminar daños producidos por las avenidas del barranco estudiado.

Se pretende analizar, con un alto grado de detalle, la realidad, con los problemas ocurridos históricamente, y con mayor énfasis en los eventos más destacables sucedidos en épocas recientes. Se realizarán los estudios hidrológicos e hidráulicos necesarios para representar correctamente el sistema y cuantificar los caudales máximos previsibles, así como los niveles esperados en distintas secciones del cauce principal para distintos periodos de retorno.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

3. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DE PARTIDA

En primer lugar se ha realizado una búsqueda de estudios realizados en la cuenca hidrográfica de los barrancos Pozalet-Saleta, sin embargo, no se encuentra información relevante en ninguno de los estudios encontrados.

Por otro lado, se ha consultado el Plan de Acción Territorial de carácter sectorial sobre la prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana (PATRICOVA), el cual se encuentra en vigor en todo el ámbito de la Comunidad Valenciana desde su aprobación por acuerdo del Consell de la Generalitat, el 29 de octubre del 2015.

En dicho plan, se diferencia entre riesgo de inundación y peligrosidad de inundación, diferenciándose varios niveles de riesgo.

Niveles de CALADO		Niveles de FRECUENCIA		
		Baja 100 a 500 años	Media 25 a 100 años	Alta < 25 años
Bajo	< 80 cm.	6 (BAJO)	4 (MEDIO)	3 (MEDIO)
Alto	> 80 cm.	5 (BAJO)	2 (ALTO)	1 (ALTO)

Tabla 3.1. Riesgos según PATRICOVA

Municipio	Riesgo por criterios económicos según usos actuales	Riesgo por criterios sociales			Riesgo por criterios medioambientales	Riesgo por criterios económicos según usos potenciales	Riesgo Global	Tendencia
		Población afectada	Equipamientos estratégicos	Infraestructuras lineales				
Algemesí	ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	ALTO	NIVEL IV	+
Almoradí	MUY ALTO	MUY ALTO	ALTO	MUY ALTO	ALTO	MUY ALTO	NIVEL IV	+
Alzira	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	NIVEL IV	+
Carcaixent	ALTO	ALTO	ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	ALTO	NIVEL IV	+
Castellón de la Plana/Castelló de la Plana	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	MEDIO	MUY ALTO	MUY ALTO	NIVEL IV	+
Catarroja	MEDIO	MUY ALTO	ALTO	ALTO	ALTO	MEDIO	NIVEL IV	+
Orihuela	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	MEDIO	MUY ALTO	MUY ALTO	NIVEL IV	+
Alaquàs	MUY ALTO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Albalat de la Ribera	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	BAJO	MEDIO	NIVEL III	+
Aldaia	ALTO	ALTO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	ALTO	NIVEL III	+
Alfara del Patriarca	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	BAJO	MEDIO	NIVEL III	+
Alicante/Alacant	ALTO	MUY ALTO	MEDIO	BAJO	MEDIO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Callosa de Segura	MUY ALTO	ALTO	MEDIO	ALTO	BAJO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Catral	MUY ALTO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	MEDIO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Cullera	ALTO	MEDIO	BAJO	MUY ALTO	ALTO	MEDIO	NIVEL III	-
Daya Nueva	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	SIN RIESGO	MEDIO	NIVEL III	+
Dénia	MUY ALTO	MUY ALTO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Dolores	MUY ALTO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	BAJO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Formentera del Segura	ALTO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	BAJO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Gandía	ALTO	MUY ALTO	MEDIO	BAJO	MEDIO	ALTO	NIVEL III	+
Massanassa	BAJO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	MEDIO	BAJO	NIVEL III	+
Oliva	MUY ALTO	MEDIO	BAJO	ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO	NIVEL III	+
Pollinyà de Xúquer	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	BAJO	MEDIO	NIVEL III	+
Rafal	ALTO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	SIN RIESGO	ALTO	NIVEL III	+
Rojales	ALTO	MEDIO	MEDIO	ALTO	BAJO	MEDIO	NIVEL III	-
San Fulgencio	ALTO	MEDIO	MEDIO	MUY ALTO	BAJO	ALTO	NIVEL III	+
Valencia	MUY ALTO	MEDIO	MEDIO	BAJO	MUY ALTO	MUY ALTO	NIVEL III	+

Tabla 3.2. Clasificación de municipios según el Riesgo Global Integrado

El municipio de Aldaia, como podemos ver en la tabla 3.2, presenta un riesgo global Nivel III.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

A continuación, en las siguientes tablas, vemos un resumen de los puntos más importantes de

Zonas de Inundación: Código, Nombre y Municipios	Superficies por Nivel de Peligrosidad (ha)						
	1	2	3	4	5	6	TOTAL
VC19							
Barranco de la Saleta (o Pozalet)	58,58		732,72	20,64			811,94
Alaquàs			45,52				45,52
Aldaia	11,14		219,08				230,22
Loriguilla				9,68			9,68
Picanya			4,47				4,47
Quart de Poblet	34,93		134,76				169,70
Riba-roja de Túria	12,50		64,05	10,96			87,51
Valencia			143,24				143,24
Xirivella			121,60				121,60

Tabla 3.3. Superficie de las zonas de inundación según el nivel de peligrosidad y municipios que las integran

Municipio	Superficie inundable vulnerable (ha)	Riesgo (ud. de daño)	Nivel de importancia	Densidad de riesgo (ud. de daño/ha)	Nivel de importancia	Nivel de importancia máximo
Aldaia	257.69	564567.62	2	2191.17	2	2

Tabla 3.4. Riesgo por inundación actual según usos del suelo y niveles de peligrosidad significativo 1 a 6. Clasificación según el nivel de importancia del riesgo.

Municipio	Población municipal afectada según nivel de peligrosidad por inundación						Población total afectada	Nivel de importancia
	1	2	3	4	5	6		
Aldaia	0		13089				13089	2

Tabla 3.5. Población municipal afectada según nivel de peligrosidad por inundación y municipio. Clasificación según nivel de importancia de la población total afectada por municipio.

Municipio	Factores sociales									Total factores sociales	Nivel de importancia
	FS1	FS2	FS3	FS4	FS5	FS6	FS7	FS8	FS9		
Aldaia	1	5				1				7	3

Tabla 3.6. Equipamientos sociales afectados por los niveles de peligrosidad significativos 1 a 6. Clasificación según nivel de importancia del total de los factores sociales afectados por municipio.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

LEYENDA	
FS1	= Centrales eléctricas
FS2	= Centros de la tercera edad
FS3	= Centros educativos
FS4	= Centros gubernamentales
FS5	= Dependencias policiales
FS6	= Equipamientos sanitarios
FS7	= Parques de bomberos
FS8	= Residencias juveniles
FS9	= Subestaciones eléctricas

Tabla 3.7. Factores sociales de la tabla 3.6

Municipio	Infraestructuras lineales (Kms)								Total de Km afectados	Total de Km en el municipio	Porcentaje de Km afectados en el municipio (%)	Nivel de importancia
	Carreteras		Ferrocarril-AVE		Ferrocarril-Renfe		Lineas electricas					
	Afectados	Totales en el municipio	Afectados	Totales en el municipio	Afectados	Totales en el municipio	Afectados	Totales en el municipio				
Aldaia	5.75	24.47			2.9	8.32	1.69	7.43	10.33	40.23	25.68	3

Tabla 3.8. Infraestructuras lineales afectadas por los niveles de peligrosidad significativos 1 a 6. Clasificación según nivel de importancia del total de infraestructuras lineales afectadas por municipio.

Municipio	Superficie potencial inundable	Riesgo potencial (ud. de daño)	Nivel de importancia	Densidad de riesgo potencial (ud. de daño/ha)	Nivel de importancia	Nivel de importancia
Aldaia	305.24	1300475.25	2	4260.54	2	2

Tabla 3.9. Riesgo por inundación potencial según clasificación y calificación del planeamiento municipal y niveles de peligrosidad significativos 1 a 6. Clasificación según nivel de importancia del riesgo.

El barranco del Pozalet-Saleta está dentro de las actuaciones estructurales del Patricova dentro del grupo de la provincia de Valencia, de carácter costero con el código EVC19+. También tiene un hueco dentro de las actuaciones de restauración hidrológico-forestal del plan, también dentro de la provincia de Valencia, de carácter costero y con el código VC19.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

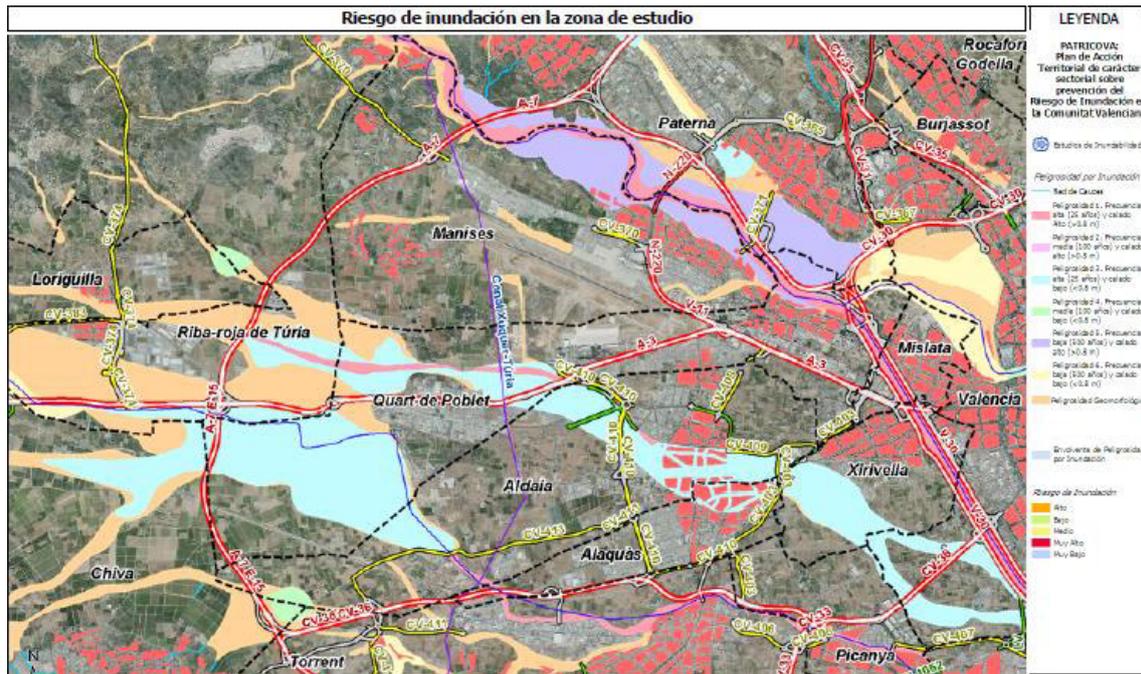


Figura 3.1. Riesgo de inundación de la zona de estudio. Fuente del visor web del PATRICOVA.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

4. EVENTOS DE INUNDACIONES ANTERIORES

Se tiene constancia de inundaciones en Aldaia desde el siglo XVII, concretamente en el año 1651. En el siglo XVIII también se tiene constancia de tres inundaciones pero las más importantes han sido las del siglo XX: la del año 1957, la más devastadora, y la del 2000 que fue la última gran inundación que se recuerda.

4.1. Riada de 1957

En octubre de 1957 se produjo la riada más devastadora que se recuerda en la provincia de Valencia, la gran riada de Valencia, que también afectó a Aldaia.

Entre los días 11 y 15 de ese mes, según fuentes oficiales, se anotaron la cantidad de lluvia en puntos cercanos a Aldaia que observamos en la siguiente tabla, en el mapa apreciamos el acumulado de lluvia y las zonas más afectadas.

Localidad	l/m2
Lliria	457
Benaguacil	312
Bugarra	295
Manises	241.3
Siete Aguas	221.5
Aldaia	207
Alaquas	203.5
Valencia	195.1

Tabla 4.1. Cantidad de lluvia recogida por los pluviómetros cercanos al municipio de Aldaia.

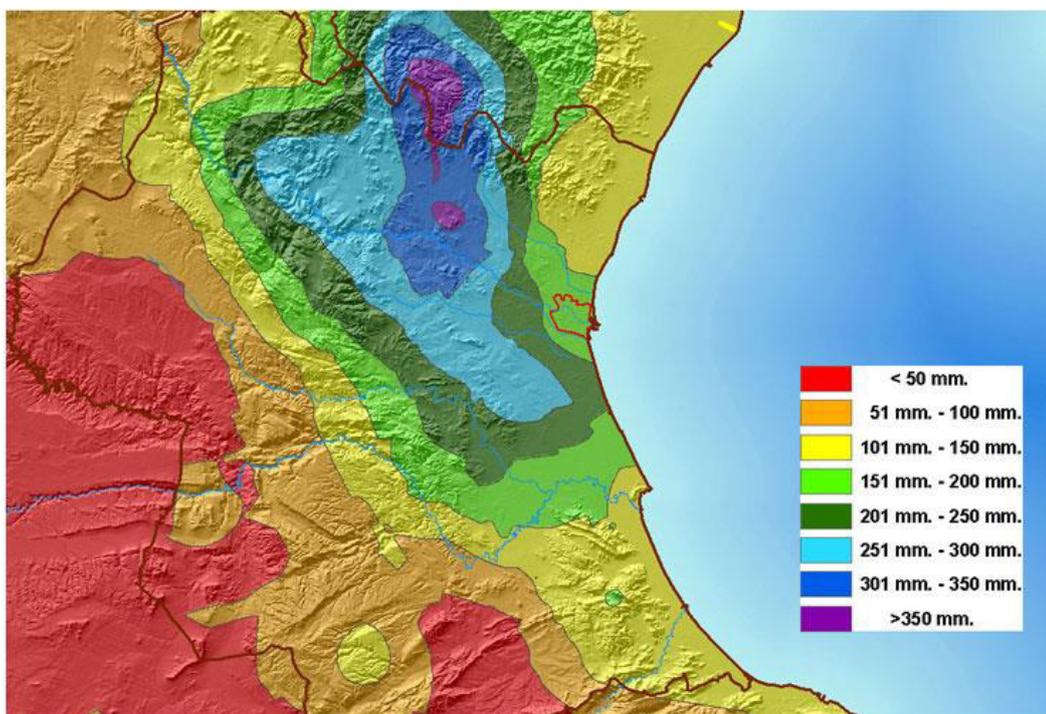


Figura 4.1. Acumulado de lluvia y las zonas más afectadas

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

En las siguientes tablas vemos los daños económicos más importantes en Aldaia después de la avenida.

Viviendas de Aldaia damnificadas por la riada de 1957				
Calle	Total	Destruídas	En estado de ruinas o dañadas no habitables	Dañadas pero habitables
Iglesia	21	1	2	18
Mare de Déu del Remei	23			23
Sant Francesc	12	1	2	9
Vázquez Mella	8			8
Bon Jesús	2			2
Colón	1			1
Calvo Sotelo	3			3
Mestre Giner	3			3
José Antonio	1			1
Reis Catòlics	3			3
Sant Antoni	1			1
Sant Rafael	6		1	5
Santa Bàrbara	4			4
Santa Rita	1			1
Sant Vicent	2			2
Plaça del Cabdill	1			1
Sant Josep	1			1
Barri de la Brillantina	46		2	44
Barranquet	7	3	1	3
Barri de la Victoria	10		2	8
Total	156	5	10	141

Tabla 4.2. Viviendas de Aldaia damnificadas por la riada de 1957.

Daños en vías de comunicación					
Tipo de vía	Longitud	Superficie	Organismo responsable de la reparación	Valor del daño (pesetas)	Material de cimiento necesario para la reconstrucción
Carretera provincial	35 m	6 m	Diputación	40.000	5,000 kg
Caminos rurales	10 km	3.5 m	Ayuntamiento y Hermandad	200.000	2,000 kg
Puente del Barranc dels Caballs	100 m	6 m	Diputación	3.000.000	20 tm
Total valor daños 3,240,000 Pta					

Tabla 4.3. Daños en las vías de comunicación por la riada de 1957.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Damnificados de L'Horta Sud que recibieron donativos de la caja da ahorros para rehacer sus casas		
Municipio	Familias afectadas	Valor beneficiencia
Alaquàs	108	290.000
Albal	152	1.116.200
Alcàsser	1	8.000
Aldaia	311	2.107.875
Alfafar	7	42.000
Benetúser	1	4.000
Beniparrell	243	435.195
Catarroja	418	1.675.860
Manises	17	48.800
Massanasa	163	415.760
Mislata	61	188.000
Paiporta	5	31.195
Picanya	18	130.300
Picassent	50	53.270
Quart de Poblet	41	112.655
Silla	11	28.450
Torrent	53	160.700
Xirivella	1	12.000

Tabla 4.4. Damnificados de L'Horta Sud que recibieron donativos de la caja de ahorros para rehacer sus casas por la riada de 1957.

Resumen de pérdidas de la agricultura por la riada de 1957	
Clase de daños	Valoración
Cosechas perdidas depositadas en graneros almacenes y establos (1.249.000 kg de cebollas, trigo, maíz, aceite, avena, tabaco)	2,000,500 pta
Dos pozos de riego	300,000 pta
Animales de venta y de trabajo (2000 aves de corral, 50 cerdos y una vaca)	415,000 pta
Cosechas perdidas en los campos (excluyendo árboles)	3,000,000 pta
Árboles (algarrobos, olivos y frutales) (daños en la tierra + cosechas perdidas)	444,000 pta
Terrenos agrícolas (campos erosionados o) 1500 hanegadas de huerta y 500 de secano (daños en los campos + valor de la producción anual)	6,689,500 pta
Total	12,849,000 pta

Tabla 4.5. Resumen de pérdidas de la agricultura por la riada de 1957.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Valoración de daños realizada por el ayuntamiento 22 de octubre de 1957	
Industria y comercio	33,000,000 Pta
Inmuebles y enseres	42,000,000 Pta
Total	75,000,000 Pta

Tabla 4.6. Valoración de daños realizada por el ayuntamiento el 22 de octubre de 1957.

Daños producidos en la agricultura de L'Horta Sud y Valencia				
Ribera del rio Túria				
Municipio	Tierras totalmente perdidas (hanegadas)		Fincas arenadas (hanegadas)	
	Secano	Regadio	Secano	Regadio
Quart de Poblet		65	500	1200
Manises		270		400
Mislata		50		100
València		300		5000
Ribera de la rambla del Poyo (barrancos de Torrente, Gallego, Pozalet y Saleta) y Barrancos de Picassent				
Municipio	Tierras totalmente perdidas (hanegadas)		Fincas arenadas (hanegadas)	
	Secano	Regadio	Secano	Regadio
Alaquàs				40
Alcàsser		65		830
Aldaia	50			1500
Catarroja				1300
Xirivella			10	150
Massanasa				540
Paiporta		10		700
Picassent		30		1000
Torrent	500	25		530

Tabla 4.7. Daños producidos en la agricultura de L'Horta Sud y Valencia por la riada de 1957.

4.2. Riada del 2000

La gota fría que descargó los días 23 y 24 de octubre del año 2000 afectó gravemente a 51 municipios de la Comunidad Valenciana, 10 de los cuales pidieron al gobierno la declaración de zona catastrófica. Aldaia fue uno de los pueblos que más daños sufrieron, con el 60% de su término municipal inundado.

En la siguiente tabla observamos una valoración de los daños producidos por la avenida.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Valoración de daños producidos por la inundación de octubre del 2000	
85 viviendas	25,000,000 Pta
30 talleres	45,000,000 Pta
24 almacenes	37,000,000 Pta
50 garajes y trasteros	20,000,000 Pta
85 comercios	127,000,000 Pta
20 vehículos	20,000,000 Pta
Total	260,000,000 Pta

Tabla 4.8. Valoración de daños producidos por la inundación de octubre del 2000.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

5. ESTUDIO HIDROLÓGICO

5.1. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA ANUAL

En este apartado se lleva a cabo el análisis de frecuencia de las precipitaciones diarias máximas anuales con el fin de obtener los mejores estimadores de los cuantiles correspondientes a distintos períodos de retorno. Éstos serán utilizados para la construcción de las tormentas de proyecto; input del modelo de transformación lluvia escorrentía.

Para abordar el estudio, se han utilizado series diarias de acumulados de precipitación de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), que constituyen la fuente de información histórica más representativa y completa para establecer relaciones entre cantidades de precipitación máximas estimadas y períodos de recurrencia. Como es práctica habitual, se ha procedido al análisis estadístico de los valores máximos anuales de precipitación diaria registrados en aquellas estaciones pluviométricas ubicadas en la zona de estudio o próximas a ella, con preferencia hacia aquellas con registros más largos y fiables.

En nuestro caso, y siguiendo los criterios de selección expuestos, la estación de la AEMET elegida ha sido Valencia/Aeropuerto (8414) con una cota de 56m, una latitud de 39°29'06" (N) y con longitud de 00°28'29" (W). La serie de máximos pluviométricos diarios se recoge en la siguiente tabla 5.1. Podemos ver también la representación gráfica de la serie de máximos anuales en la gráfica 5.1. En los años 50, 56, 57, 71, 89, 2000 y 2012 observamos gran diferencia entre máximos anuales, esto se debe a fenómenos de precipitaciones locales.



Gráfica 5.1. Serie de la precipitación máxima anual en la estación de Manises, Valencia/Aeropuerto.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Estación pluviométrica de Manises "Valencia/Aeropuerto"			
Año	mm/día	Año	mm/día
1944	39.8	1980	84.7
1945	28.3	1981	28.1
1946	23.6	1982	82.0
1947	44.6	1983	51.3
1948	52.0	1984	45.5
1949	36.0	1985	47.0
1950	177.0	1986	119.9
1951	45.0	1987	71.6
1952	43.0	1988	69.2
1953	40.1	1989	175.9
1954	36.0	1990	123.0
1955	78.3	1991	90.9
1956	209.0	1992	55.5
1957	177.3	1993	49.8
1958	92.0	1994	46.6
1959	55.8	1995	81.7
1960	55.4	1996	48.6
1961	71.4	1997	29.4
1962	79.7	1998	70.0
1963	105.6	1999	37.4
1964	59.1	2000	153.3
1965	63.0	2001	97.2
1966	105.8	2002	58.9
1967	33.1	2003	40.4
1968	72.0	2004	61.1
1969	121.3	2005	43.1
1970	31.6	2006	77.8
1971	186.9	2007	94.2
1972	37.4	2008	70.0
1973	76.8	2009	85.4
1974	77.6	2010	35.5
1975	77.2	2011	47.3
1976	31.7	2012	188.9
1977	66.6	2013	43.9
1978	20.7	2014	43.1
1979	33.7	2015	55.4

Tabla 5.1. Valores de precipitación diaria máxima anual en la estación de Manises, Valencia/Aeropuerto.

En la tabla 5.2 se muestra los parámetros estadísticos básicos de la serie analizada.

Estadístico	Valor
Longitud	72
media	72,05486111
desviación	43,52841646
coef. asim.	1,547079742
coef. variac.	0,604101039

Tabla 5.2. Parámetros estadísticos básicos de la serie analizada.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Para la realización del análisis estadístico ajustaremos una serie de modelos estadísticos, con la ayuda del programa ANALEST, una hoja de cálculo propia implementada con la formulación de los modelos estadísticos pertinentes, con el fin de seleccionar uno de ellos como representativo de la estación. También se ha utilizado el fichero rossi5.exe, fichero ejecutable de tipo MS-DOS descargado desde la web del IIAMA y aportado por el profesor Francés García, Félix Ramón.

5.1.1. Fundamentos teóricos y resultados obtenidos de los modelos estadísticos empleados.

Los modelos estadísticos, con sus fundamentos teóricos, empleados en el presente estudio son los siguientes:

- Función de distribución teórica Gumbel por momentos (Gumb MOM)
Introducida por Gumbel (1942), es la función de distribución de extremos de uso más extendido en estudios hidrológicos. Su expresión viene dada por la siguiente fórmula:

$$F_x(x) = \exp[-\lambda * \exp(-\theta * x)]$$

Donde x es el valor de la variable aleatoria, F(x) es la probabilidad de no excedencia del valor x un año cualquiera, y λ y θ son parámetros de la distribución. Concretamente el parámetro λ está relacionado con la varianza de la población, y puede ser considerado como un parámetro de dispersión, mientras que θ , con las mismas unidades que x, es un parámetro de localización.

- Gumbel por momentos (Gumb MOM): gracias a la ayuda de ANALEST tenemos la función ya ajustada, ya que nos facilita los parámetros de los que depende esta función, así que solo tenemos que actualizarla a nuestra serie de datos.

λ	4,69205999
θ	0,02946466

Tabla 5.3. Parámetros de la distribución Gumbel por momentos.

- Gumbel por máxima verosimilitud (Gumb ML): en este caso ANALEST no nos proporciona los parámetros de los que depende la función, debemos obtenerlos del fichero rossi5.exe. Una vez obtenidos λ y θ actualizamos la función a nuestra serie de datos.

λ	7,06987
θ	0,0361718

Tabla 5.4. Parámetros de la distribución Gumbel por máxima verosimilitud.

- Función de distribución teórica SQRT-ETmax
Esta función de distribución de máximos (Square-Root Exponential Type Distribution of the Maximum) tiene, al igual que la distribución Gumbel, dos parámetros, y fue introducida por Etoh, Murota y Nakanishi (1987). Su expresión analítica es la siguiente:

$$F(x) = \exp[k(1 + \sqrt{ax}) \exp(\sqrt{ax})]$$

Donde nuevamente x representa el valor de la variable aleatoria y F(x) es la probabilidad de que no se supere el valor x en un año, mientras que k y α son los parámetros de la distribución. El cuantil asociado a un periodo de retorno dado se obtiene, invirtiendo la función F(x) y sustituyendo F por 1-1/T.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

- SQRT-ETmax por momentos (SQRT MOM): al igual que con la Gumb MOM tenemos la función ya ajustada, lo único que debemos hacer es actualizar nuestra serie de datos.

k	19,5411872
α	0,43266873

Tabla 5.5. Parámetros de la distribución SQRT.

- Función de distribución teórica GEV

La función de distribución GEV fue desarrollada por Jenkinson (1955,1969). Su teoría y condiciones de aplicabilidad en el análisis de máximas precipitaciones fueron objeto de una completa revisión con motivo de la elaboración del Flood Studies Report.

Esta función de distribución de máximos tiene tres parámetros, dotándola de una mayor capacidad para la reproducción de casuísticas con presencia de “outliers” asociados a episodios de carácter extraordinario, y por lo tanto de sesgos mucho mayores en la distribución muestral; para tales casos, la distribución GEV se presenta como una posible candidata para una correcta caracterización estadística. La expresión analítica de la función de distribución GEV es la siguiente:

$$F_x(x) = \exp\left[-\left(1 - \beta * \frac{x - x_0}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\beta}}\right]$$

Donde x vuelve a representar el valor de la variable aleatoria, y F(x) es la probabilidad de que no se supere el valor x en un año. B, x₀ y α son parámetros de la distribución. El parámetro de forma de la distribución es β, y para β=0, la función GEV degenera en la Gumbel (o también denominada distribución EV1). Para β<0, la función sólo está definida para x>x₀+α/β, mientras que para β>0 (caso menos frecuente), la función se define para valores de x<x₀+α/β.

- General Extreme Value por momentos (GEV MOM): esta función depende de tres parámetros (β, α y x₀), que en este caso no nos proporciona ANALEST. Sin embargo nos ofrece el coeficiente de asimetría, a partir del cual podemos obtener β. Una vez conseguido esto (con la ayuda de las herramientas de EXCEL) ANALEST automáticamente nos proporciona los parámetros que nos faltan.

Ahora estamos en disposición de actualizar la función a nuestra serie de datos.

x₀	52,1488667
α	31,5854621
β	-0,05106548

Tabla 5.6. Parámetros de la distribución GEV.

- Función de distribución teórica TCEV

Esta función tiene su origen en el reconocimiento de la existencia de variables aleatorias de interés ingenieril que surgen de efectos combinados de más de un proceso o variable física. Por ejemplo, modelación de puntas de velocidad de viento, distinguiéndose entre los máximos ordinarios y los producidos por el paso de un tornado. Rossi, Fiorentino y Versace (1984) la emplearon por primera vez en el contexto de aplicaciones en Hidrología de extremos, concretamente para la estimación de caudales máximos.

La distribución tiene cuatro parámetros, λ₁ λ₂, θ₁ y θ₂, y la expresión de esta función de probabilidad acumulada es la que se muestra a continuación:

$$F_x(x) = \exp[-\lambda_1 * \exp(-\theta_1 * x) - \lambda_2 * \exp(-\theta_2 * x)]$$

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Donde x es el valor de la variable aleatoria, $F(x)$ la probabilidad de no excedencia, y λ_1 , λ_2 , θ_1 y θ_2 son los parámetros de la función de distribución de probabilidad. La función no tiene inversa explícita, por lo que, una vez estimados los parámetros, el valor x asociado a un período de retorno debe ser obtenido por inversión numérica de la función, sustituyendo, como es habitual, F por $1-1/T$.

- Two Component Extreme Value por máxima verosimilitud (TCEV ML): esta función de distribución depende de 4 parámetros (λ_1 , λ_2 , θ_1 y θ_2), los cuales tenemos que obtener del fichero rossi5.exe ya que ANALEST no nos los proporciona. Una vez obtenidos ya podemos actualizar la función a nuestra serie de datos.

λ_1	9,68999
θ_1	0,0474405
λ_2	1,02236
θ_2	0,0218974

Tabla 5.7. Parámetros de la distribución TCEV.

5.1.2. Comparación de resultados y elección del mejor modelo

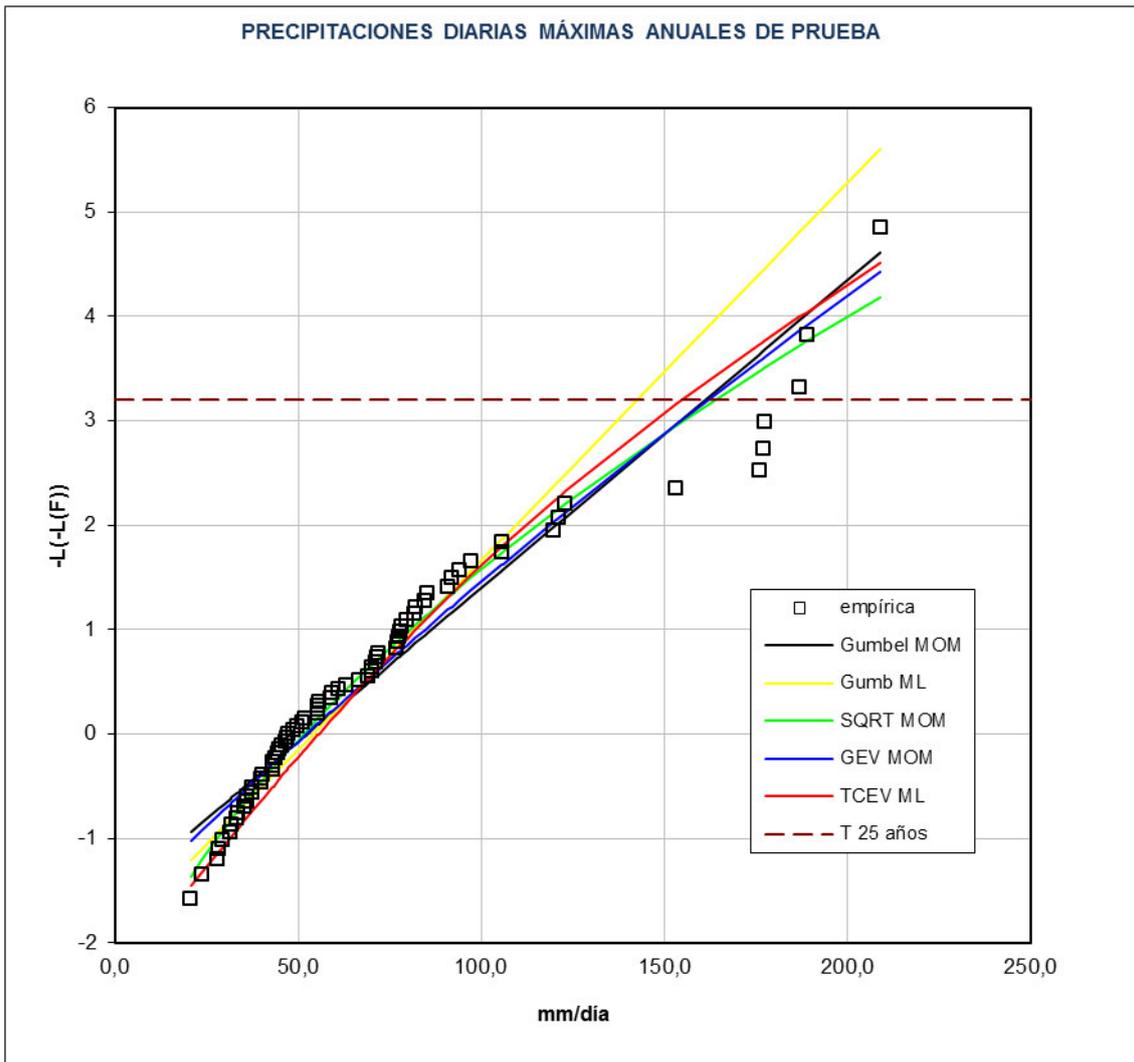
Para seleccionar el mejor modelo se ha evaluado la capacidad descriptiva global de los mismos mediante la bondad de ajuste gráficos, esto es, por comparación con la función de distribución empírica aplicada a los datos observados, estimada mediante la expresión de Cunnane (1978) con un valor de 0.44 para el coeficiente poblacional (valor recomendado por Cunnane para el caso en que se desconoce, a priori, la población de la variable analizada).

Para elegir la mejor distribución estadística, se ha recurrido al análisis por mínimos cuadrados y a la visualización de las curvas obtenidas y su aproximación a los datos obtenidos con la expresión de Cunnane.

Como podemos ver en la gráfica 5.2, las funciones que mejor se adaptan a la expresión de Cunnane son la SQRT MOM y la TCEV. En la parte de cabecera son las únicas que se ajustan a la distribución empírica junto a la Gumbel ML, que se descarta en los siguientes tramos de la distribución. En la parte central y en la zona de cola son las dos funciones que mejor encajan con la distribución empírica vuelven a ser la SQRT MOM y la TCEV.

Siendo SQRT MOM y TCEV las funciones que mejor se ajustan a la expresión de Cunnane por el Principio de Parsimonia estadística podemos decidirnos por la función SQRT MOM como la función de distribución que más se ajusta por su menor número de parámetros y su consiguiente mayor robustez.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.



Gráfica 5.2. Representación de los 5 ajustes obtenidos y de la función de distribución empírica.

Tiempo de retorno (T)	Cuantiles de Pd máxima anual (mm)
2	61
5	97
10	125
25	164
50	195
100	230
200	266
500	318

Tabla 5.8. Precipitación diaria máxima para distintos T.

5.2. CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA HIDROLÓGICO

La identificación del sistema hidrológico no se ha podido llevar a cabo mediante el uso de herramientas SIG y se ha optado por realizarla de manera manual por los siguientes motivos:

- Tamaño de la cuenca reducido
- Orografía de la zona. Gran porcentaje de la cuenca se sitúa en una zona plana y las líneas de flujo son cuasi paralelas.
- Zona muy antrópica. Un alto porcentaje de la cuenca se encuentra en zona urbana.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Los resultados obtenidos por el método automático podrían llevarnos a soluciones erróneas, y por lo tanto distintas a la realidad.

La caracterización hidrológica, al tratarse de una cuenca de tamaño reducido, con zonas altamente diferenciadas y conocimiento de la zona, también ha sido realizada manualmente para llegar a obtener unos resultados lo más reales posibles.

El proceso de la identificación del sistema hidrológico, previo a la caracterización, es la fase más importante del proceso, pues condiciona la calidad del resto de capas de información y, por consiguiente, la fiabilidad de los parámetros que caracterizan el sistema, por lo que primeramente se debe realizar un estudio y análisis de la cuenca para realizar una identificación del sistema hidrológico correcta.

5.2.1. Identificación del sistema hidrológico

El objetivo de este apartado ha sido realizar una identificación del sistema hidrológico correcta para poder obtener los parámetros característicos del sistema con la mayor fiabilidad posible.

Para la realización de la identificación se ha utilizado el Autocad Civil 3D 2016 como soporte gráfico junto a la cartografía base a escala 1:10.000 del Instituto Cartográfico Valenciano (en adelante ICV) en formato dwg, con recubrimiento suficiente respecto de la supuesta divisoria de aguas de la cuenca. En concreto 24 ficheros correspondientes a las hojas: 695(1-3), 695(2-3), 695(1-4), 695(2-4), 695(3-3), 695(4-3), 695(3-4), 695(4-4), 696(1-3), 696(2-3), 696(1-4), 696(2-4), 721(1-1), 721(2-1), 721(1-2), 721(2-2), 721(3-1), 721(4-1), 721(3-2), 721(4-2), 722(1-1), 722(2-1), 722 (1-2) y 722 (2-2).

El procedimiento seguido para la obtención de un sistema hidrológicamente correcto ha sido el siguiente:

- 1º. El primer paso es la determinación del punto de desagüe, pues a definición de cuenca, exige la existencia de un único punto de la superficie terrestre que de salida a las aguas recogidas en ella. Siguiendo esta definición, en nuestro caso, dicho punto lo fijamos en nuestro punto crítico con las siguientes coordenadas X=718391,878; Y=4371242,479 UTM según el Huso 30 (ETRS89).
- 2º. El siguiente paso ha sido determinar flujos de agua de corta distancia con el fin de conocer los puntos que drenan a nuestra cuenca y acaban en el punto de desagüe y los puntos que drenan a las cuencas vecinas. Este paso se realiza con ayuda de la cartografía del ICV y sus curvas de nivel cada 10 metros. El flujo del agua irá de cotas altas a bajas, siempre por la línea de máxima pendiente, siguiendo las crenulidades . Este paso se realiza desde el punto de desagüe punto a punto hacia aguas arriba.
- 3º. Siguiendo con la identificación del sistema hidrológico, el siguiente paso es determinar los límites de la cuenca con el fin de fijar la parte del territorio en donde los fenómenos hidrológicos nos afectan, discriminando los ocurridos en el exterior. El objetivo de este paso es obtener la divisoria de aguas y se realiza análogamente con el punto anterior. Iremos marcando una línea entre los puntos que drenan a nuestro punto de desagüe y los que lo hacen a las cuencas vecinas, en este caso iremos en busca de los puntos de mayor cota y los cambios de pendiente. Después de estos dos pasos habremos determinado la red de drenaje completa de la cuenca.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

- 4º. Por último, se realiza una corrección de la divisoria de aguas, superponiendo una ortofoto de la zona sobre la cartografía y realizar un análisis a fondo en las zonas antropizadas y con ello ajustar al máximo el polígono de la cuenca creado a la realidad.

5.2.2. Esquema hidrológico adoptado

A partir de la cartografía, aportada por el ICV, y el análisis para la obtención de un sistema hidrológicamente correcto, se ha identificado la cuenca del barranco Pozalet-Saleta vertiente a su paso por Aldaia.

En la figura 5.1 se puede observar la cuenca estudiada dividida en subcuencas, que más adelante se explicará detenidamente, con su red de drenaje simplificada. Las principales características de la cuenca son las que siguen:

- Superficie: 49,6 km²
- Perímetro: 51,24 Km
- Longitud del cauce principal: 19.707 Km

Comprobamos ahora que los factores de forma más comúnmente empleados en hidrología ratifican esta forma alargada de la cuenca que muestra la figura 5.1:

- Coeficiente de compacidad (GRAVELIUS): $K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$. Es la relación entre el perímetro real y el perímetro del círculo de igual área. Toma valores próximos a 1 para cuencas redondeadas, pudiendo alcanzar valores próximos a 3 para cuencas muy alargadas. $K_c = 2.037$.
- Factor de forma (HORTON): $R_f = \frac{A}{L_m^2}$. Es la relación entre el área real y el área del cuadrado de lado L_m . Toma valores máximos en el entorno a 0,8 para cuencas muy redondeadas, aproximándose a 0 para cuencas muy alargadas. $R_f=0.128$.



Figura 5.1. Cuenca vertiente al punto de estudio.

Aunque el tamaño de la cuenca nos permita un modelo lluvia-escorrentía agregado, la forma alargada de la cuenca y sus tres zonas claramente bien diferenciadas (zona rural con cauce natural, zona rural con pendiente reducida formando zonas de endorreísmo y zona urbana con el cauce canalizado) hace más recomendable la modelación pseudo-distribuida, con la que se puede reproducir más fielmente la respuesta hidrológica esperable en el sistema.

El esquema pseudo-distribuido adoptado se compone de 3 subcuencas:

- Cuenca alta: cuenca de cabecera del sistema, situada su cabecera al norte del municipio de Cheste y su desagüe aguas abajo del municipio de Loriguilla. Es una zona mayoritariamente rural y se puede observar el cauce natural de la cuenca.
- Cuenca media: cuenca intermedia del sistema, situada su cabecera aguas debajo del municipio de Loriguilla y su desagüe a la altura del aeropuerto de Manises. La subcuenca pasa por el polígono industrial del Oliveral, aunque tiene mucha superficie rural. El cauce desaparece en esta zona y al tener un desnivel reducido se forman planos de inundación.
- Cuenca baja: cuenca de desagüe del sistema, situada su cabecera a la altura del aeropuerto y su desagüe en el punto de desagüe del sistema, ya dentro del municipio de Aldaia. Zona mayoritariamente industrial y urbana. El cauce natural vuelve a ser visible y cuando entra al municipio de Aldaia está canalizado.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

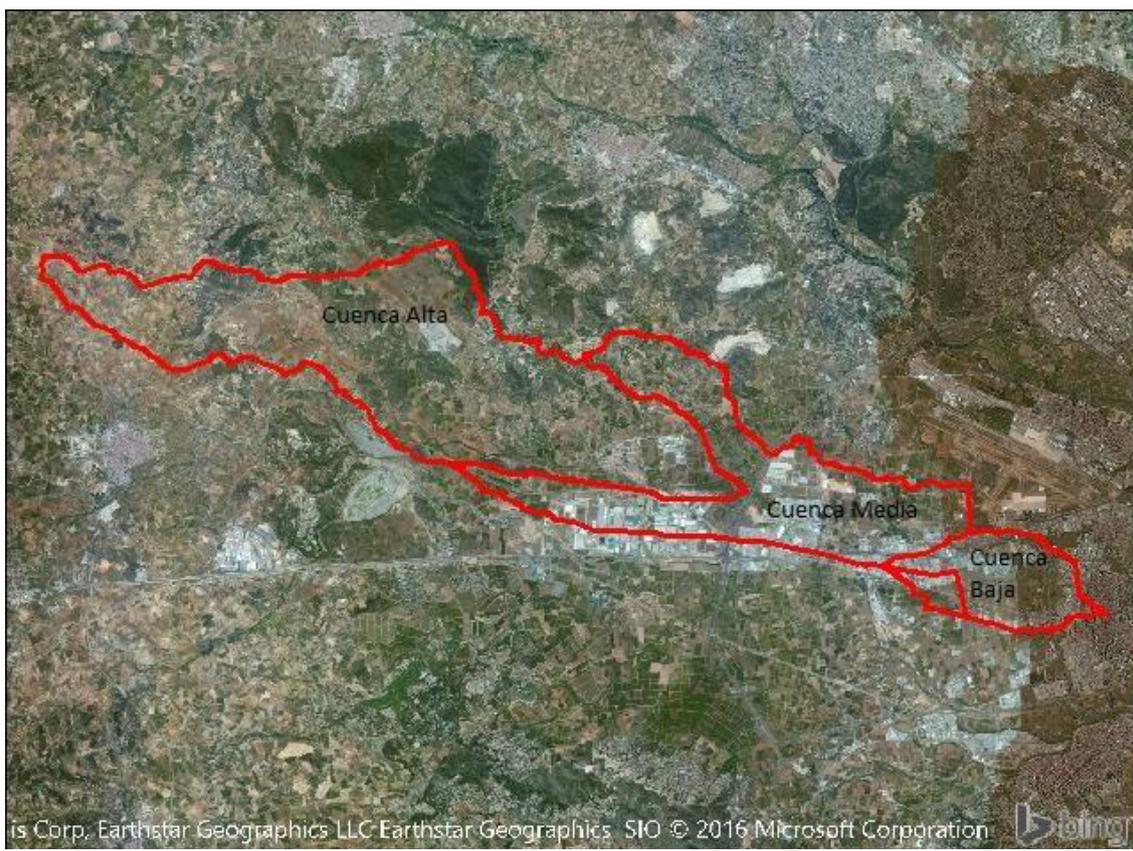


Figura 5.2. Esquema de pseudo-distribuido empleado.

5.2.3. Características hidromorfométricas básicas

Las características hidromorfométricas de una cuenca tienen una influencia decisiva en la magnitud de los fenómenos hidrológicos que en ella se producen y, especialmente, en los mecanismos de propagación de la escorrentía superficial. Además, buena parte de ellas intervienen en las formulaciones de los diferentes modelos hidrológicos de simulación.

No se va a realizar una revisión de las principales características hidromorfométricas porque sería demasiado prolongado, lo que sí que vamos a hacer es un resumen de los parámetros más importantes que nos han servido para caracterizar el sistema hidrológico objeto de este estudio.

- a) **Descriptor morfológico de tamaño, forma y relieve:** superficie, perímetro y coeficiente de compacidad.

La superficie es el parámetro de escala por excelencia, pues determina el orden de magnitud del volumen de precipitación, el caudal de crecida, etc

El perímetro es la longitud del límite exterior de la cuenca; de la relación entre su magnitud y la superficie depende la forma de la cuenca. Éste es un factor de gran importancia; no solo basta con el conocimiento de la superficie, pues dos cuencas de igual área y con perímetros distintos, obviando otros factores, no se comportan igual.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

La forma de la cuenca afecta directamente a su respuesta frente a un aguacero (es decir, a la forma del hidrograma resultante); en general, la respuesta de una cuenca alargada es más lenta y está más laminada que la de una cuenca redondeada.

Para determinar la forma de la cuenca se utilizan diferentes índices: coeficiente de compacidad (K_c) y coeficiente de forma (K_f), ya explicados y obtenidos en el apartado anterior. Recordamos sus valores en la tabla 5.9.

Propiedades		
Area	49.609	Km
Perímetro	51.238	Km2
Long cauce principal	19.707	Km
Coeficientes		
Compacidad		2.037
Forma		0.128

Tabla 5.9. Descriptores morfométricos de tamaño, forma y relieve.

En cuanto al relieve de la cuenca, resulta evidente su influencia puesto que, cuanto mayores sean las pendientes del terreno, habrá menor capacidad de infiltración y mayores velocidades en las corrientes de agua.

- b) **Descriptores morfométricos de la red de drenaje:** longitud del recorrido principal, constante de estabilidad.

La caracterización de la red de drenaje pasa necesariamente por la previa identificación de la misma, lo cual, desafortunadamente, no resulta tan obvio como, a priori, cabría esperar, pues no es fácil definir la frontera entre la fase de ladera y el inicio de la fase fluvial. En general se tiende a considerar como red de drenaje lo que aparece en la cartografía oficial como tal, lo cual hace depender considerablemente la identificación de la red del factor de escala. En nuestro caso en las subcuencas alta y baja de nuestro sistema tenemos marcado un cauce en la cartografía oficial. En la cuenca media no existe ningún cauce, como ya se dijo anteriormente, aquí la zona de drenaje de agua se deduce por conocimiento de la zona y visitas de campo después de producirse lluvias.

Entre los diversos parámetros que caracterizan la red, los más empleados son la longitud del recorrido principal (parámetro incluido directa o indirectamente en las distintas expresiones empíricas para la determinación del tiempo de concentración de la cuenca), y la constante de estabilidad. Este parámetro, propuesto por Schumm (1956), es el cociente entre la superficie de la cuenca y la longitud total de su red de drenaje; representa físicamente la superficie de cuenca necesaria para mantener en condiciones hidrológicas estables en una unidad de longitud de canal. Es, por tanto, una medida de la erosionabilidad de la cuenca. $C = \frac{A}{L_T}$

Los valores de los vemos en la tabla 5.10.

Long cauce principal	19.707	Km
Constante estabilidad	2.4673	Km

Tabla 5.10. Descriptores morfométricos de la red de drenaje

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

c) **Descriptores morfométricos del desfase:** tiempo de concentración

Numerosos autores han obtenido formulaciones del tiempo de concentración, a causa de tener cierta base física, a partir de características morfológicas. La utilizada en este estudio ha sido la fórmula de Témez, recomendada en España en <<Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas>> (CEDEX, 2000) que viene de la <<Instrucción 5.2 IC drenaje superficial>> (MOPU, 1990). Se deriva de la fórmula del U.S. Army Corps of Engineers, y su expresión es:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{J^{\frac{1}{4}}} \right)^{0.76}$$

donde L es la longitud del cauce principal de la cuenca, en Km, J es la pendiente promedio de dicho recorrido en m/m, y T_c es el tiempo de concentración de la cuenca en horas.

En la siguiente tabla 5.11 vemos los principales parámetros hidromorfométricos de cada una de las subcuencas consideradas.

	Cuenca Alta	Cuenca Media	Cuenca Baja	Cuenca Completa
H cab (m)	189	88	67	189
H des (m)	88	67	47	47
Long (km)	11.74	4.65	3.31	19.71
J (m/m)	0.0086	0.0045	0.0060	0.0072
Tc	4.82	2.69	1.97	7.38

Tabla 5.11. Descriptores morfométricos del desfase.

Este parámetro parece muy elevado para una cuenca de características como la nuestra pero observando estudios en los que se han realizado estos cálculos, como en el <<Estudio para el Desarrollo Sostenible de L'Albufera de Valencia, Estudio hidrológico de las cuencas vertientes>>, en este caso la división en subcuencas fue bastante diferente, se dividió en 10 subcuencas, pero los valores para el tiempo de concentración de la cuenca, calculados también por Témez, fueron muy similares.

5.2.4. Parámetro de producción de escorrentía

El modelo de producción de escorrentía empleado ha sido el propuesto por la norma <<Instrucción 5.2 IC drenaje superficial>> (FOM, 2016), el cual necesita de un solo parámetro, el umbral de escorrentía (P_0). Éste depende de tres variables, que engloban buena parte de las características geomorfológicas de la región analizada:

- Tipo de suelo, atendiendo fundamentalmente a su capacidad drenante.
- Cubierta del suelo.
- Pendiente del terreno.

La relación entre el P_0 es tabular; las tablas empleadas en la asignación del parámetro están en la instrucción antes citada. El valor de P_0 se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Donde: P_0 es el umbral de escorrentía y se mide en mm, P_0^i es el valor inicial del umbral de escorrentía y β es el coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

El valor inicial del umbral de escorrentía P_0^i se obtendrá a partir de su relación entre uso o aprovechamiento del suelo y del grupo hidrológico de suelo.

Grupo	Infiltración (cuando están muy húmedos)	Potencia	Textura	Drenaje
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca 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.

Tabla 5.12. Grupos hidrológicos de suelo a efectos de la determinación del valor inicial del umbral de escorrentía.

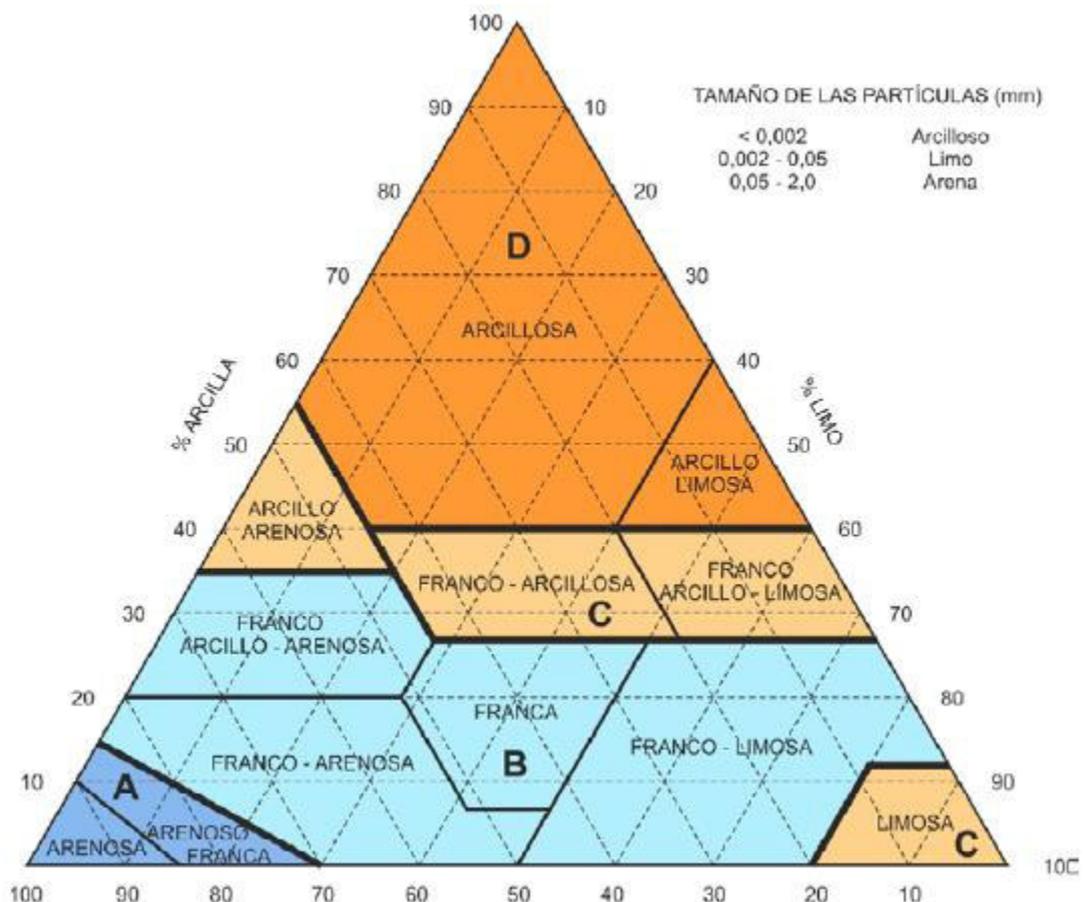


Figura 5.3. Diagrama triangular para la determinación de la textura en materiales tipo suelo.

Los grupos hidrológicos de suelo son los que se observan en la tabla 5.12 con su diagrama triangular para la determinación de la textura en materiales tipo suelo la figura 5.3. A no ser

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

que se disponga de información más detallada, la designación de grupo hidrológico el suelo se efectúa a partir de la figura 5.4. Nuestra zona de estudio se encuentra, como se puede observar a simple vista, en la zona C.

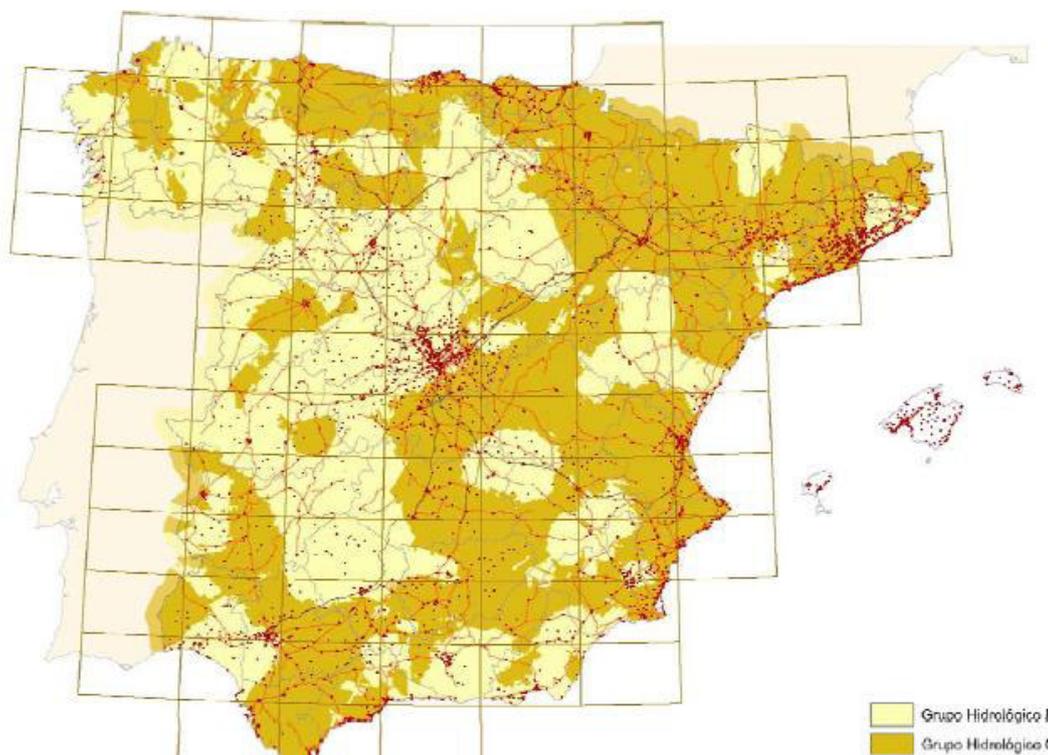


Figura 5.4. Mapa de grupos hidrológicos de suelo.

Establecido el grupo hidrológico, ya se puede acceder a la tabla de usos o aprovechamiento del suelo para obtener el valor inicial de umbral. La tabla y todo el proceso para la obtención del umbral de escorrentía se mostrará detalladamente en el anejo hidrológico. El valor de nuestro valor inicial del umbral de escorrentía lo podemos ver dividido por subcuencas en la tabla 5.14.

Lo anteriormente requiere de una calibración con datos reales de cuenca la cual se introduce mediante el coeficiente de umbral de escorrentía β , ya sea porque se dispone de una calibración específica para una cuenca o bien de datos de caudales representativos que permitan contrastar valores de datos y resultados de cálculo. Si no se dispone de esa información previa, en la instrucción, se ha regionalizado el territorio peninsular en 34 zonas según la figura 5.5. Por cada una de esas regiones, en la tabla 5.13 se recogen los valores correspondientes al coeficiente de umbral de escorrentía. Como puede observarse, nuestra zona de estudio se sitúa en la región 822 con un coeficiente β igual a 2.40.

5.2.4.1. Obtención del umbral de escorrentía.

Para la obtención del umbral de escorrentía se ha seguido la instrucción 5.2 IC drenaje superficial.

Se realiza un análisis de la cuenca de estudio desde la vista en planta mediante una ortofoto en Autocad Civil 3D. Se divide el terreno en polígonos según usos de suelo y siguiendo la tabla 2.3 de la instrucción 5.2 IC drenaje superficial (figura 5.6) a cada polígono se le asigna un coeficiente, con ayuda de las herramientas de Autocad se calcula la superficie del polígono.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Con estos datos de partida se realiza un promedio por el que obtenemos valor inicial del umbral de escorrentía al que se le aplica un coeficiente corrector y obtenemos los valores de la tabla 5.15.



Figura 5.5. Regiones consideradas para la caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía

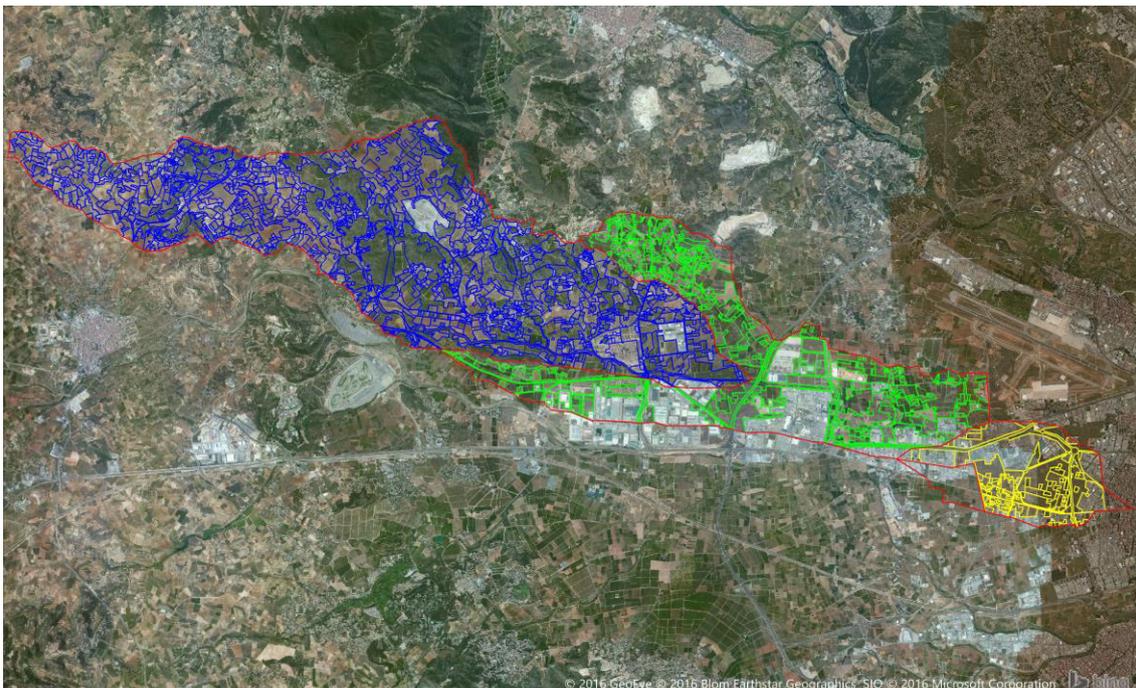


Figura 5.6. Proceso de separación por polígonos de la cuenca para la obtención del umbral de escorrentía.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Región	Valor medio, β_m	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período 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	-	-
83	2,30	0,15	0,25	0,40	0,63	0,85	1,21	1,51	1,85
91	0,85	0,15	0,25	0,40	0,72	0,88	1,19	1,52	1,95
92	1,45	0,30	0,40	0,70	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
93	1,70	0,20	0,25	0,45	0,77	0,92	1,00	1,00	1,00
941	1,80	0,15	0,20	0,35	0,68	0,87	1,17	1,39	1,64
942	1,20	0,15	0,25	0,40	0,77	0,91	1,11	1,24	1,32
951	1,70	0,30	0,40	0,70	0,72	0,88	1,17	1,43	1,78
952	0,85	0,15	0,25	0,40	0,77	0,90	1,13	1,32	1,54
101	1,75	0,30	0,40	0,70	0,76	0,90	1,12	1,27	1,39
1021	1,45	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00
1022	2,05	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00

En Ceuta y Melilla se adoptarán valores similares a los de la región 61.
Pueden obtenerse valores intermedios por interpolación adecuada a partir de los datos de esta tabla
En todos los casos $F_{100}=1,00$

Tabla 5.13. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía: valores correspondientes a calibraciones regionales.

	Cuenca Alta	Cuenca Media	Cuenca Baja	Total
Po	17	13	8	15

Tabla 5.14. Valores iniciales del umbral de escorrentía para la cuenca y cada subcuenca

	Cuenca Alta	Cuenca Media	Cuenca Baja	Total
Po	40	31	19	35

Tabla 5.15. Valores del umbral de escorrentía para la cuenca y para cada subcuenca.

En el anejo hidrológico correspondiente se puede observar la obtención del umbral de escorrentía paso a paso.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

5.3. MODEL LLUVIA-ESCORRENTÍA

5.3.1. Modelo hidrológico agregado

Para realizar el cálculo de los caudales punta se ha utilizado el Método Racional Modificado, al cual se le aplican las variaciones propuestas por J.R. Témez en el Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales

La aplicación de este método para la obtención de los caudales pico de crecida en la zona de actuación está justificada, dado que las características de nuestra cuenca satisfacen las restricciones impuestas, tanto de tiempo de concentración como de superficie de la cuenca. Recordamos que son entre 0,25 y 24 horas de tiempo de concentración y un área de la cuenca entre 1 y 3000 km².

El caudal pico de referencia Q asociado a un periodo de retorno en el punto de desagüe de la cuenca de estudio se obtendrá mediante la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I_t}{3.6} \cdot K$$

Donde:

Q: Caudal en m³/seg

C: Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada

A: Área de la cuenca en km²

I_t: Intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y asociada a una duración t (tiempo de concentración) en mm/h

K: Coeficiente de uniformidad temporal

El coeficiente medio de escorrentía se obtiene con la siguiente formula:

$$C = \frac{(P'_d - P'_o) \cdot (P'_d + 23P'_o)}{(P'_d + 11P'_o)}$$

Donde:

P'_d: Precipitación máxima diaria corregida arealmente, este dato variará según el tiempo de retorno calculado, en mm

P'_o: Umbral de escorrentía corregido

Precipitación máxima diaria corregida arealmente se obtiene con la siguiente formula:

$$P'_d = P_d \cdot K_A$$

Donde:

P_d: Precipitación máxima diaria, en mm. Es un dato obtenido del apartado 2.1 de la memoria.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

K_A : Coeficiente areal

Coeficiente areal se obtiene con la siguiente formula:

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15}$$

Umbral de esorrentía corregido se obtiene con la siguiente fórmula:

$$P'_O = P_O \cdot \beta$$

Donde:

P_O : es el umbral esorrentía, en mm

β : es el coeficiente corrector, obtenido en el apartado 5.2.4, recoge la variabilidad regional de humedales del suelo al inicio del aguacero.

Intensidad media de precipitación se obtiene con la siguiente fórmula:

$$I_t = I_d \cdot \alpha \frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}$$

Donde:

I_t : intensidad media de precipitación, en mm/h

I_d : es la intensidad de lluvia media diaria para un tiempo de retorno específico, en mm.

α : índice de torrencialidad. Este valor depende de la ubicación de la cuenca de estudio, se obtiene según la figura 5.7.

t : es el tiempo para el que se calcula la intensidad media de precipitación, el tiempo para el que calculamos es el tiempo de concentración (t_c), en h.

Intensidad de lluvia media diaria se obtiene con la siguiente formula:

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

Donde:

I_d : es la intensidad de lluvia media diaria, en mm/h.

P_d : es la precipitación media diaria, en mm.

Tiempo de concentración

$$t = t_c = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{j^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

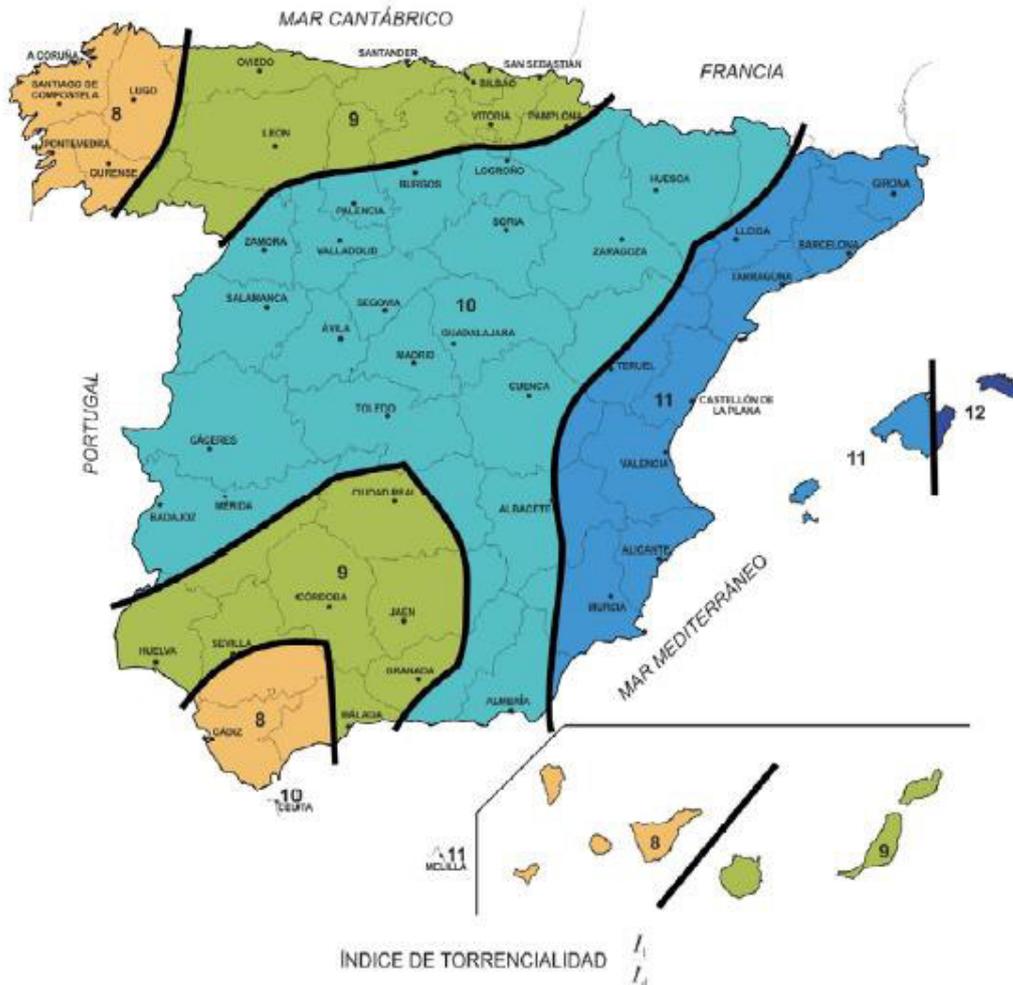


Figura 5.7. Mapa del índice de torrencialidad.

Donde:

t_c : tiempo de concentración, en h.

L: longitud del cauce principal de la cuenca, en Km.

j: pendiente promedio de dicho recorrido, en m/m.

Coefficiente de uniformidad temporal se obtiene con la siguiente fórmula:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

K: coeficiente de uniformidad temporal

T_c : tiempo de concentración.

En la tabla 5.16 vemos los caudales pico para cada tiempo de retorno estudiado.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Periodo de retorno	Qp (m3/seg)
2	11.15
5	41.86
10	73.60
25	127.65
50	177.95
100	236.40
200	302.85
500	402.60

Tabla 5.16. Resultado del caudal pico de la cuenca agregada correspondiente a cada periodo de retorno.

5.3.2. Modelo hidrológico desagregado

El objetivo de este apartado es la conceptualización de un modelo hidrológico pseudo-distribuido que genere la respuesta del sistema lo más cerca a la realidad, con tal de obtener los hidrogramas de crecida, que proporcionan una mayor información del comportamiento del régimen de caudales en la cuenca de estudio durante los episodios de avenidas.

Para ello se ha empleado el software de libre distribución HEC-HMS, versión 4.1, desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center.

5.3.2.1. Modelo HEC-HMS

El modelo HEC-HMS es un software diseñado para simular procesos de lluvia-escorrentía en sistemas hidrológicos. El programa suministra un complejo entorno de trabajo integrado: base de datos, utilidades de entrada de datos, simulación y herramientas interactivas de consulta de resultados; todo ello en una interfaz gráfica de sencilla utilización. Los componentes principales del sistema se exponen a continuación:

- 1) Modelo de cuenca, en el cual se conceptualiza de forma esquemática el sistema hidrológico. Los elementos disponibles son subcuencas, tramos de propagación, embalses, confluencias de flujo, divergencias de flujo (bifurcaciones), fuentes o inputs de flujo y sumideros. Todos estos elementos hidrológicos están interconectados a modo de red para simular los procesos hidrológicos. Los componentes básicos de la modelación son:
 - a. Submodelo de producción, ofreciendo los siguientes modelos: initial and constant (umbral inicial de producción y posterior infiltración constante), déficit and constant (modelo de déficit con una sola capa), Green y Ampt, Soil Conservation Service, gridded SCS (modelo SCS distribuido espacialmente en celdas elementales en cada subcuenca) y soil moisture accounting (modelo de balance con cinco capas, también puede distribuirse espacialmente en celdas elementales)
 - b. Submodelo de transformación de precipitación neta en escorrentía, en el que se incluyen los siguientes métodos: hidrogramas unitarios de Clark, Snyder y SCS, onda cinemática e hidrograma unitario introducido manualmente.
 - c. Submodelo de flujo base, el cual puede modelarse como constante (en intervalos mensuales), mediante embalse lineal o con una curva de recesión
 - d. Submodelo de propagación en cauces, ofreciendo los siguientes métodos: onda cinemática, lag, Pulse modificado, Muskingum y Muskingum-Cunge.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

- 2) Parámetros de control de la simulación, donde se especifican los parámetros temporales de la simulación: fecha y hora de inicio y final de la simulación e intervalo de tiempo computacional.
- 3) Modelo meteorológico, donde se implementa el análisis de datos meteorológicos, incluyendo precipitación y evapotranspiración. Los componentes básicos son:
 - a. Submodelo de precipitación. Se dispone de una gran variedad de métodos para introducir al sistema la precipitación: hietogramas y datos totales introducidos de forma manual, ponderados en la cuenca por inverso de la distancia al cuadrado o por polígonos de Thissen, valores de precipitación distribuidos espacialmente en celdas elementales, etc.
 - b. Submodelo de evapotranspiración.

La simulación final se realiza con una sencilla combinación entre el modelo de conceptualización de la cuenca, los parámetros de control de la simulación y el modelo meteorológico.

5.3.2.2. Conceptualización de la cuenca

Como se ha dicho anteriormente, se ha adoptado un esquema pseudo-distribuido dividiendo la cuenca de estudio en tres subcuencas:

- Cuenca Alta: cuenca de cabecera del sistema, zona mayoritariamente rural y se puede observar el cauce natural de la cuenca.
- Cuenca media: cuenca intermedia del sistema. La subcuenca pasa por el polígono industrial del Oliveral, aunque tiene mucha superficie rural. El cauce desaparece en esta zona y al tener un desnivel reducido se forman endorreismos.
- Cuenca baja: cuenca de desagüe del sistema. Zona mayoritariamente industrial y urbana. El cauce natural vuelve a ser visible y cuando entra al municipio de Aldaia está canalizado.

En el esquema del modelo HEC-HMS, el sistema hidrológico ha sido conceptualizado mediante los siguientes elementos en el modelo de cuenca:

- 3 subcuencas (Cuenca Alta, Cuenca Media y Cuenca Baja)
- 4 tramos de propagación (Pozalet, Saleta (1), Saleta (2) y Saleta (3))
- 2 nudos (J1 y J2)
- 1 bifurcación (Azud)
- 1 sumidero (Desagüe)

El esquema queda definido de la forma que se muestra en la figura 5.8.

5.3.2.3. Modelos de simulación empleados

En este apartado se presentan los fundamentos teóricos básicos de los modelos utilizados en el programa HEC-HMS para simular cada una de las tres fases del proceso de transformación lluvia-escorrentía en el sistema hidrológico, ya expuesto anteriormente.

- Modelo de producción de escorrentía: Soil Conservation Service.
- Modelo de transformación de lluvia neta en escorrentía: hidrograma unitario (HU) adimensional del Soil Conservation Service, especialmente recomendable cuando se

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

de la imposibilidad de calibración del modelo con registros históricos, como es el caso del presente estudio

- Modelo de propagación en cauces: Muskingum.

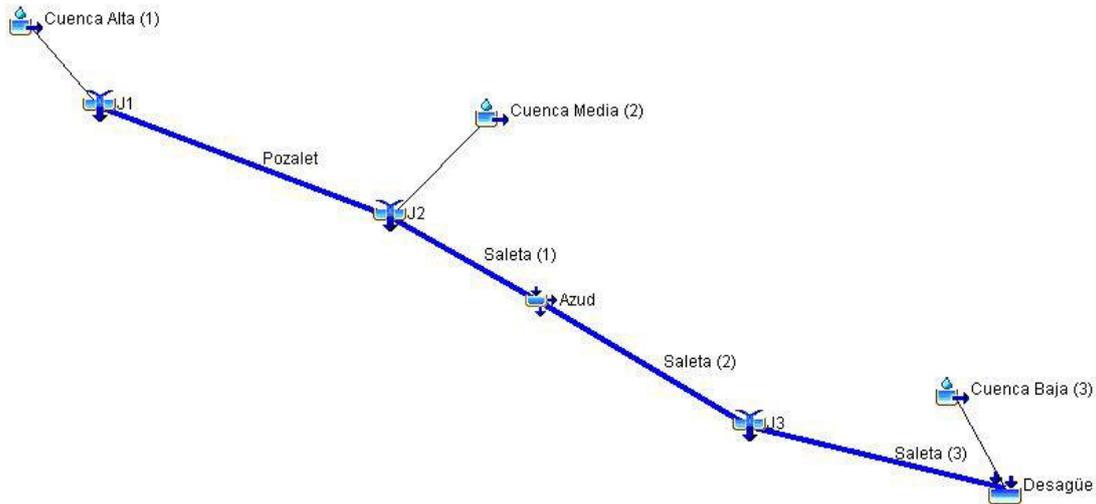


Figura 5.8. Esquema del modelo de la cuenca empleado en HEC-HMS.

5.3.2.3.1. Modelos de producción de escorrentía

El modelo de producción de escorrentía superficial empleado ha sido el del Soil Conservation Service (1972), cuyos fundamentos se presentan a continuación. Este modelo desarrollado por el SCS en 1972, es ampliamente utilizado en la actualidad.

El modelo asume la existencia de un umbral por debajo del cual las precipitaciones no provocan escorrentía; una vez superado este umbral, comienza el encharcamiento y la escorrentía superficial. A partir de este instante, la relación entre la parte de precipitación que escurre en superficie y la que se infiltra a través de la superficie del terreno se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\frac{F}{S} = \frac{E}{P - P_0}$$

Donde:

F: infiltración acumulada desde que comienza el encharcamiento en superficie

E: escorrentía acumulada

S: máxima infiltración acumulada posible

P: precipitación acumulada

P₀: umbral de escorrentía, en mm

Por continuidad, la precipitación acumulada en cada instante es:

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

$$P = P_0 + E + F$$

Sustituyendo esta última ecuación en la anterior, y despejando E, la escorrentía acumulada en cada instante resulta:

$$E = \frac{(P - P_0)^2}{P - P_0 + S}$$

Como consecuencia de un elevado número de experimentaciones, el SCS propone una relación de 0.2 entre P_0 y S, por lo que, según se exprese en función de P_0 o de S:

$$E = \frac{(P - P_0)^2}{P + 4 \cdot P_0} = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S}$$

Por tanto, y finalmente, la función de escorrentía acumulada en superficie resulta:

$$E = 0 \quad \text{si } P \leq P_0$$

$$E = \frac{(P - P_0)^2}{P + 4 \cdot P_0} \quad \text{si } P > P_0$$

Como puede verse, asumiendo la relación propuesta por el SCS entre P_0 y S, la función de producción tiene un solo parámetro, el umbral de escorrentía, P_0 . La formulación original del SCS fue desarrollada a partir de un parámetro distinto, el número de curva (CN), número entero que varía entre 0 y 100. Este parámetro presenta ventaja, frente al umbral de escorrentía, de ser adimensional, siendo por lo contrario, menos intuitivo. En cualquier caso, ambos parámetros están relacionados mediante la siguiente ecuación:

$$CN = \frac{5080}{P_0 + 50,8}$$

5.3.2.3.2. Modelo de propagación a nivel de subcuenca

El proceso de transformación de lluvia neta en escorrentía en todas las subcuencas ha sido modelado en términos de la teoría lineal de los sistemas hidrológicos, empleando hidrogramas unitarios para representar la respuesta hidrológica frente a una lluvia neta de volumen unitario (altura 1 mm) y duración de 10 minutos. La elección de esta duración característica del intervalo para la definición del hidrograma unitario viene condicionada por el paso temporal de cálculo empleado en la simulación, que es de 15 minutos, por el motivo que más adelante se expone (apartado 5.3.2.4

Así, la cuenca es considerada como un sistema lineal transformador de inputs de lluvia neta (hidrogramas) en outputs de caudales (hidrogramas de crecidas), de manera que el hidrograma $Q(t)$ producido por transformación de lluvia neta $i_e(t)$ es calculado por medio de la convolución matemática:

$$Q(t) = A \cdot \int_0^t i_e(t) \cdot \delta(t - x) \cdot dx$$

Existen diversos métodos para la deducción del hidrograma unitario de una cuenca, siendo los sintéticos uno de ellos, los cuales son un conjunto de hidrogramas obtenidos a partir de datos

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

hidromorfométricos. De ellos, se ha empleado el HU adimensional del Soil Conservation Service (1972; 1985), especialmente recomendable cuando el modelo no puede calibrarse con registros históricos. A continuación se exponen sus fundamentos.

Tras analizar numerosos HU de cuencas rurales de reducido tamaño y obtener valores medios, el SCS obtuvo en 1972 un HU con forma predefinida y escala adimensional basado en dos parámetros: el tiempo al pico y el caudal al pico. En el HU adimensional el caudal y el tiempo se exponen como cociente de dichos parámetros, respectivamente; es decir, representa gráficamente en ordenadas la relación $\delta_{\Delta t}/Q_P$ y en abscisas la relación t/t_P . Este hidrograma puede ser utilizado para completar el dibujo del HU correspondiente a una lluvia de duración determinada (en horas) una vez determinados los dos parámetros que lo caracterizan.

El tiempo de desfase al pico, en horas, propuesto por el SCS en su formulación original, es:

$$t_{pd} = \frac{1}{31,4} \cdot L^{0,8} \cdot \frac{\left[\left(\frac{1000}{CN}\right) - 9\right]^{0,7}}{J^{1/4}}$$

Donde:

L: longitud del recorrido principal de la cuenca, en Km

J: pendiente media del recorrido principal de la cuenca

CN: número de curva del SCS.

Estudios posteriores del SCS recomiendan estimar el desfase al pico en función del tiempo de concentración de la cuenca, como: $t_{dp} = 0,6 \cdot t_C$; sin embargo, el desfase al pico también puede estimarse asumiendo una relación entre éste y el tiempo de concentración de la cuenca de: $t_{dp} = 0,35 \cdot t_C$, obteniéndose en este último caso un HU que produce una respuesta más rápida en la cuenca. Lo que resulta evidente es que se trata de un parámetro de gran incertidumbre y al que los resultados presentan una considerable sensibilidad. La elección de dicho valor será desarrollada con posterioridad (apartado 5.3.2.4)

El tiempo al pico puede expresarse en términos del desfase al pico y de la duración de la lluvia neta (Δt):

$$t_P = \frac{\Delta t}{2} + t_{dp}$$

Y el caudal al pico:

$$Q_P = \frac{P \cdot A}{4,8 \cdot \left[\left(\frac{\Delta t}{2}\right) + t_{dp}\right]}$$

Donde:

Q_P : caudal al pico, en m^3/s

A: superficie de la cuenca, en Km^2

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Δt : duración de la precipitación para la que se desea obtener el HU, en horas.

5.3.2.3.3. Modelo de propagación en cauces

Para modelar la propagación del hidrograma de crecida a través del curso principal de la red de drenaje se han empleado los modelos de Muskingum y Muskingum-Cunge. Dependiendo del tipo de cauce modelado se elige un tipo de modelo u otro, más adelante se explicará la elección cada modelo para cauce.

5.3.2.3.3.1. Muskingum

Este método, el más empleado en Hidrología, es un método de tránsito agregado de crecientes en cauces basado en una adaptación de la ecuación de continuidad. Modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un tramo de cauce mediante la combinación de los denominados almacenamientos de cuña y prisma.

Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada al tramo es mayor que el caudal de salida, resultando un almacenamiento de cuña positivo; por contra, durante la recesión de la crecida, el caudal de salida es mayor que el entrante, resultando en una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del tramo de cauce.

Suponiendo que el área de la sección transversal del flujo de crecida es directamente proporcional al caudal en dicha sección, el volumen de almacenamiento por prisma es igual a KQ , donde K es un coeficiente de proporcionalidad; el volumen de almacenamiento por cuña es igual a $KX(I-Q)$, donde X es un factor de ponderación dependiente de la forma de almacenamiento por cuña modelado. La ecuación de almacenamiento total, suma de ambos, resulta:

$$S = K[X \cdot I + (1 - X) \cdot Q]$$

El valor del parámetro X varía de 0 (para un almacenamiento tipo embalse) a 0,5 (para una cuña completamente desarrollada). En cauces naturales, X se encuentra entre 0 y 0,5 con un valor medio cercano a 0,2 (en cualquier caso, el modelo es muy poco sensible al valor de este parámetro). En cuanto al parámetro K , es el tiempo de viaje de la onda a través del tramo de cauce. Aunque ambos parámetros dependen de la magnitud del caudal circulante, en el tránsito agregado se suponen constantes para todo rango de flujo.

La ecuación de continuidad con discretización centrada puede expresarse como:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \rightarrow \frac{I_{t+1} + I_t}{2} - \frac{Q_{t+1} + Q_t}{2} = \frac{S_{t+1} + S_t}{\Delta t}$$

Sustituyendo la ecuación de almacenamiento en la de continuidad, resulta finalmente la ecuación de tránsito para el método de Muskingum:

$$Q_{t+1} = C_0 \cdot I_{t+1} + C_1 \cdot I_t + C_2 \cdot Q_t$$

Donde:

$$C_0 = \frac{(\Delta t/K) - 2X}{2(1-X) \cdot (\Delta t/K)}$$

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

$$C_1 = \frac{(\Delta t/K) + 2X}{2(1-X) \cdot (\Delta t/K)}$$

$$C_2 = 1 - C_0 - C_1$$

5.3.2.3.3.2. Muskingum-Cunge

Cunge (1969) demostró que la resolución por diferencias finitas de las ecuaciones de Saint-Venant, asumiendo la simplificación de la onda difusiva (esto es, despreciando los términos inerciales), conduce a las mismas expresiones que las resultantes en el método de Muskingum. La comparación entre las expresiones en diferencias finitas y las tradicionales fórmulas de Muskingum permite establecer las siguientes relaciones entre los parámetros de Muskingum y las características hidráulicas y geométricas del cauce:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad , \quad X = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{Q}{B \cdot c \cdot S_0 \cdot \Delta x} \right)$$

Donde:

Δx = longitud del tramo en la discretización efectuada

c = celeridad de la onda de avenida

S_0 = pendiente del lecho del cauce

Q = caudal circulante en el tramo

B = ancho de la superficie libre de la sección transversal del tramo

Estas expresiones tienen la ventaja de que consideran explícitamente la no estacionariedad de los parámetros (al depender del caudal circulante, que varía en el tiempo) y que éstos, además, están basados en demostraciones físicas. Adicionalmente, presenta la ventaja de que su solución es independiente del intervalo de tiempo computacional.

5.3.2.4. Criterios de diseño

En este apartado se presentan los criterios de diseño adoptados para la generación de los hidrogramas de crecida máximos esperables. Los parámetros de diseño se han establecido siguiendo los estándares habituales en estudios de crecidas en pequeñas cuencas.

5.3.2.4.1. Tormentas de proyecto

A partir de los cuantiles de precipitación máxima anual en la estación Valencia/Aeropuerto (8414), se han obtenido los chaparrones de proyecto para diferentes períodos de retorno.

La curva IDF empleada es la propuesta en (Ministerio de Fomento, 2016), basada en un trabajo del profesor J.R. Témez, cuya expresión es la siguiente:

$$\frac{i_T(t)}{i_T(d)} = \alpha \frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1-t}}$$

Donde:

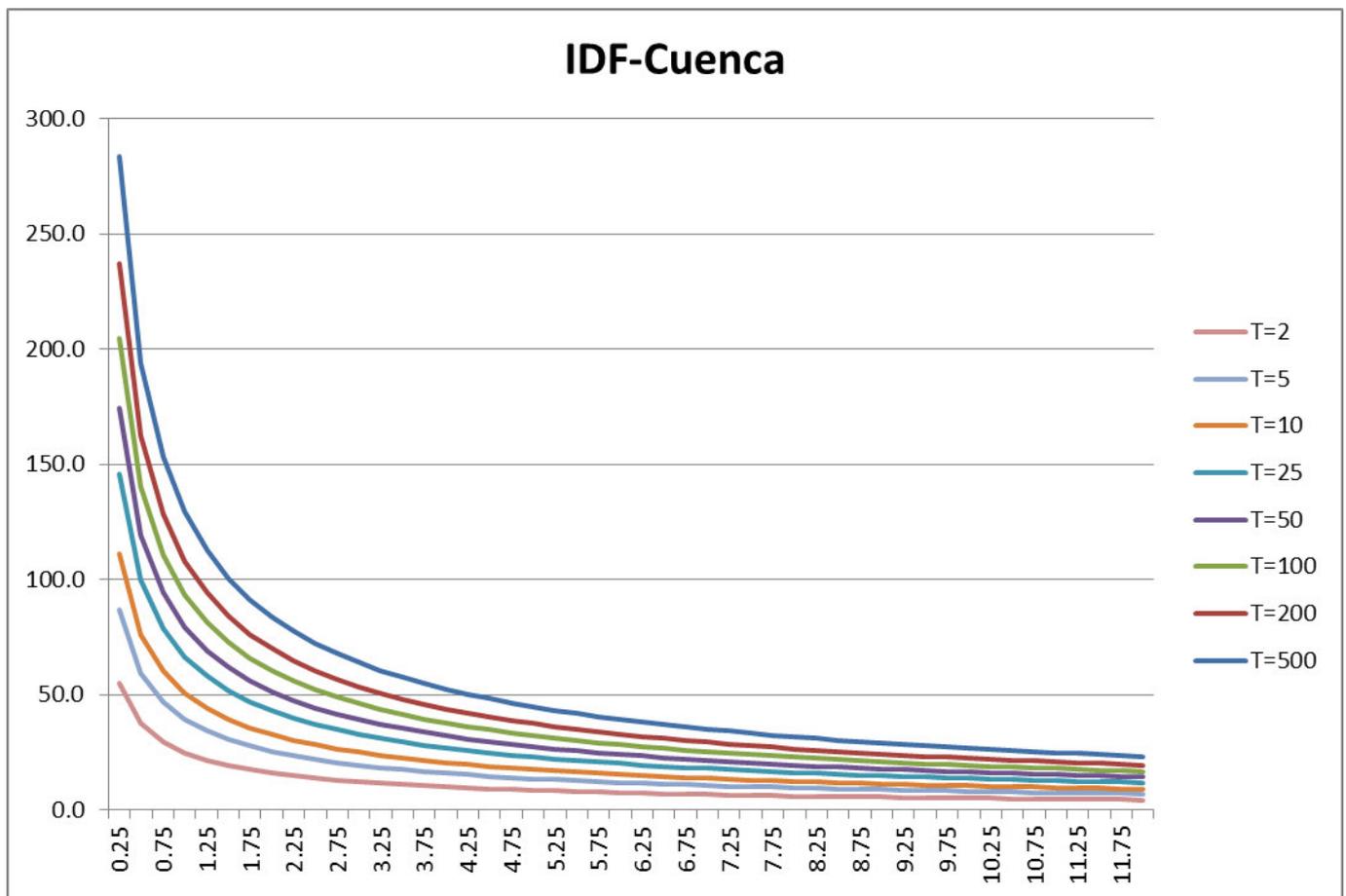
Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

$i_T(t)$ = intensidad media de precipitación para una duración de lluvia determinada t y un determinado período de retorno T , en mm/h.

$i_T(d)$ = intensidad media diaria para el período de retorno considerado, que puede obtenerse como $P_d/24$, siendo P_d la precipitación diaria máxima anual correspondiente a dicho período de retorno, en mm/h.

α = relación entre la intensidad horaria y la intensidad diaria, $i_T(1h)/i_T(d)$; denominado factor de torrencialidad, puede obtenerse del mapa de isolinias de (Ministerio de Fomento, 2016)

t = duración para la cual se pretende obtener la intensidad, en horas.



Gráfica 5.3. Curvas IDF para los distintos periodos de retorno.

En la gráfica 5.3 vemos las curvas IDF para los periodos de retorno seleccionados, pueden consultarse las curvas IDF por separado en el anejo hidrológico.

La distribución temporal de la lluvia se ha llevado a cabo según el método de los bloques alternos, cuya hipótesis fundamental es asumir, para cualquier intervalo de tiempo, la intensidad media más desfavorable. El proceso de cálculo de la tormenta por bloques alternos, para un período de retorno determinado, es el siguiente:

- a. En primer lugar se fijan n intervalos de tiempo de duración Δt , de manera que la duración total de la tormenta sea igual a $n \cdot \Delta t$. Seguidamente, se obtienen, a partir de

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

la curva IDF empleada, las intensidades de precipitación correspondientes a cada una de las duraciones, $i(k\Delta t)$.

- b. El valor de intensidad correspondiente a cada uno de los n bloques que conforman la tormenta se define de la siguiente forma:

$$b_k = k \cdot i(k \cdot \Delta t) - \sum_{j=1}^{k-1} b_j$$

- c. Finalmente, los bloques se reordenan en una secuencia temporal de manera que la intensidad máxima ocurra en el centro de la tormenta y que los demás bloques queden en orden de intensidad decreciente alternativamente a derecha e izquierda del bloque central.

Además de la estructura temporal, las tormentas se han diseñado siguiendo las siguientes premisas:

- i. Dado el tamaño y las características geomorfológicas de la cuenca, es razonable asumir uniformidad espacial de la precipitación en toda su extensión, por lo que, para cada período de retorno, se asume la misma tormenta de diseño en todas las subcuencas.
- ii. La duración de las tormentas es de 8 horas, valor superior al tiempo de concentración de la cuenca completa (aproximadamente 7 horas y 20 minutos); esta duración es suficiente para reproducir en el momento del pico una condición de humedad en el sistema habitual en un evento de crecida en clima mediterráneo semiárido.
- iii. La discretización temporal de las tormentas es quinceminutal, solución de compromiso entre un máximo (habitualmente en crecidas se establece como el mínimo entre 30 minutos y una duración igual al 20% del tiempo de concentración de la cuenca), y un mínimo (condicionado por el menor de los tiempos de concentración de las subcuencas del sistema y la incertidumbre de la curva IDF de Témez para pequeñas duraciones de tiempo, habitualmente 5 minutos).
- iv. El coeficiente de avance de las tormentas es de 0,5.

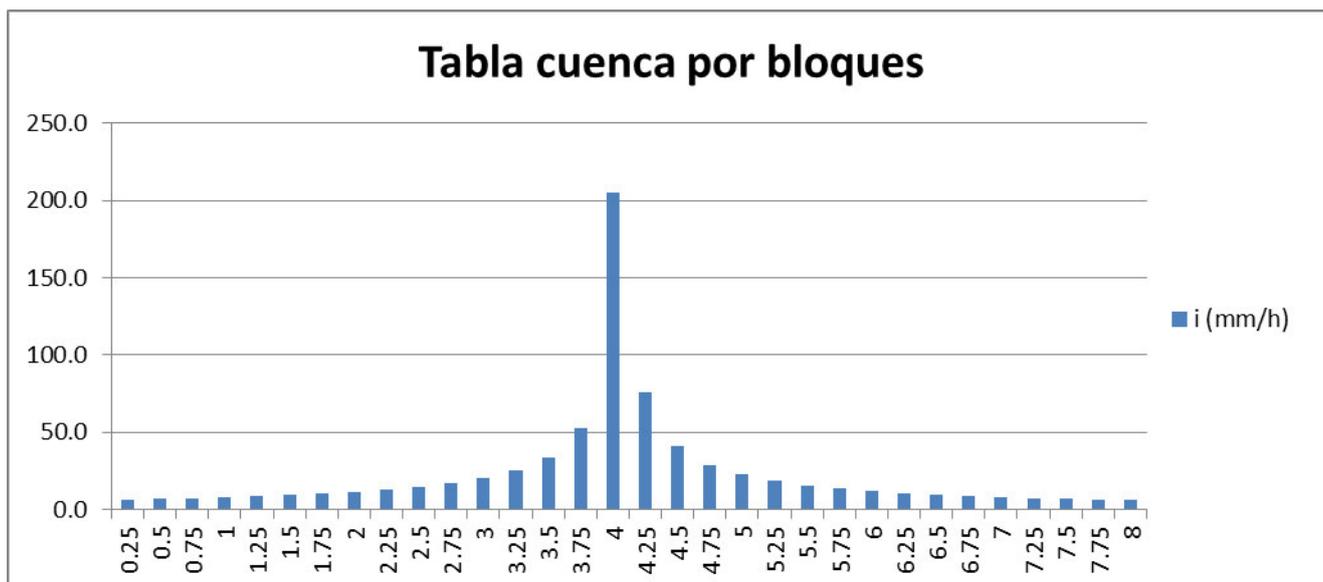
Con estas premisas se han construido las tormentas de diseño para cada período de retorno, cuyos parámetros más significativos recoge la tabla 5.17.

Los listados completos pueden consultarse en el Anejo hidrológico. A modo de ejemplo, en la gráfica 3.4 se muestra la tormenta de diseño para retorno 100 años.

Periodo de retorno (horas)	Duración (horas)	h max (mm)	h tot (mm)
2	8	13.7	49.25
5	8	21.67	77.92
10	8	27.8	99.93
25	8	36.47	131.1
50	8	43.58	156.7
100	8	51.2	184.1
200	8	59.34	213.3
500	8	70.91	254.9

Tabla 5.17. Tabla resumen de la tormenta de diseño.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.



Gráfica 5.4. Tormenta de diseño para retorno 100 años.

5.3.2.4.2. Otros parámetros de diseño

Como ya se comentó anteriormente, el tiempo de desfase a la punta, único parámetro del HU del SCS, puede estimarse según diversos criterios, con resultados notablemente diferentes. En este caso, se ha obtenido como $0,35 \cdot t_c$ de la cuenca, procedimiento más adecuado cuando el tiempo de concentración se obtiene según la expresión de Témez y no es posible calibrar el modelo. El número de curva del SCS se obtiene con la siguiente formula: $CN = \frac{5080}{P_0 + 50,8}$, Los resultados para cada sub-cuenca se pueden consultar en la tabla 5.18.

En cuanto a la propagación en cauces hemos elegido el modelo de Muskingum para el sub-tramo Pozalet, porque podemos simular mejor el plano inundable. En la figura 5.19 podemos ver los parámetro elegidos para calcular la propagación en este tramo. El parámetro K se ha obtenido, asumiendo una velocidad promedio de onda de avenidas de 1,5 m/s. El parámetro X se ha asumido igual a 0 y el número de subtramos es igual a 1 para simular el comportamiento de un embalse lineal.

	Po	CN	A	Tc	Tdp (h)	Tdp (min)
Cuenca Alta	39.89134616	56.01416469	28.8009948	4.815324672	1.68536364	101.1218181
Cuenca Media	30.92856641	62.15696938	15.11930916	2.690931271	0.94182594	56.5095567
Cuenca Baja	18.60024054	73.19859356	4.588921041	1.968770389	0.68906964	41.34417817

Tabla 5.18. Parámetros de producción de escorrentía.

	Parámetro K (horas)	Parámetro X	Subtramos	Longitud (metros)	Pendiente (m/m)	Número de Manning	Forma	Diámetro/Anchura (metros)
Pozalet	0.94	0	1					
Saleta 1				1725	0.00638	0.03	Circular	60
Saleta 2				616	0.00974	0.03	Circular	40
Saleta 3				973	0.00308	0.025	Rectangular	14.5

Tabla 5.19. Parámetros de la propagación en cauces.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

En los restantes tramos (Saleta 1, 2 y 3) aplicamos el método de Muskingum-Cunge porque con los parámetros a emplear se puede afinar mejor a la realidad. Los parámetros introducidos en la rutina se pueden ver en la figura 5.19.

Finalmente, en lo que respecta a los parámetros temporales de las simulaciones:

- a) Duración de 17 horas, suficiente para simular el hidrograma de crecida completo en la cuenca completa, dada la duración de las tormentas de diseño (8 horas) y el tiempo de concentración global de la cuenca (7 horas y 20 minutos).
- b) Discretización temporal diezminutal, fundamentalmente condicionada porque para que la convolución con el HU del SCS sea precisa es recomendable que el lapso de tiempo computacional no sea notoriamente superior a 0,29 por el tiempo de desfase de la punta.

5.3.2.5. Hidrogramas de diseño

Con las premisas expuestas en los apartados anteriores, en el modelo pseudo-distribuido se han estimado los hidrogramas de crecida en cada una de las subcuencas y para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 años.

La tabla 5.20 muestra el caudal pico, el tiempo al pico, el volumen del hidrograma de crecida y el tiempo de base en el punto de desagüe de la cuenca

En la tabla:

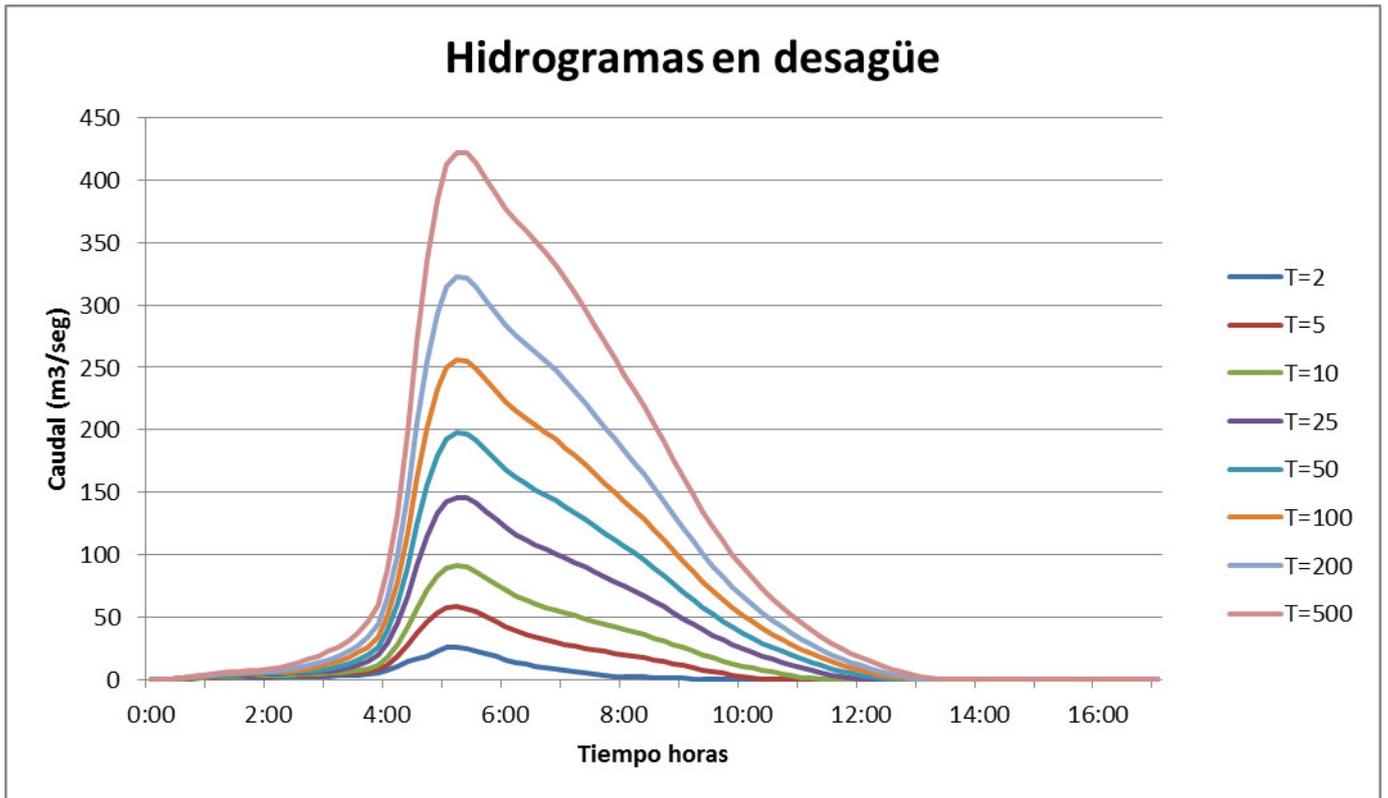
- i. Tp: tiempo al pico; referido a la cantidad de tiempo que tarda en presentarse el caudal pico
- ii. Qp: caudal pico; máximo caudal del hidrograma de crecida
- iii. V: volumen de descarga del hidrograma de crecida
- iv. Tb: tiempo de base; duración del hidrograma de crecida

Periodo de retorno	Tp (h:min)	Qp (m3/seg)	V (mm)	Tb (h:min)
2	5:10	25.40	4.62	9:40
5	5:10	58.10	13.44	10:10
10	5:10	91.00	27.71	11:00
25	5:10	146.00	41.72	12:00
50	5:10	197.30	58.57	12:30
100	5:10	256.20	78.00	12:50
200	5:10	322.40	99.93	13:00
500	5:10	422.30	133.56	13:20

Tabla 5.20. Resultados de los hidrogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno.

Se puede observar como a medida que el caudal pico y el volumen del hidrograma aumentan con el periodo de retorno, también lo hace la duración de los hidrogramas. Mientras, por otra parte, el tiempo que tarda en presentarse el caudal pico en el sistema decrece.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.



Gráfica 5.5. Hidrogramas en el punto de desagüe para los distintos periodos de retorno.

En la gráfica 5.5 se muestran los hidrogramas de crecida para los diferentes periodos de retorno en el punto de desagüe de la cuenca.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6. ESTUDIO HIDRÁULICO

En este capítulo nos disponemos a desarrollar los contenidos correspondientes al estudio hidráulico de la zona de estudio, específicamente el tramo final del barranco Pozalet-Saleta.

6.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este estudio es analizar la capacidad hidráulica del cauce actual y posteriormente, en el estudio de soluciones, analizaremos la nueva capacidad hidráulica del cauce aplicándole unas modificaciones determinadas.

El estudio se realizará mediante un modelo unidimensional, estudiándose para qué caudal existe desbordamiento y no estudiándose la inundación.

Para la consecución del estudio hidráulico se contó con el programa informático HEC-RAS (Hydrologic Engineerig Center-River Analysis System), programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

Partes del presente estudio se encuentran más desarrolladas en el anejo hidráulico.

6.1.1. Información utilizada

La información utilizada para la elaboración del estudio hidráulico ha sido la siguiente:

- Cartografía base a escala 1:10.000 del ICV, para conocer las cotas de la zona de estudio.
- Mediciones del cauce de estudio en una visita a campo, para poder representar el funcionamiento del cauce.
- Conocimiento de la zona.

6.2. BASES TEÓRICAS

Para el cálculo de las características hidráulicas del flujo discurrante por el canal, se utilizan las fórmulas clásicas de la hidráulica, entre las que se destacan:

La ecuación de la energía específica:

$$H_o = y + \frac{v^2}{2g}$$

Ecuación de Manning:

$$v = \frac{1}{n} R_n^{2/3} \sqrt{I_o}$$

Ecuación diferencial de la energía, (ecuación de las curvas de remanso):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_o - I}{1 - F^2}$$

Ecuación del resalto hidráulico:

$$\frac{y_2}{y_1} = 1/2 \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.3. CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA

En este apartado se desarrolla la forma en la que el sistema ha sido caracterizado geoméricamente, delimitando la zona objeto de estudio, para realizar las simulaciones hidráulicas.

6.3.1. Delimitación de la zona de estudio

El tramo analizado hidráulicamente tiene una longitud aproximada de 1120 metros, la cabecera se sitúa a una distancia de 920 metros desde el punto crítico hacia aguas arriba y el desagüe a 200 metros hacia aguas abajo de éste. No se realiza un estudio más exhaustivo hacia aguas arriba porque toda el agua que se desborde previamente acaba volviendo al cauce de estudio. Existe una diferencia de cota entre cabecera y desagüe de 3,5 metros.

6.4. SITUACIÓN ACTUAL

6.4.1. Introducción

Como ya se dijo anteriormente el supuesto como punto crítico para que se produzca inundación en el municipio de Aldaia, previa a la realización de este estudio hidrológico, es la interrupción de la canalización del barranco de la Saleta por un túnel. Existe un grupo de tres colectores rectangulares que conectan la canalización aguas arriba del túnel con la canalización que hay aguas abajo de éste. Cuando el grupo de colectores entra en carga, producen desbordamiento y con ello la inundación.

Nos disponemos a realizar un análisis para comprobar si lo supuesto anteriormente es correcto y si es así, conocer los caudales con los que se produce la entrada en carga de los colectores y el desbordamiento de la explanada, con pendiente adversa, que existe entre el tramo canalizado aguas arriba y los colectores.



Figura 6.1. Explanada de pendiente adversa. Fotografía realizada desde aguas abajo de la canalización.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.4.2. Colectores

Para calcular el caudal en el cual el grupo de colectores entra en carga se ha realizado una iteración de caudales con unas condiciones de contorno fijas: calado normal para una pendiente de 0,0012 m/m en la sección de desagüe.

Para caudales mayores a 2,5m³/seg, con 3m³/seg, el grupo de colectores entra en carga.

En las figuras 6.2 y 6.3 podemos ver en la sección longitudinal y transversal justo aguas arriba del conjunto de colectores la lámina de agua. En el anejo podemos ver más detalladamente lo que ocurre con la lámina de agua en todo el cauce.

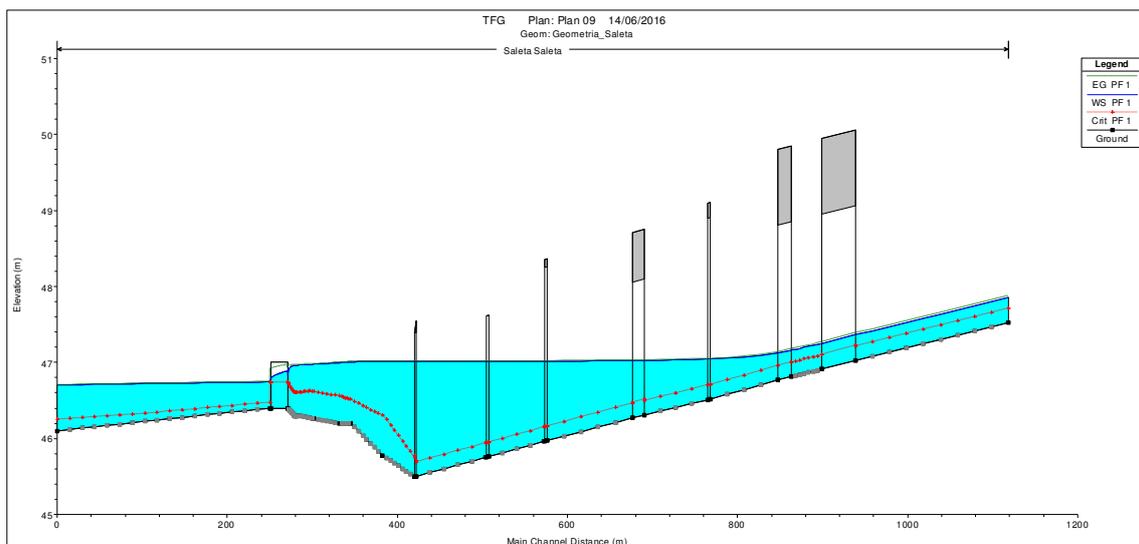


Figura 6.2. Sección longitudinal de la situación actual para caudal límite.

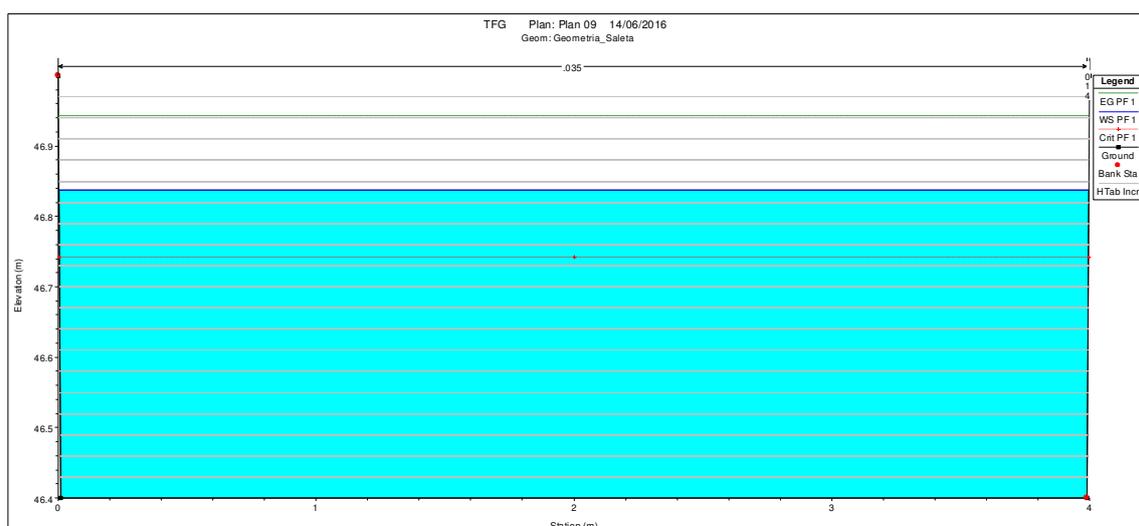


Figura 6.3. Sección transversal de la situación actual en los colectores para caudal límite.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.4.3. Explanada

Ya conocido el caudal límite en el que el conjunto de colectores entra en carga y se produce desbordamiento en el túnel pasamos a calcular, con la misma metodología que el apartado anterior, el caudal para el que existe desbordamiento en algún punto de la explanada. La condición de contorno en este caso es el calado conocido en la sección aguas arriba del conjunto de colectores, 47m, que es la cota de la superficie de la lámina de agua en el cual entra en carga y se produce desbordamiento.



Figura 6.4. Sección aguas abajo del tramo canalizado y aguas arriba de la explanada.

Para caudales mayores a 3,5 m³/seg, con 4 m³/seg la lámina de agua desborda en la sección aguas arriba de la explanada, figura 6.4. Podemos ver en las figuras 6.5 y 6.6 la sección longitudinal del cauce y transversal de la sección del punto de desbordamiento.

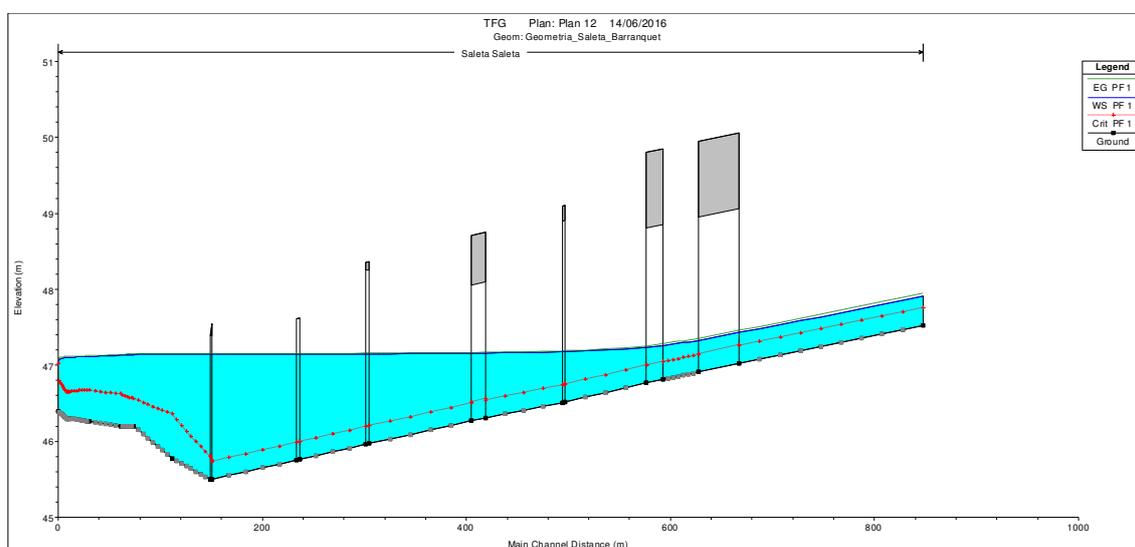


Figura 6.5. Sección longitudinal en la situación actual en situación límite de desbordamiento para la explanada.

6.5. Estudio de soluciones

En este apartado nos disponemos a realizar modificaciones al cauce original e iremos viendo cómo afecta a la capacidad hidráulica, calculando para qué caudal se producirá desbordamiento del flujo de agua y en qué sección. En los siguientes subapartados veremos la modificación realizada, el caudal límite de desbordamiento, la sección longitudinal del cauce y la transversal de la sección crítica. En el anejo correspondiente veremos este apartado más desarrollado.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

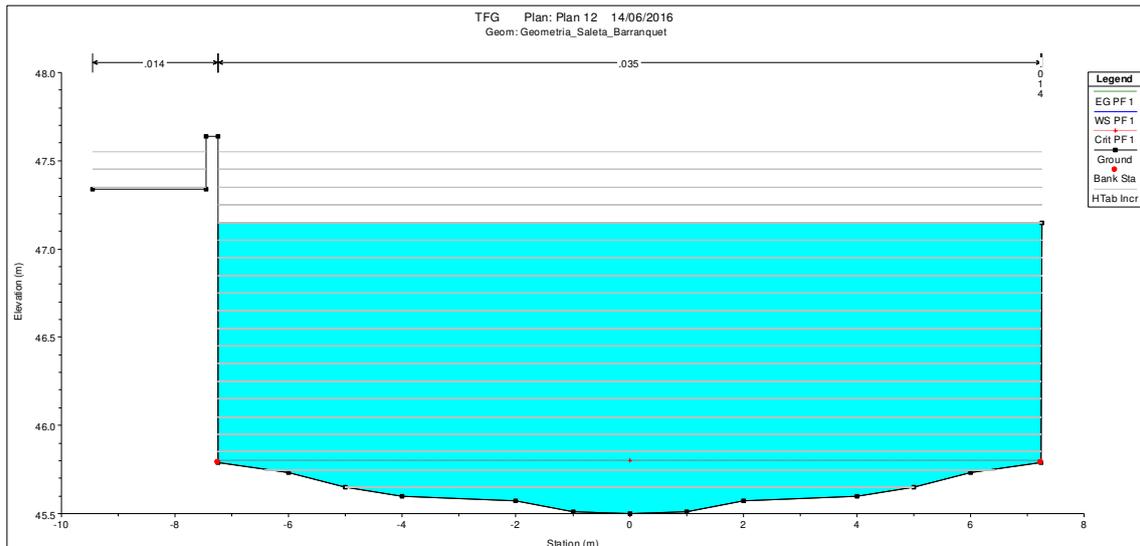


Figura 6.6. Sección transversal, para la sección de la figura 6.4 con caudal límite para desbordamiento.

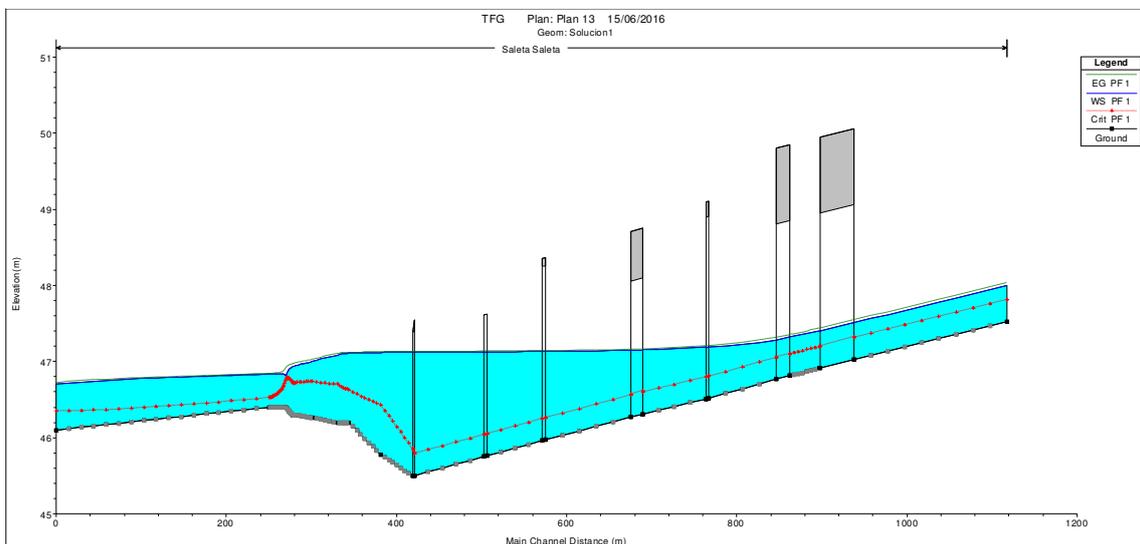


Figura 6.7. Sección longitudinal de la solución 1 para caudal límite.

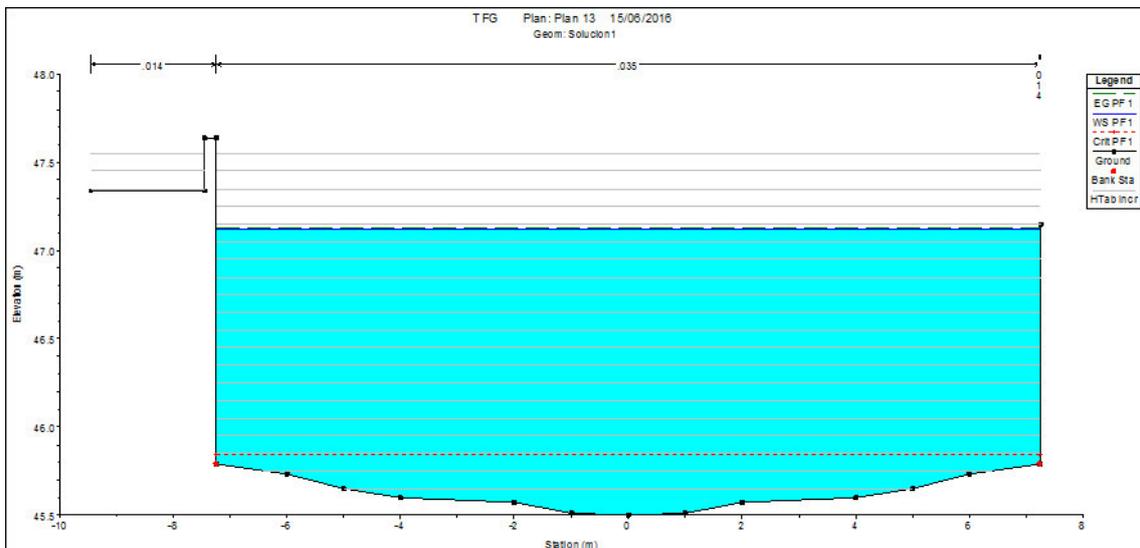


Figura 6.8. Sección transversal de la solución 1 para caudal límite.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.5.1. Solución 1

La primera solución que proponemos es eliminar el túnel y con ello el grupo de colectores. El caudal límite pasaría a ser $5 \text{ m}^3/\text{seg}$ y la sección crítica sería la sección aguas arriba de la explanada.

Como condición de contorno imponemos como calado de desagüe el calado normal para la pendiente de 0.0012 m/m

6.5.2. Solución 2

Al obtener un aumento muy reducido del caudal límite respecto a la situación original, la modificación del cauce que nos disponemos a hacer respecto a la solución número 1 es reducir la explanada aumentando con ello la capacidad hidráulica del cauce. La condición de contorno se adopta la misma que en la solución anterior.

Los resultados obtenidos en esta solución son los siguientes: el caudal límite de desbordamiento sigue siendo $5 \text{ m}^3/\text{seg}$, retrasando la sección crítica a $14,5 \text{ m}$ de distancia de la sección de desagüe.

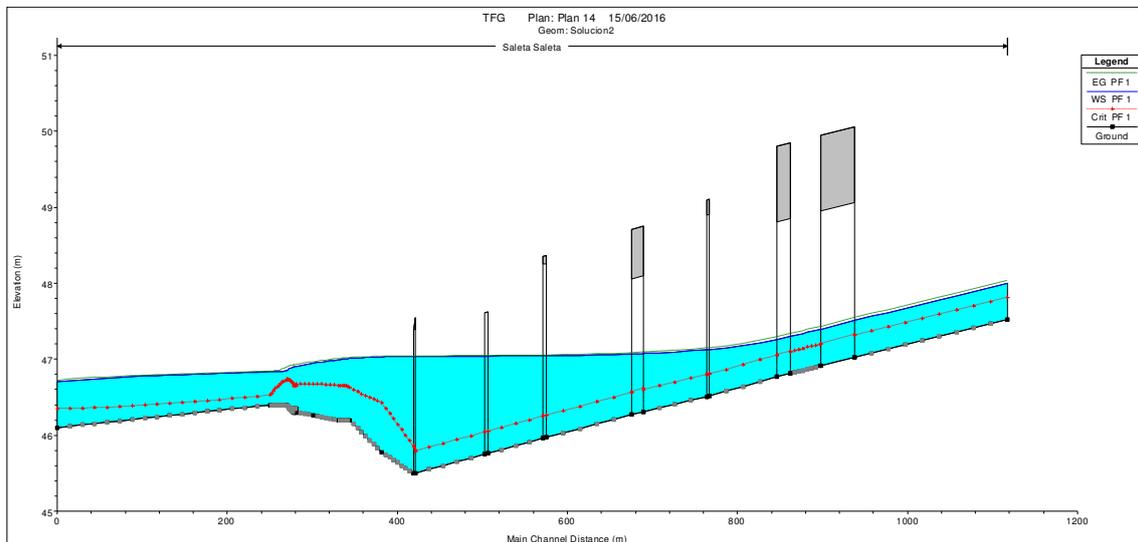
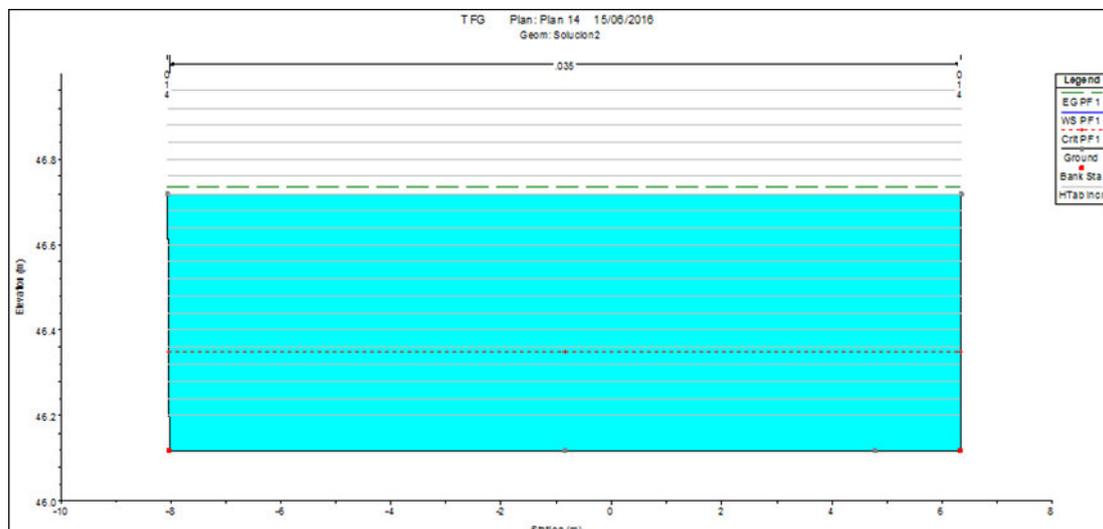


Figura 6.9. Sección longitudinal de la solución 2 para caudal límite.

Figura 6.10. Sección transversal de la solución 2 para caudal límite.



Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.5.3. Solución 3

Después de los resultados obtenidos en la solución anterior, nos disponemos a aumentar los cajeros, reduciendo la solera, del tramo aguas abajo del túnel, manteniendo la misma pendiente.

Los resultados en esta solución son los que siguen: caudal límite de $7 \text{ m}^3/\text{seg}$, sección crítica es la sección aguas arriba de la explanada. En esta solución se produce un cambio de régimen en el tramo desde la sección aguas abajo del túnel y durante 5 metros de distancia hasta que se produce un resalto hidráulico volviendo al régimen subcrítico. Este cambio de régimen se produce por la pendiente adversa.

La condición de contorno se adopta la misma que en la solución anterior

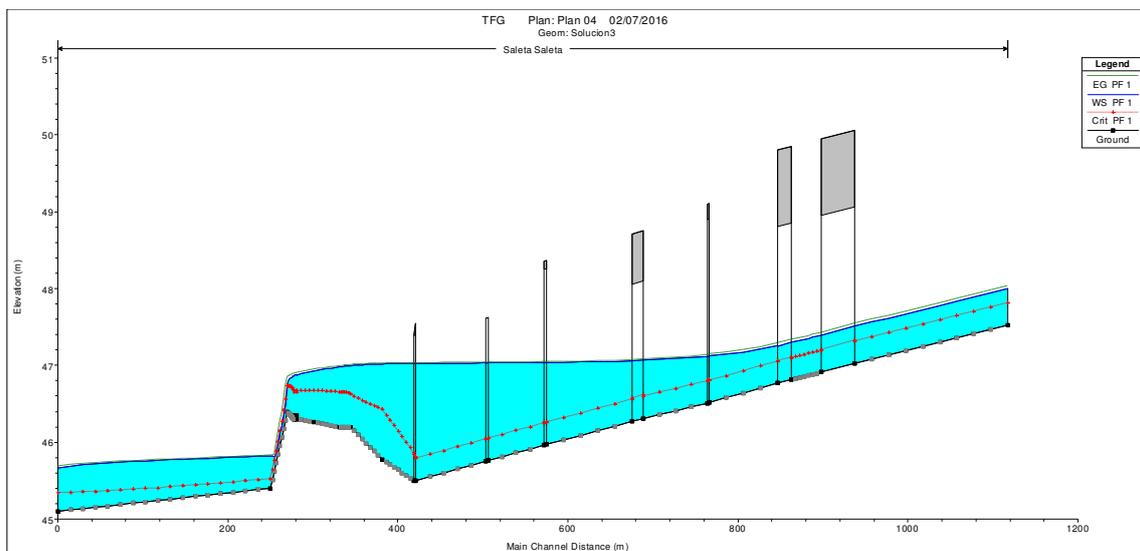


Figura 6.11. Sección longitudinal de la solución 3 para caudal límite.

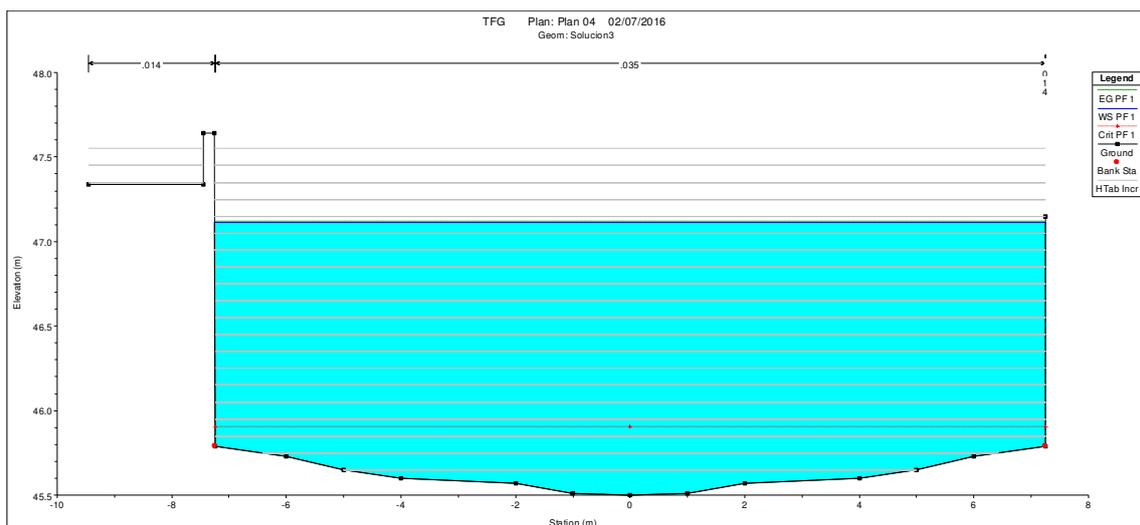


Figura 6.12. Sección transversal de la solución 3 para caudal límite.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.5.4. Solución 4

Al ver en la solución número 3 que el problema está en la pendiente adversa de la explanada, en esta solución proponemos una pendiente horizontal de la solera en la explanada, manteniendo a la misma altura que en la solución original la cota superior de los cajeros.

Los resultados de esta solución son: caudal límite de 26 m³/seg y la sección crítica se sitúa a 14,5m de distancia de la sección de desagüe.

La condición de contorno se adopta la misma que en la solución anterior.

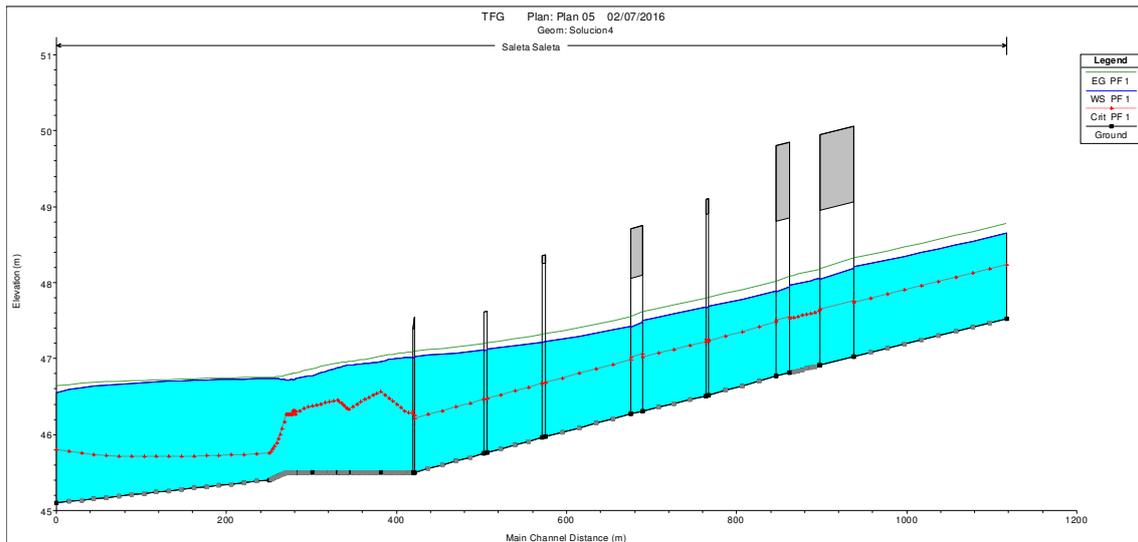


Figura 6.13. Sección longitudinal de la solución 4 para caudal límite.

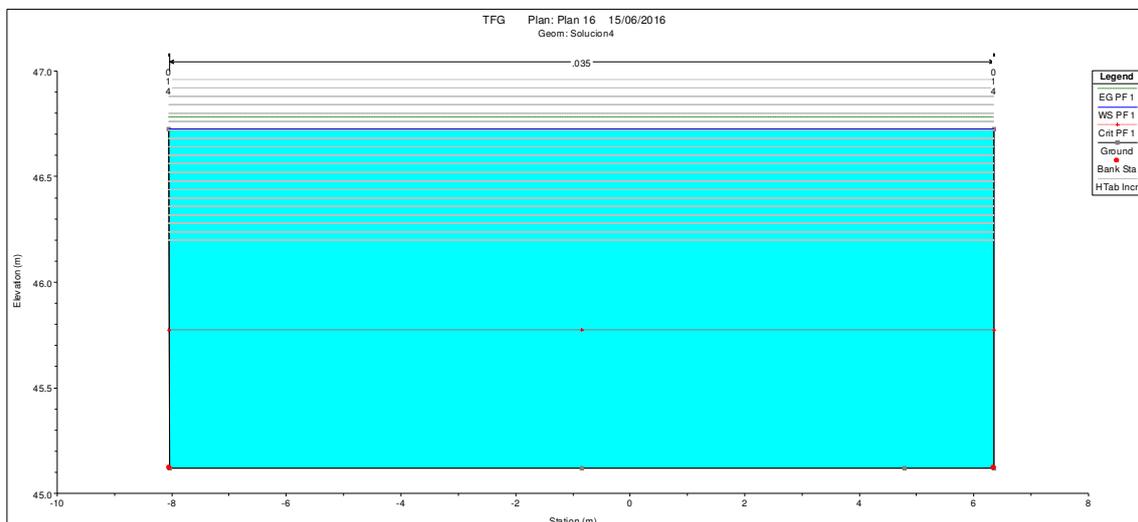


Figura 6.14. Sección transversal de la solución 4 para caudal límite.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.5.5. Solución 5

Las modificaciones que proponemos realizar en esta solución es la continuación estricta, con las mismas alturas de cajeros, pendientes y anchuras. En este caso, la cota superior de los cajeros se ve reducida respecto a la solución anterior.

Los resultados de esta solución empeoran respecto a la última solución obteniendo: un caudal límite de $16 \text{ m}^3/\text{seg}$ para el cual la superficie de lámina de agua estaría en contacto con parte del tablero inferior de uno de los puentes (figura 6.15). Con un caudal de $40 \text{ m}^3/\text{seg}$, la lámina de agua sobrepasaría el tablero superior del mismo puente (figura 6.16)

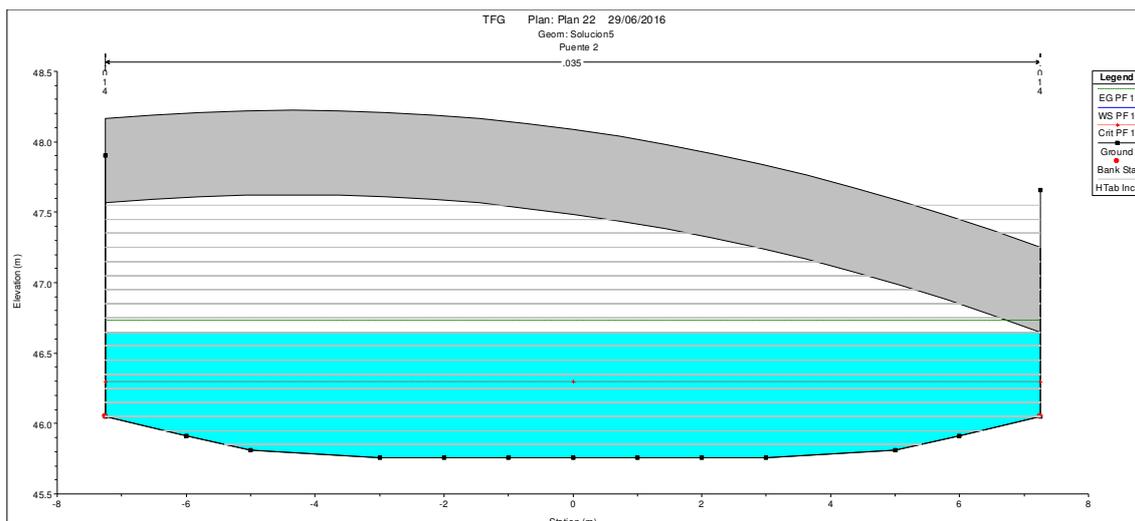


Figura 6.15. Sección transversal de la solución 5 para caudal de $16 \text{ m}^3/\text{seg}$.

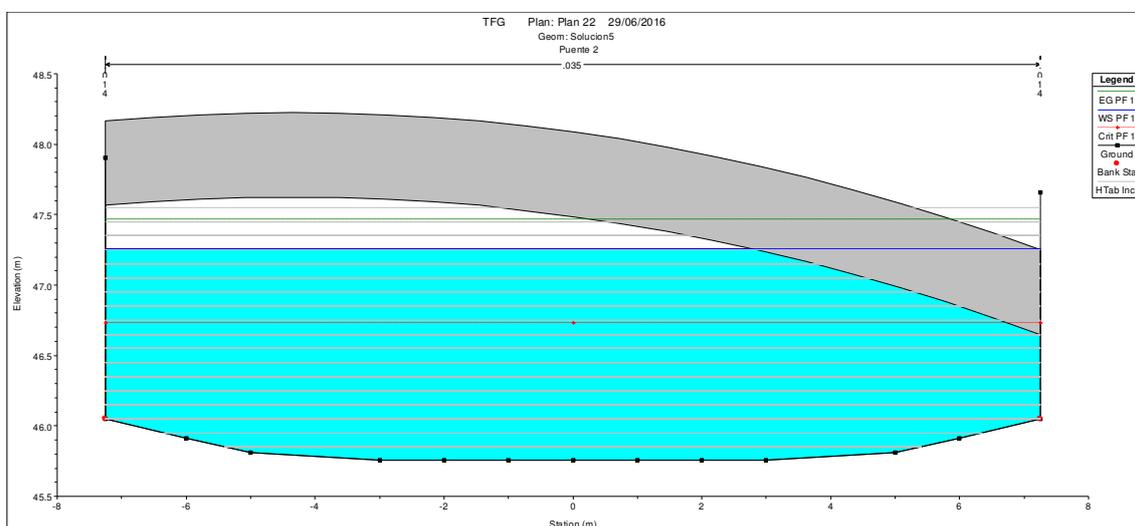


Figura 6.16. Sección transversal de la solución 5 para caudal de $40 \text{ m}^3/\text{seg}$.

La condición de contorno aguas abajo en esta solución se modifica porque cambia la pendiente, el calado en la sección de desagüe será el calado normal para una pendiente de 0.0028 m/m .

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

6.5.6. Solución 6

Continuando con las propuestas realizadas hasta ahora no obtenemos una capacidad hidráulica, con sus caudales críticos, aceptable. La repercusión económica de la realización de esta obra sería muy elevada ya que además de la excavación correspondiente habría que restituir la conexión entre las dos partes de la línea de ferrocarril que antes realizaba el túnel.

En esta propuesta decidimos volver a partir de la situación original, para aumentar la capacidad hidráulica del canal, sin la eliminación del túnel, proponemos que el flujo de agua pase por debajo del túnel mediante un conjunto de colectores.

El tramo de cauce desde la cabecera hasta la explanada no se modificará. La explanada continuaría con la forma del cauce anterior pero se le aplicaría una pendiente longitudinal tal que en la sección aguas arriba del túnel la cota de la solera sea 41 metros (3 metros de altura de los colectores y 1 metro de resguardo desde la parte más elevada de los colectores a la parte más baja del túnel). Conjunto de 2 colectores rectangulares de 3 metros de altura y 6,95 metros de ancho, con una longitud de 20 metros y con pendiente longitudinal nula para sobrepasar el túnel. El cauce continúa aguas abajo del túnel con una pendiente igual al primer tramo de cauce, al reducir tanto la solera del cauce para sobrepasar el túnel podemos asumir que el segundo tramo tenga una gran altura de cajeros o, por el contrario, que la canalización esté enterrada.

Los resultados para esta solución son: caudal límite de $97 \text{ m}^3/\text{seg}$ para la sección aguas arriba del primer puente, que con este caudal entraría en carga.

La condición de contorno en este caso es el calado normal, con una pendiente de 0.0043 m/m , en la sección de desagüe.

Se puede observar que existe un cambio de régimen en el tramo que aumenta la pendiente longitudinal volviendo al régimen lento antes de pasar por los colectores.

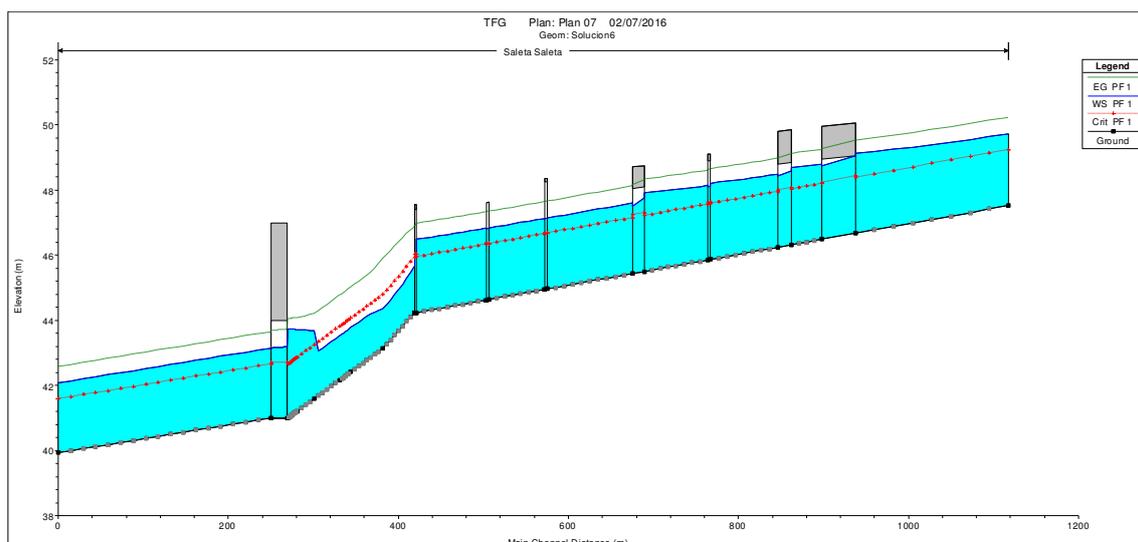


Figura 6.17. Sección longitudinal de la solución 6 para caudal límite.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

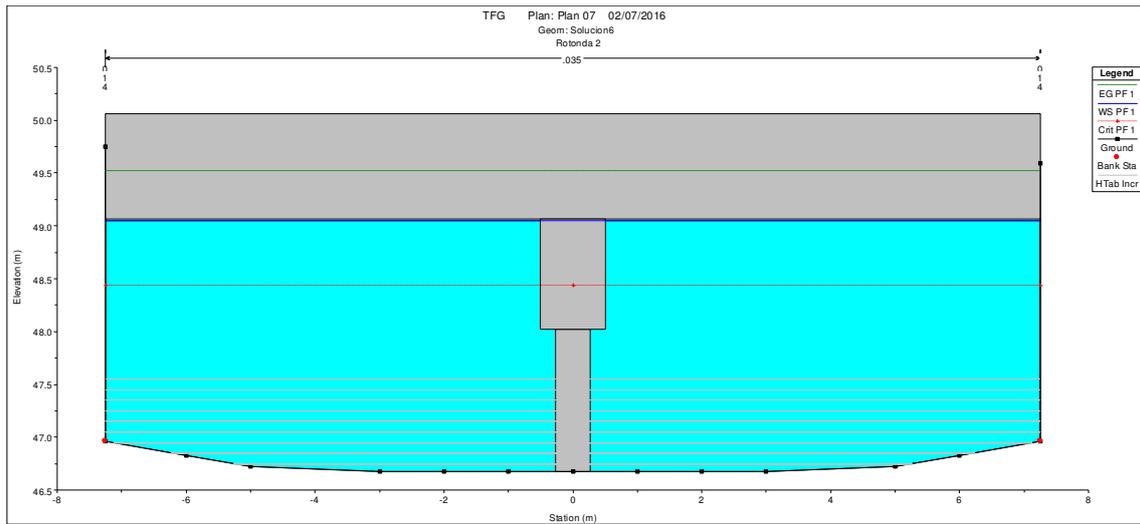


Figura 6.18. Sección transversal de la solución 6 para caudal límite.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

7. PROPUESTA

7.1. Introducción

En este capítulo vamos a proponer una solución, partiendo de la propuesta en el apartado 6.5.6, que reduzca el riesgo de inundación en el municipio de Aldaia.

7.2. Solución propuesta

Partiendo de la solución 6, realizamos las siguientes modificaciones:

- En el primer tramo canalizado descendemos la solera del cauce unos 30 cm, para aumentar la capacidad hidráulica de los puentes.
- En la explanada, que en la solución 6 la habíamos sustituido por una pendiente pronunciada, pasará a ser una continuación del primer tramo, con su misma pendiente, hasta 30m aguas arriba del túnel.
- Para conectar el final de la explanada (43.5 m de solera) con los colectores (41 m de solera) realizaremos una pendiente fuerte en la canalización, en la que habrá un cambio de régimen.
- Por último, reduciremos 0,5m la cota de la solera en la sección de desagüe para darle mayor pendiente al segundo tramo de la canalización y enviar el resalto hidráulico hacia aguas abajo.

La condición en este caso es el calado normal para una pendiente de 0,006 m en la sección de desagüe.

Con estas modificaciones, llegamos hasta los $117 \text{ m}^3/\text{seg}$ de caudal límite, siendo la sección crítica el puente más hacia aguas arriba del cauce estudiado.

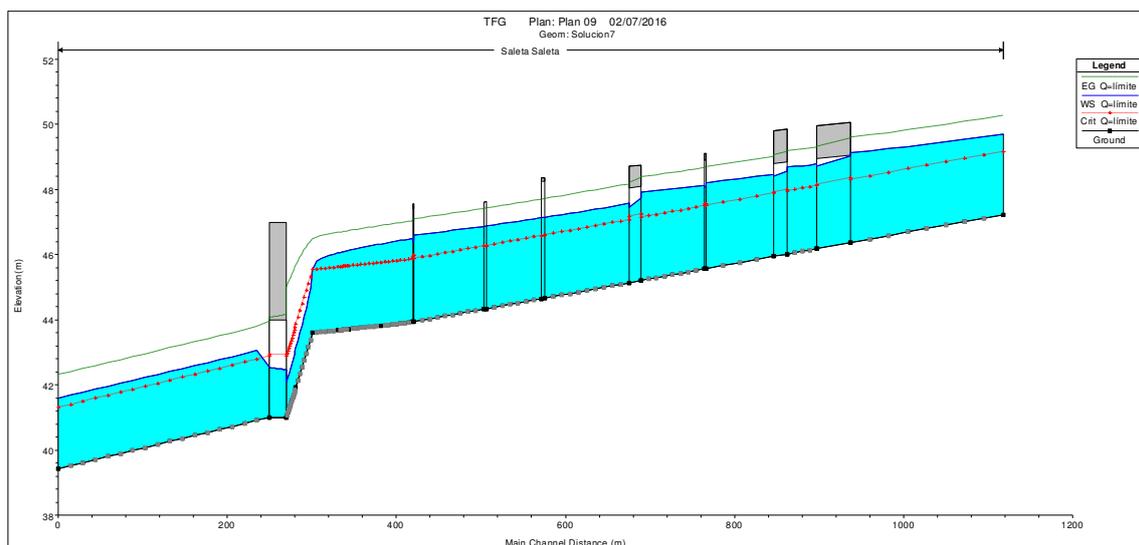


Figura 7.1. Sección longitudinal de la solución propuesta con $117 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Como podemos ver en la figura 7.1, en este caso, el cambio de régimen se produce aguas debajo de los colectores, por ello deberemos de incluir en el cauce una protección, previamente calculada, desde aguas abajo del colector hasta la sección del resalto. Habrá que poner protección aguas arriba del colector porque en esa zona se produce el resalto para caudales menores.

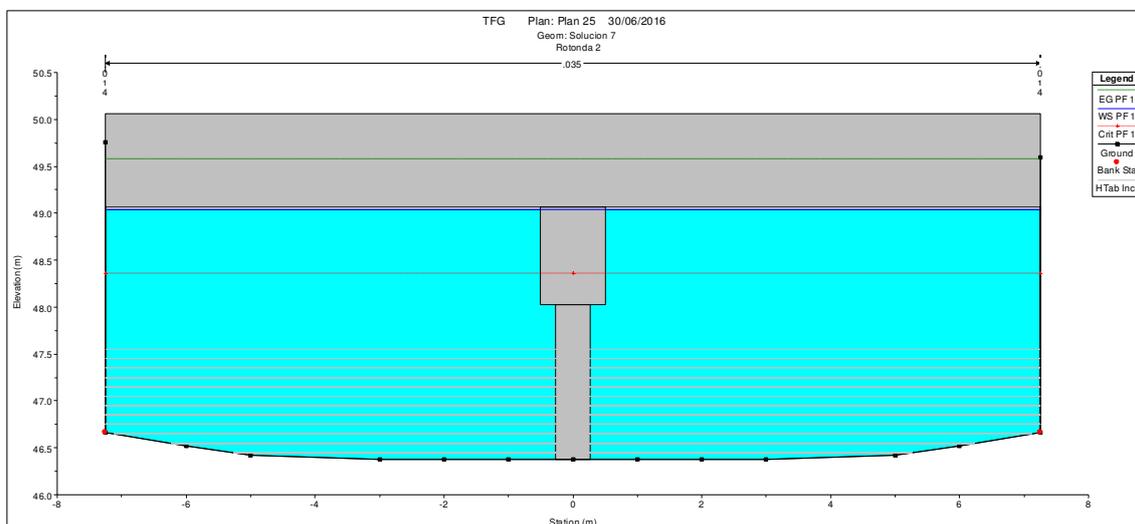


Figura 7.3. Sección transversal de la solución propuesta con $117 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Esta solución propuesta soportará unas avenidas con un periodo de retorno de 17 años.

En el anejo solución propuesta podemos ver este apartado mucho más detallado.

7.3. Análisis de la solución propuesta

Partiendo del caudal límite en el punto de desagüe, de $117 \text{ m}^3/\text{seg}$, suponemos un valor de precipitación máxima diaria en la tormenta de diseño, explicada en el estudio hidrológico. Con este valor obtenemos la tormenta de diseño de la figura 7.4 y ésta la insertamos en HMS configurado para la cuenca estudiada que nos dará un caudal en el punto de desagüe. Iremos repitiendo este proceso hasta que no de un caudal pico en el punto de desagüe de $117 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Iterando, la precipitación media diaria obtenida es de 143,75 mm.

Con este dato volvemos al análisis estadístico del estudio hidrológico y con la función SQRT obtenemos un periodo de retorno de 16 años para esa precipitación media diaria.

Por norma se debería de proponer una solución de periodo de retorno 100 años. En nuestro caso, solamente modificando el cauce canalizado, por condiciones que tenemos, no podríamos llegar a este periodo de retorno, deberíamos de realizar una gran excavación para reducir la cota de la solera y así aumentar la capacidad hidráulica de la canalización. Por ello se propone estudiar la realización de un desvío de un gran caudal aguas arriba del municipio enviándolo al barranco del Poyo, que es un barranco cercano al del Pozalet-Saleta y que tiene gran capacidad hidráulica, y así reducir los problemas de inundación en el municipio de Aldaia.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

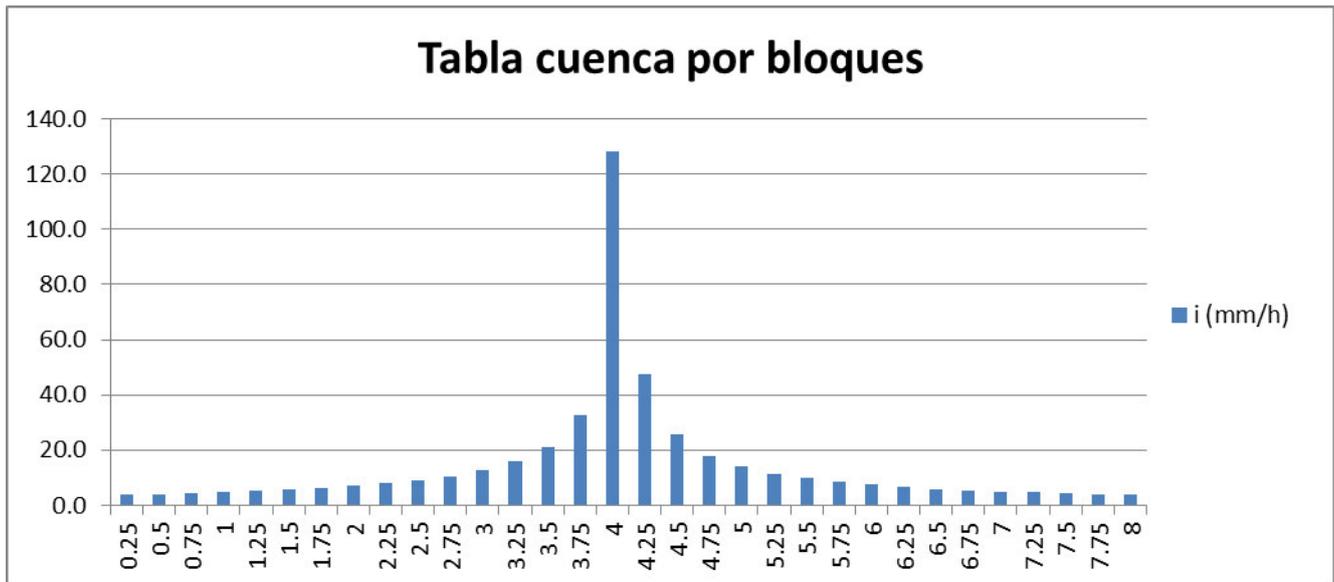


Figura 7.4. Tormenta por bloques de la tormenta de diseño límite para la solución adoptada.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

8. ANÁLISIS TORMENTA REAL

8.1. Introducción

Agrupando el trabajo realizado en los apartados anteriores, obtenemos una herramienta muy potente en la cual podemos introducir tormentas reales, y no de diseño, y que el resultado esté más ajustado a la realidad.

En este apartado vamos a introducir una lluvia real que descargó en nuestra cuenca de estudio entre el 1 y 2 de noviembre del 2015.

8.2. Lluvia 1-2 de noviembre del 2015

Entre las 14:00 del 1 de noviembre y las 14:00 del 2 de noviembre se produjo una precipitación en nuestra cuenca de estudio. Tenemos cuantificado la cantidad de agua precipitada gracias a los pluviómetros de la zona (en el anejo N°4 se pueden ver los hietogramas de la precipitación).



Figura 8.1. Agua por la calzada dificultando la circulación de los coches.

En la mañana del 2 de noviembre, cuando se produjo el pico de la lluvia, la precipitación ocasionó las situaciones que se ven en las figuras 8.1-8.4 en el anejo N°4 se pueden consultar más imágenes de lo ocurrido en el momento de la precipitación. Como se puede observar se sobrepasó el caudal límite y hubo desbordamiento.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.



Figura 8.2. Protección del municipio para evitar daños.



Figura 8.3. Transporte de residuos a causa de la fuerza del agua.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.



Figura 8.4. Desbordamiento del cauce, llenando toda la calzada de agua. Fotografía realizada hacia aguas abajo del grupo de colectores.

8.3. Análisis de la tormenta

8.3.1. Obtención caudal desagüe

Para obtener el caudal en el punto de desagüe se ha utilizado el modelo del HEC-HMS para la cuenca realizado previamente en el estudio hidrológico.

Al tratarse de una tormenta real, y no de diseño, debemos introducirla en el programa de una manera diferente. Se ha utilizado un método basado en la distancia, el método inverso de la distancia, mediante interpolación. Este método lo ofrece HMS introduciendo las coordenadas de los pluviómetros utilizados con su hietograma correspondiente y las coordenadas de los diferentes puntos desagüe, uno por cada subcuenca.

Ejecutando el HMS obtenemos un caudal pico de $19.3 \text{ m}^3/\text{seg}$ el 2 de noviembre a las 12:00.

En la figura 8.5 podemos ver el hidrograma en el punto de desagüe.

En el anejo nº4 podemos consultar esta información más ampliada.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

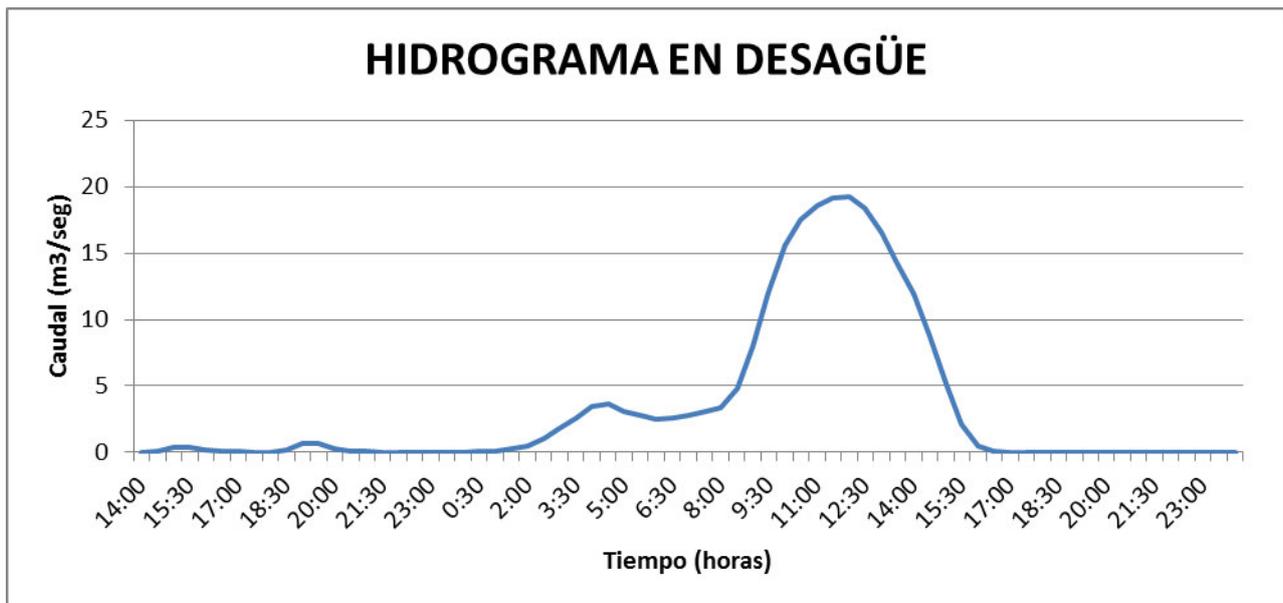


Figura 8.5. Hidrograma en el desagüe.

8.3.2. Observación lámina libre

Para observar la lámina libre hemos utilizado el programa HEC-RAS creado en el estudio hidráulico.

Queremos ver la lámina libre de la tormenta que estamos estudiando en la situación actual de la canalización y en la solución propuesta en el apartado 7 de la memoria.

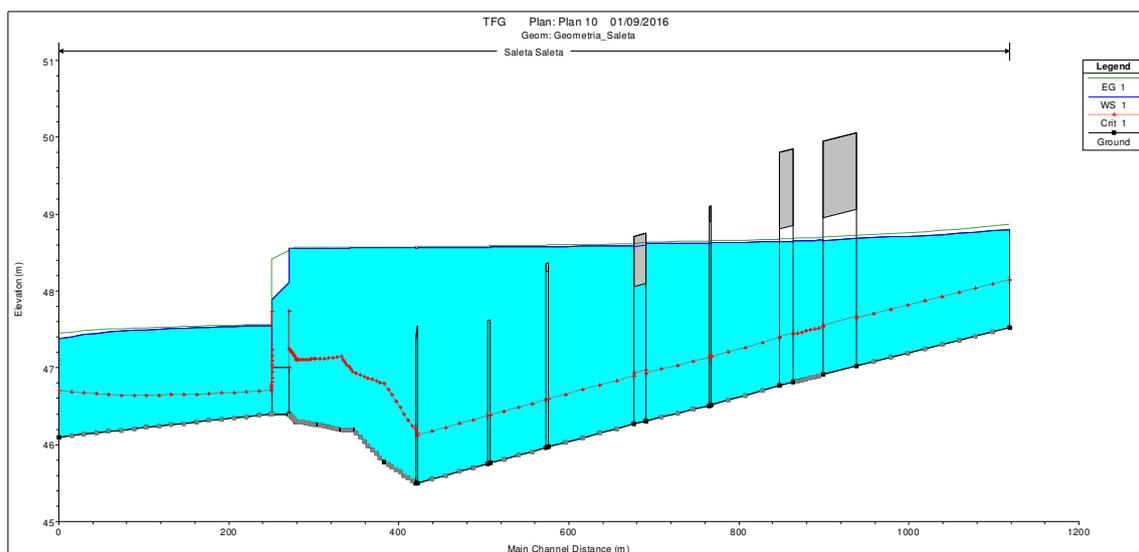
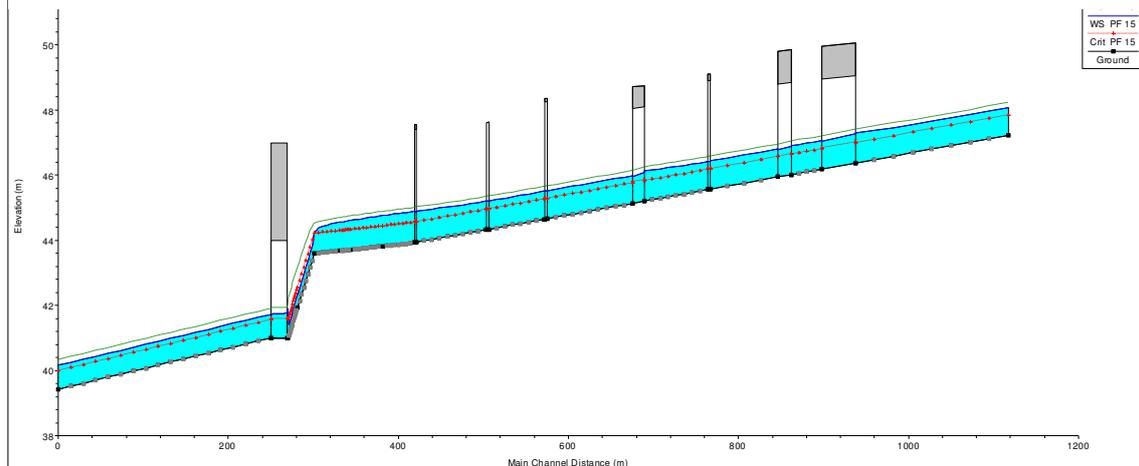


Figura 8.6. Sección longitudinal para situación actual.

En la situación actual, al entrar el grupo de colectores en carga, la figura 8.6 nos muestra que el HEC-RAS calcula con la ecuación de energía y continuidad, no acepta el desbordamiento, y genera una situación irreal.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

Figura 8.7. ción longitudinal para solución propuesta.



La figura 8.7, en cambio, nos dice que necesitaríamos mucho más caudal que $19.3 \text{ m}^3/\text{seg}$ para llegar al límite de la capacidad hidráulica de la solución propuesta.

Tendremos más información de este apartado en el anejo nº 4.

8.3.3. Asignación periodo de retorno

Para calcular el periodo de retorno de nuestra tormenta, suponemos una tormenta de diseño, la ejecutamos en el HMS y obtenemos un caudal pico de desagüe. Iteraremos este proceso hasta obtener un caudal pico de $19.3 \text{ m}^3/\text{seg}$. Cuando llegemos al caudal buscado, tendremos una precipitación media diaria de 52.5 mm. Con este dato volvemos al análisis estadístico del estudio hidrológico y con la función SQRT obtenemos un periodo de retorno de 2 años para esa precipitación media diaria

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

9. CONCLUSIONES

El objetivo del presente estudio, como se dijo en el apartado 2, es realizar una representación técnica y fiable del sistema hidrológico-hidráulico para llegar a obtener un conocimiento profundo de la problemática de inundabilidad en el municipio, sus causas, naturaleza, e identificación en términos probabilísticos y de riesgo, para poder proponer soluciones paliativas que permitan en el futuro reducir o eliminar daños producidos por las avenidas del barranco estudiado.

Con ayuda de los apartados anteriores se ha construido una herramienta muy potente con la que se puede analizar, con un alto grado de detalle, desde simulaciones de lluvias a lluvias reales.

Esto último lo podemos ver en el apartado 8 de la memoria, como se realiza el análisis de la tormenta caída en la cuenca estudiada el 2 de noviembre del 2015. Con los datos de partida de los hietogramas de los pluviómetros de la zona se obtiene: los hidrogramas de los puntos clave de la cuenca, se le asigna un periodo de retorno de 2 años y se observa el comportamiento de la lámina libre en la última parte del cauce en la situación actual de la canalización y en la solución propuesta.

Se han propuesto diferentes soluciones para reducir el problema de la inundabilidad y se ha llegado a una solución aceptable desde el punto de vista económico pero no se llega a realizar una mejora considerable, solo se llega a los 16 años de periodo de retorno. Si queremos aumentar la protección elevando el periodo de retorno debemos de hacer una gran inversión.

Análisis de la problemática de inundabilidad en el municipio del Aldaia y propuesta de soluciones.

10 Bibliografía

CEDEX. 2000. Secretaría de Estado de Aguas y Costas. *Las aguas continentales en los países mediterráneos de la unión europea.* 2000.

Confederación Hidrográfica del Júcar. Estudio para el desarrollo sostenible de l'Albufera de Valencia.

Culiá, Francesc Martínez i M^a Pilar Sánchez. 2008. *Entre l'aigua i el fang, les riuades d'Aldaia.* 2008.

Divulgameteo. [En línea] <http://www.divulgameteo.es/uploads/Gota-fr%C3%ADa-57.pdf>.

Generalitat Valenciana. 2015. Direcció general d'ordenació del territori, urbanisme i paisatge. *Plan de acción territorial sobre prevención del riesgo de inundación en la Comunitat Valenciana (PATRICOVA).* 2015.

Ministerio de Fomento. 2016. Instrucción 5.2- IC. Drenaje superficial. 2016.

Oliveras, Jordi. <http://www.hidrojing.com/desmontando-el-metodo-racional-via-temez/>. *Desmontando el método racional de Temez.* [En línea]

Viessman, Warren Jr y Lewis, Gary L. 1996. *Introduccion to Hydrology.* 1996.

Diferentes recursos obtenidos a través de las diferentes instituciones y personas existentes en el municipio.