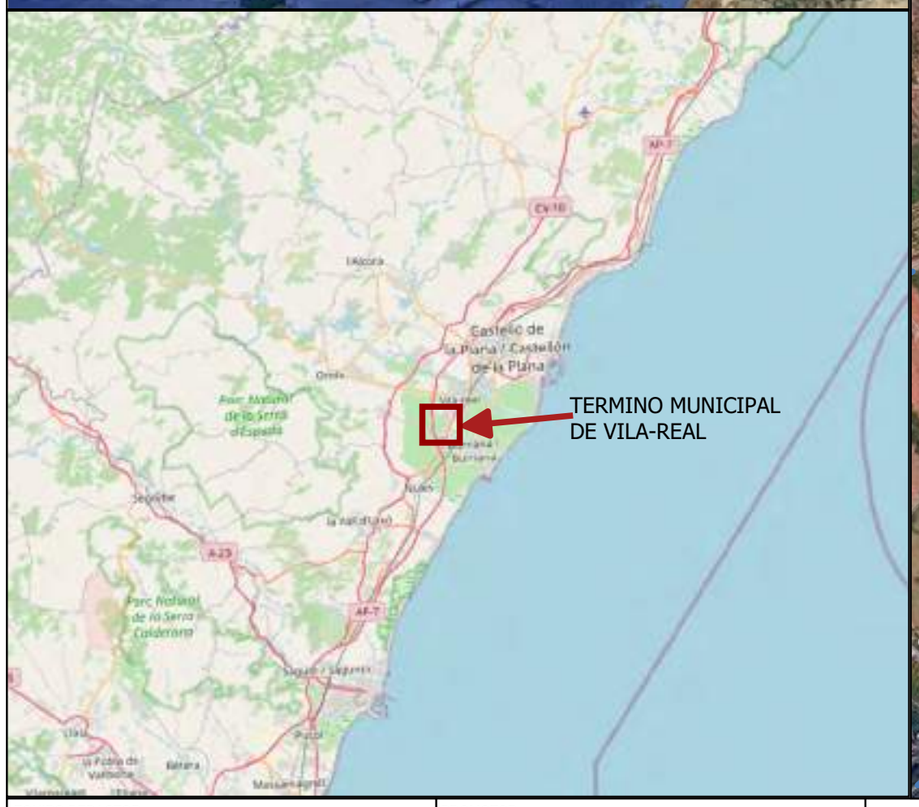
10 ANEXO 1.- PLANOS ESTUDIO INUNDABILIDAD







EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN SITUACION Y EMPLAZAMIENTO SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA Sin escala	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 01 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01

B1

D1

A1

B2

D2

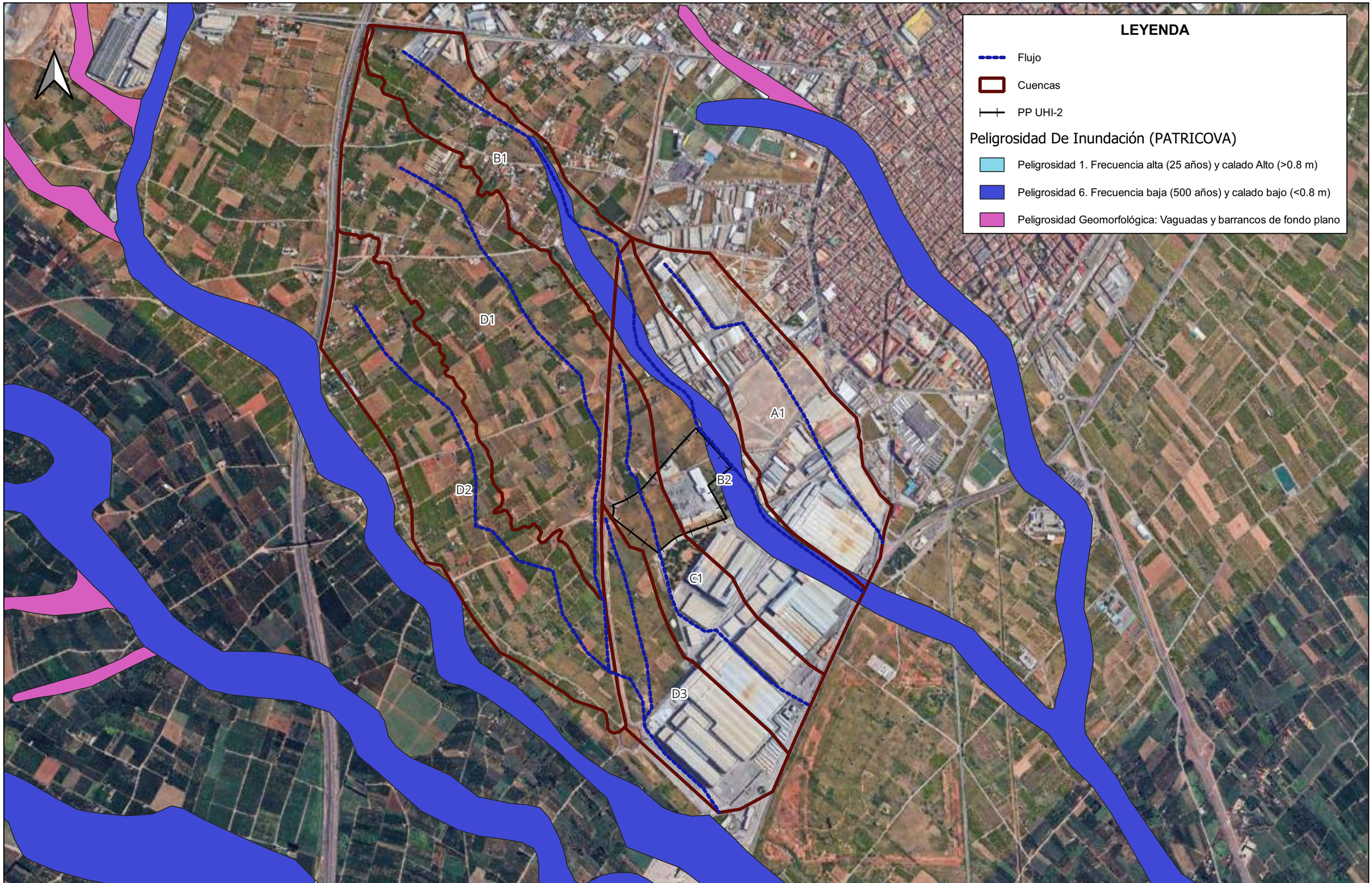
C1

D3

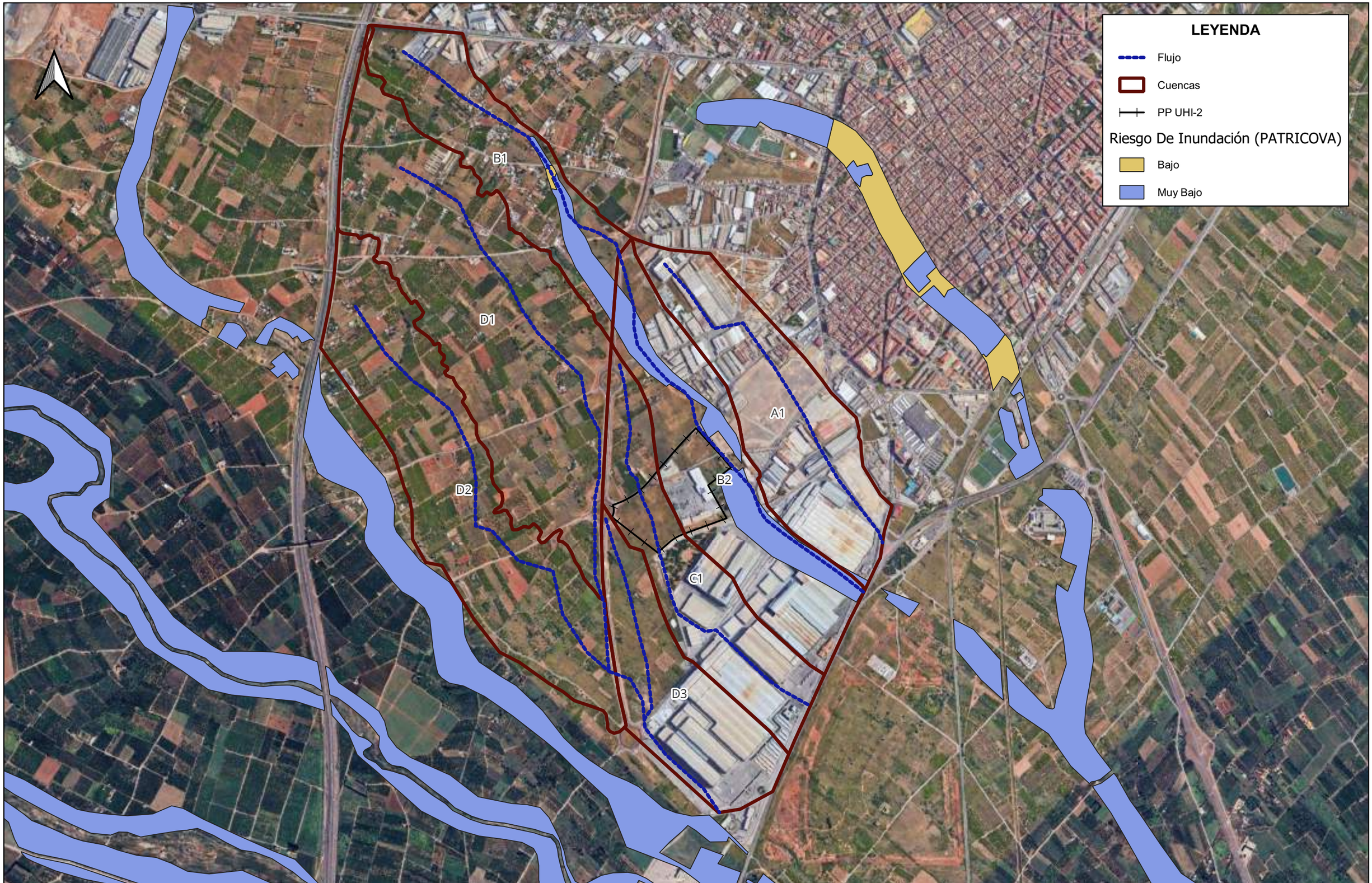
LEYENDA

- Dirección del Flujo
- Flujo
- Cuencas
- PP UHI-2

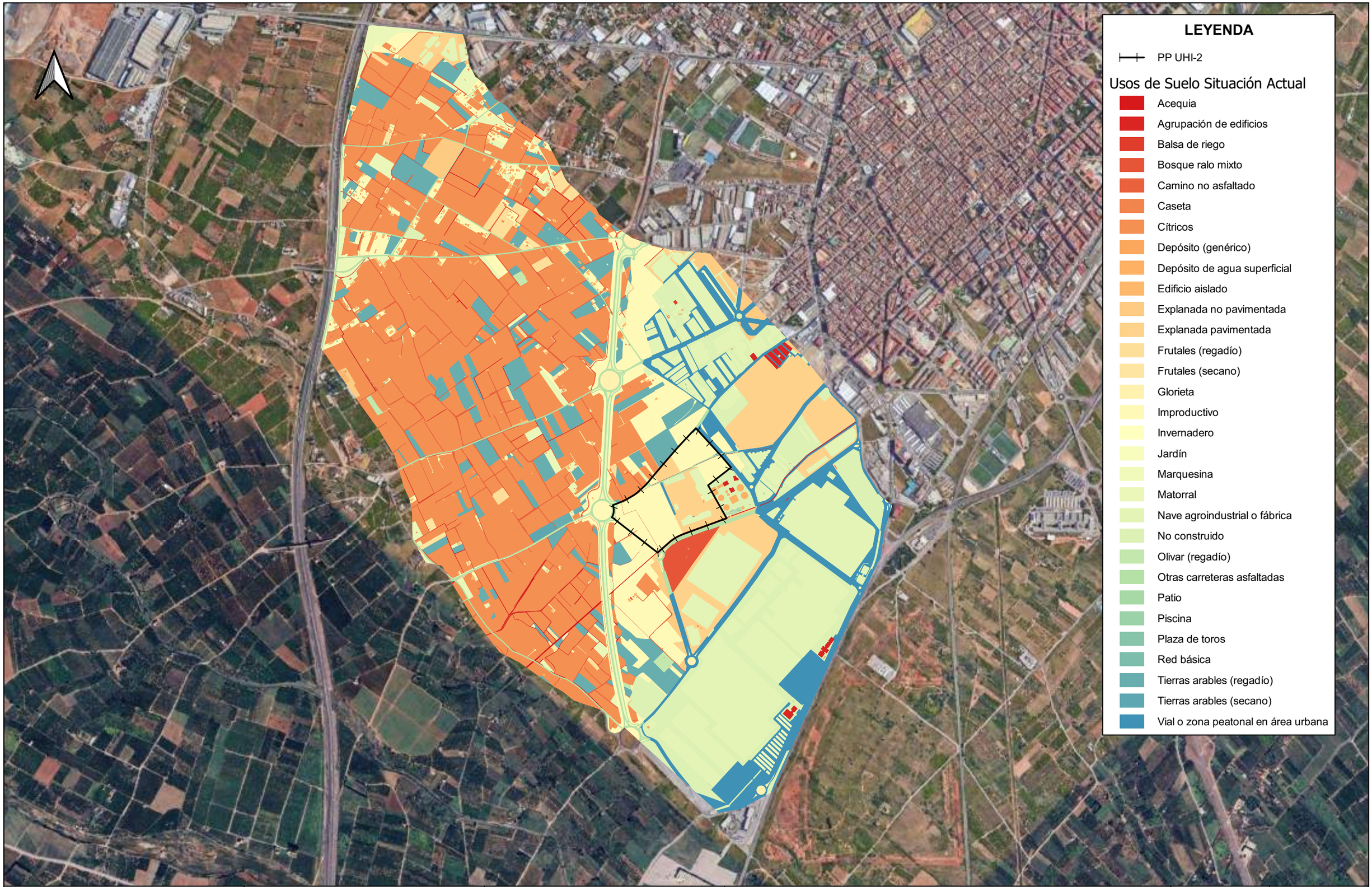
EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO: ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN: RED HIDROGRÁFICA SITUACIÓN: VILA-REAL (CASTELLÓN) — ESCALA: 1/12500	FECHA: ENERO 2026 EXP.: 21022	PLANO Nº.: 02 VERSIÓN 01 HOJA: 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN MAPAS DE PELIGROSIDAD DE INUNDACIÓN PATRICOVA SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/15000	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 03 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN MAPAS DE RIESGO DE INUNDACIÓN PATRICOVA SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) — ESCALA 1/15000	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 04 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR
ingestec
C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR
HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO: ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN: USOS DEL SUELO SITUACION ACTUAL

SITUACIÓN: VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA: 1/15000

FECHA: ENERO 2026

EXP.: 21022

PLANO Nº.: 05

VERSIÓN 01

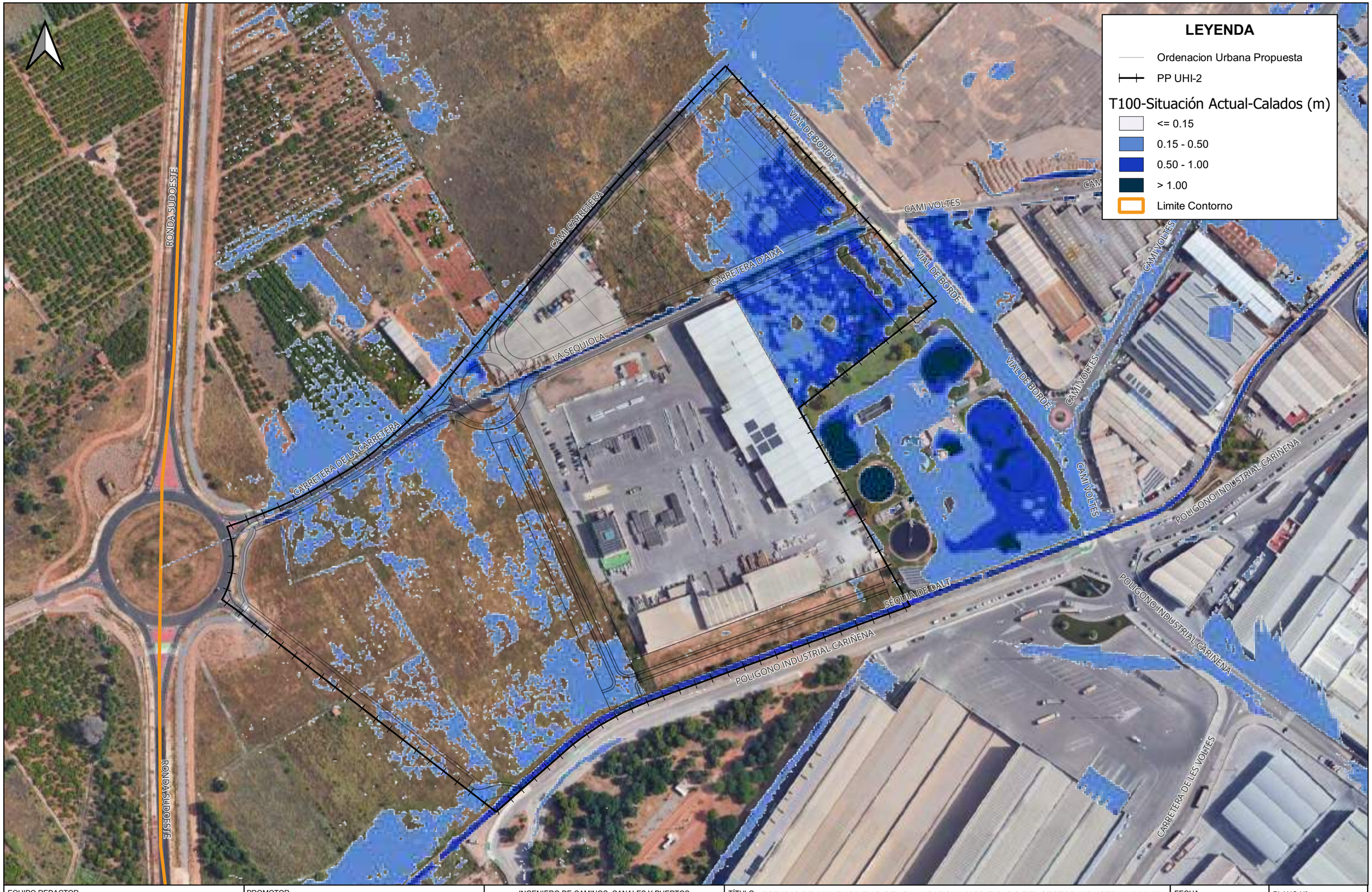
HOJA: 01 DE 01



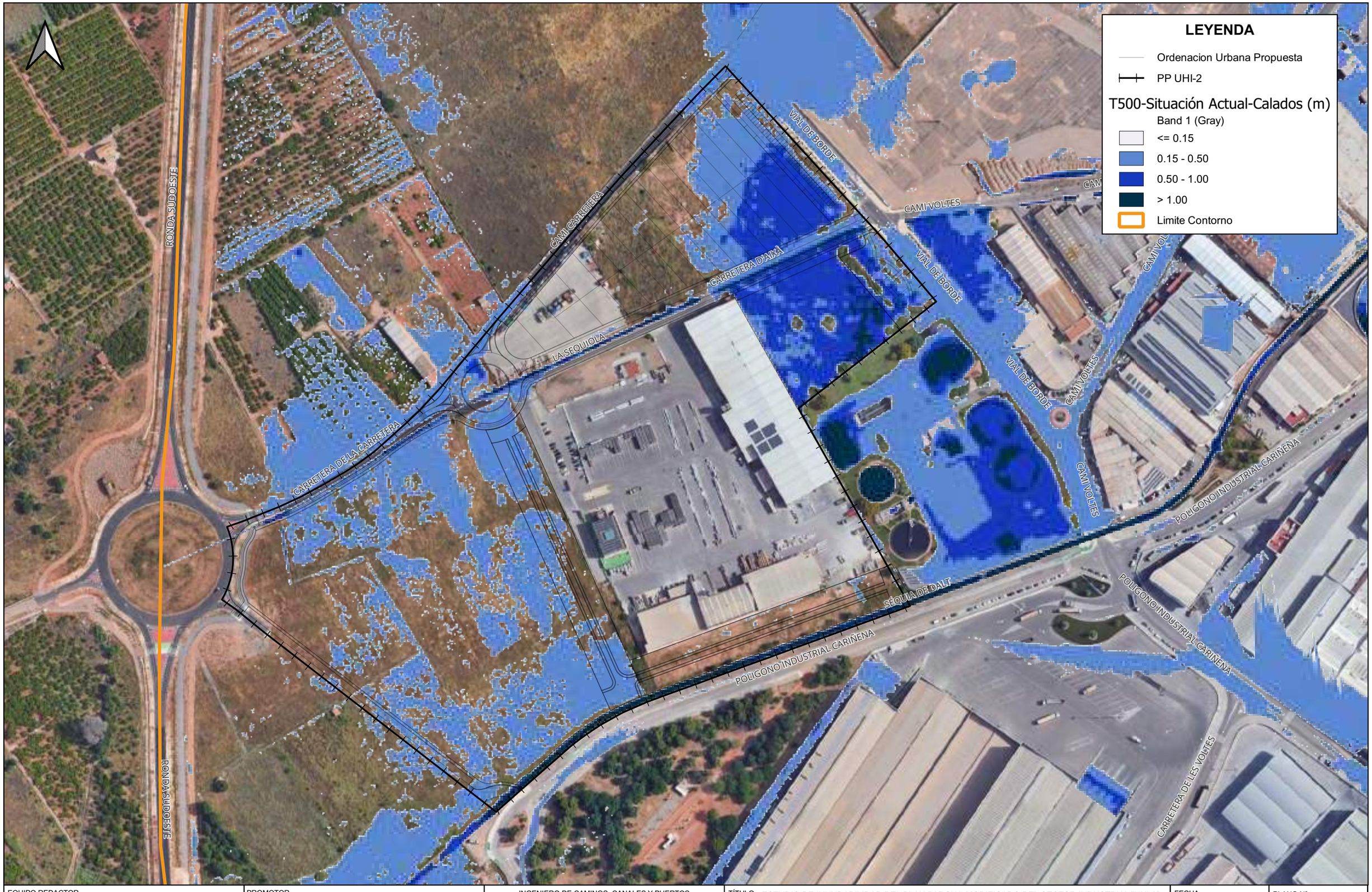
EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN MDT Y MODELO HIDRAULICO SITUACION ACTUAL SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)	ESCALA 1/7500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 06 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS ANALISIS SITUACION ACTUAL MAPA DE CALADOS (METROS) PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 07 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION ACTUAL MAPA DE CALADOS (METROS) PERIODO DE RETORNO T=100 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 08 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



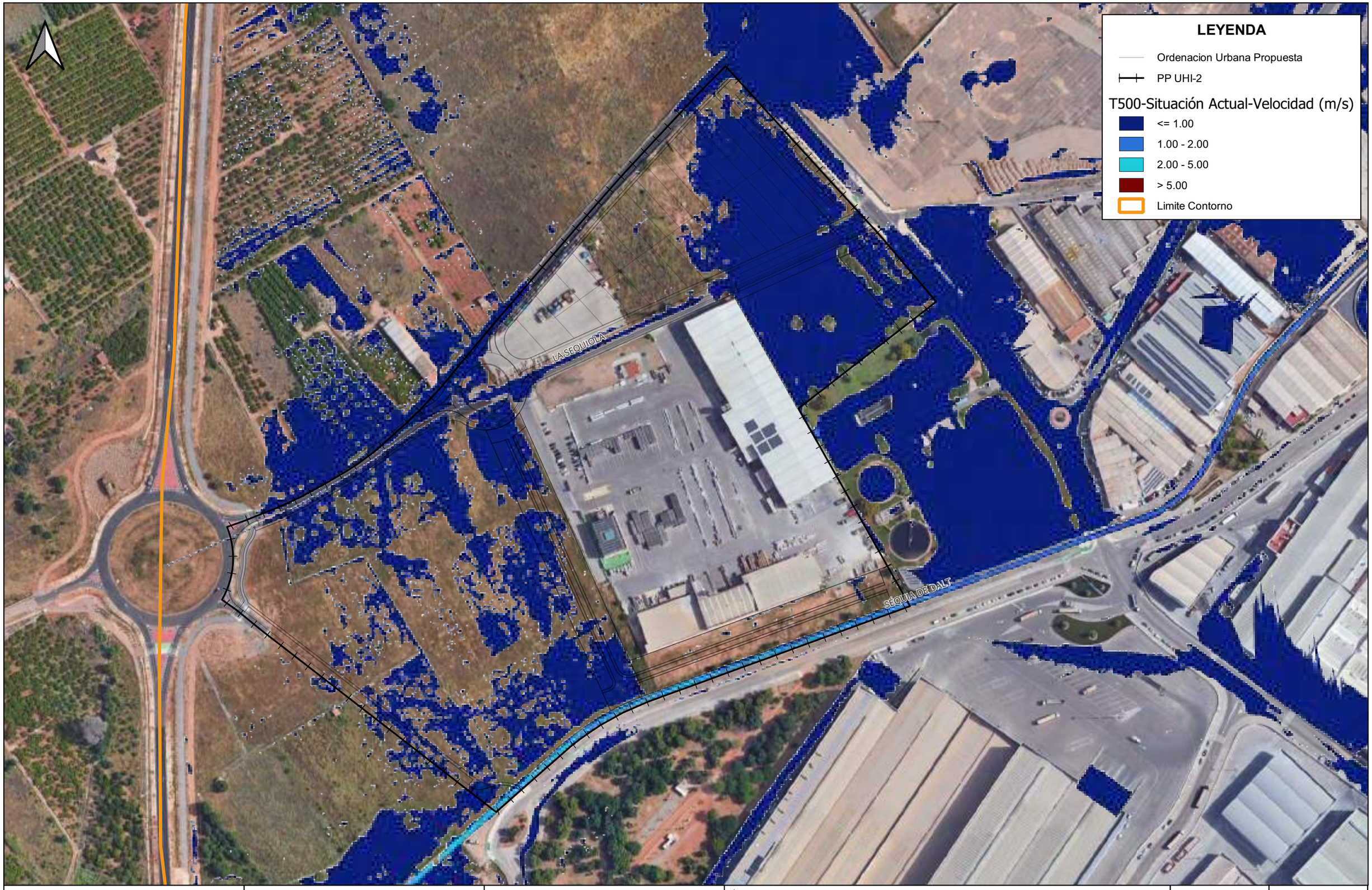
EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION ACTUAL MAPA DE CALADOS (METROS) PERIODO DE RETORNO T=500 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 09 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO: ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN: RESULTADOS SITUACION ACTUAL MAPA DE VELOCIDADES (M/S) PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS SITUACIÓN: VILA-REAL (CASTELLÓN) — ESCALA: 1/2500	FECHA: ENERO 2026 EXP.: 21022	PLANO Nº.: 10 VERSIÓN 01 HOJA: 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITAUCION ACTUAL MAPA DE VELOCIDADES (M/S) PERIODO DE RETORNO T=100 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 11 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION ACTUAL MAPA DE VELOCIDADES (M/S) PERIODO DE RETORNO T=500 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

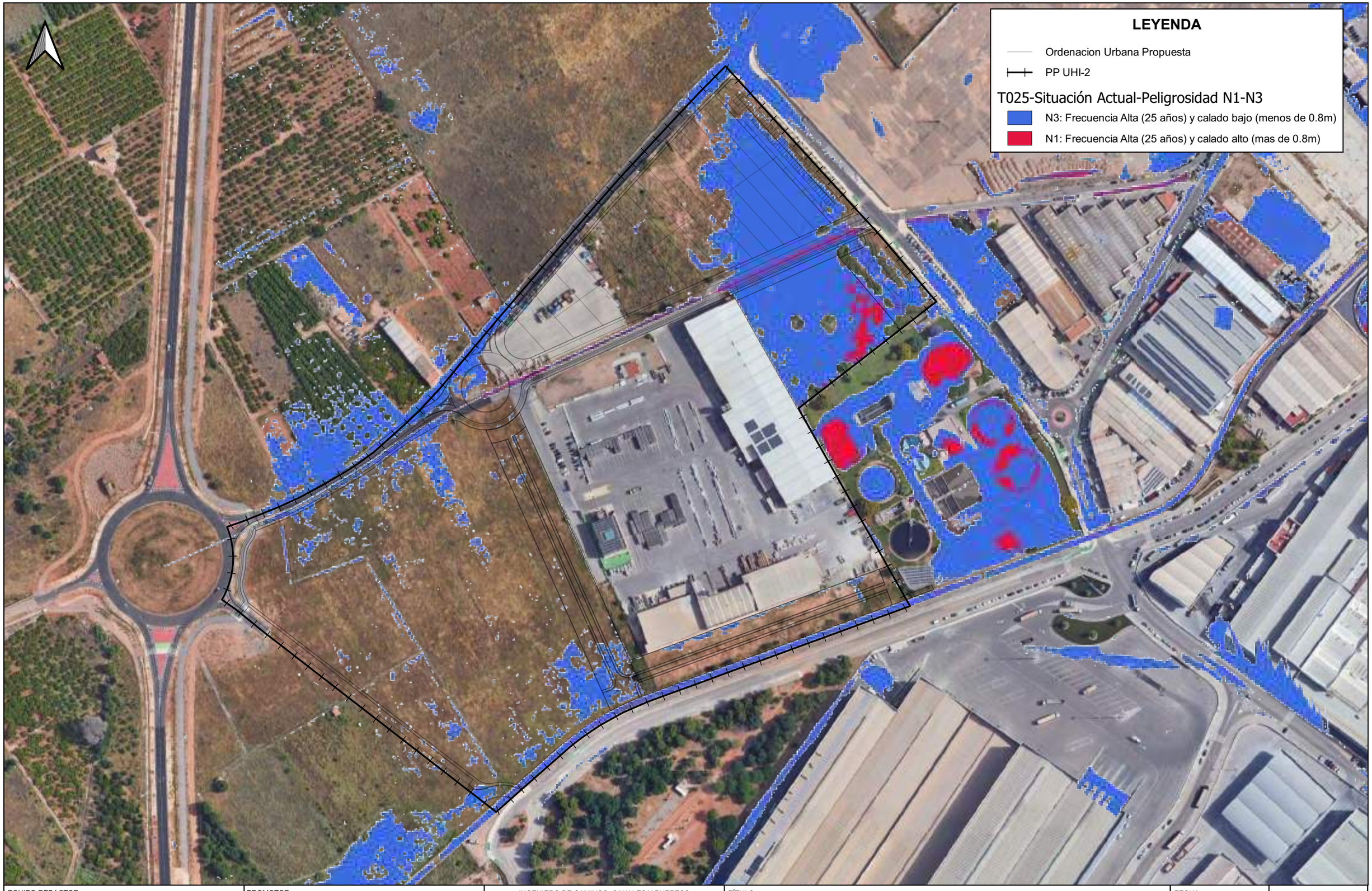
FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 12

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION ACTUAL- PELIGRO DE INUNDACION PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

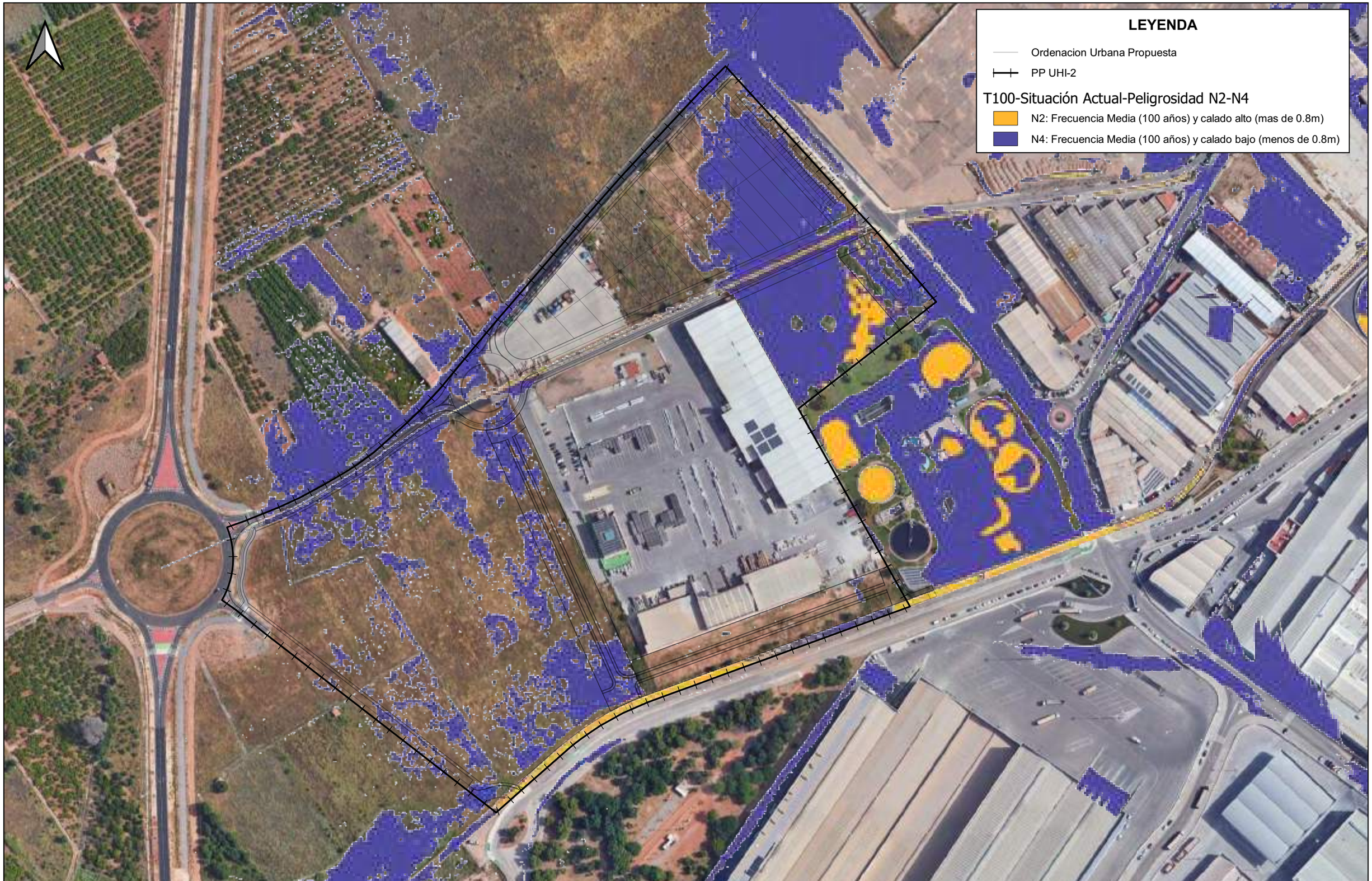
FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 13

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION ACTUAL- PELIGRO DE INUNDACION PERIODO DE RETORNO T=100 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

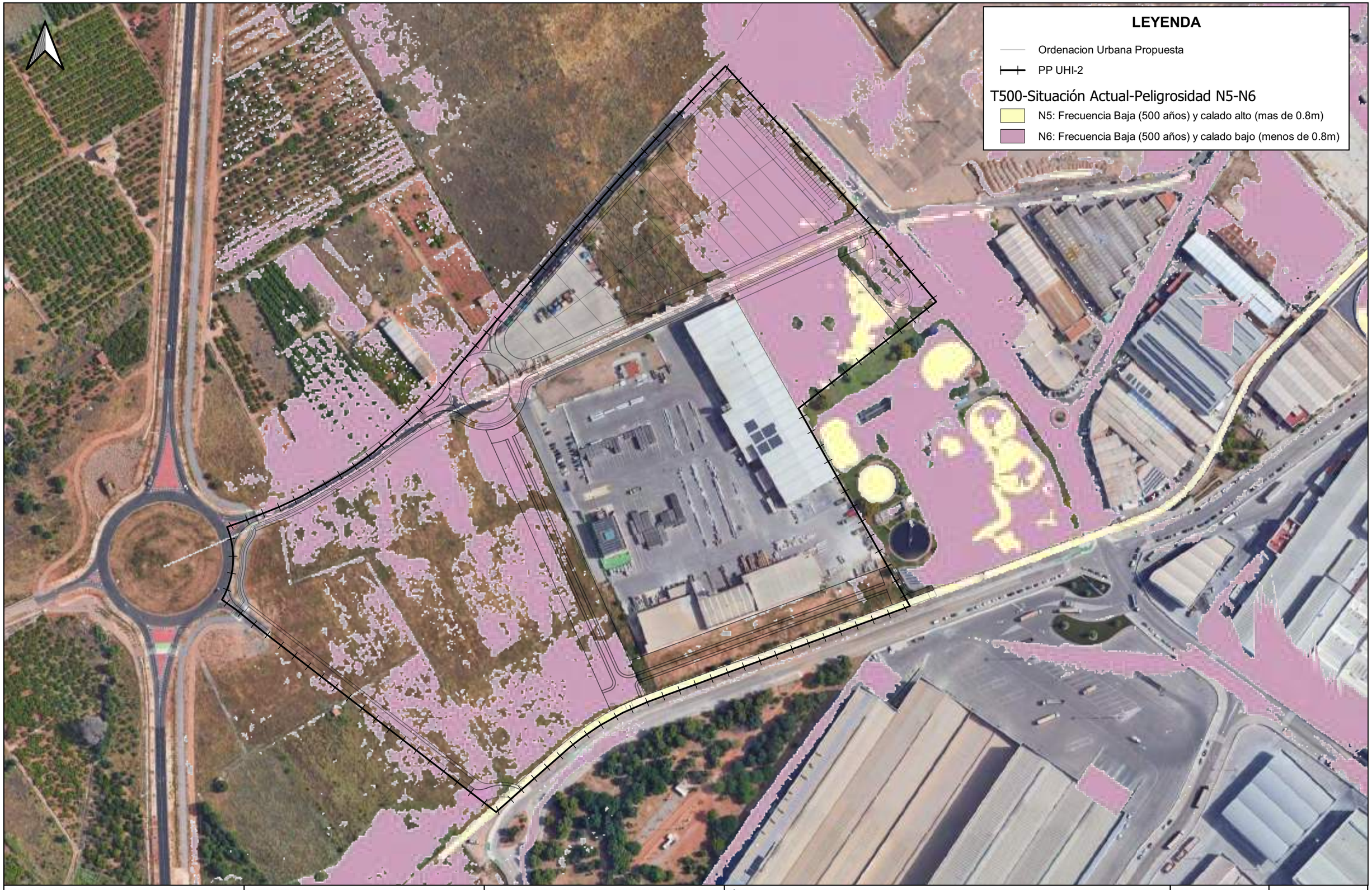
FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

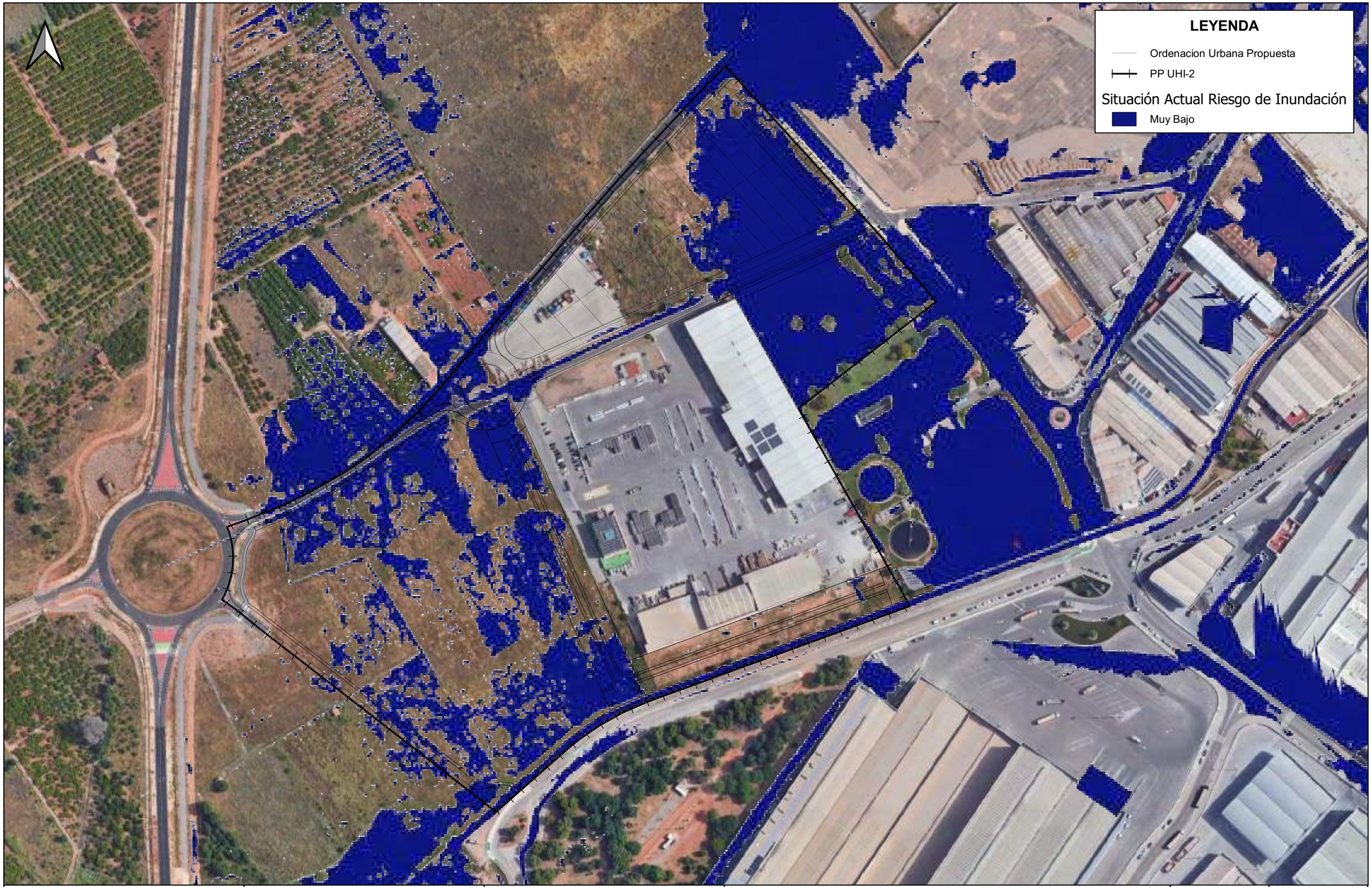
PLANO Nº. 14

VERSIÓN 01

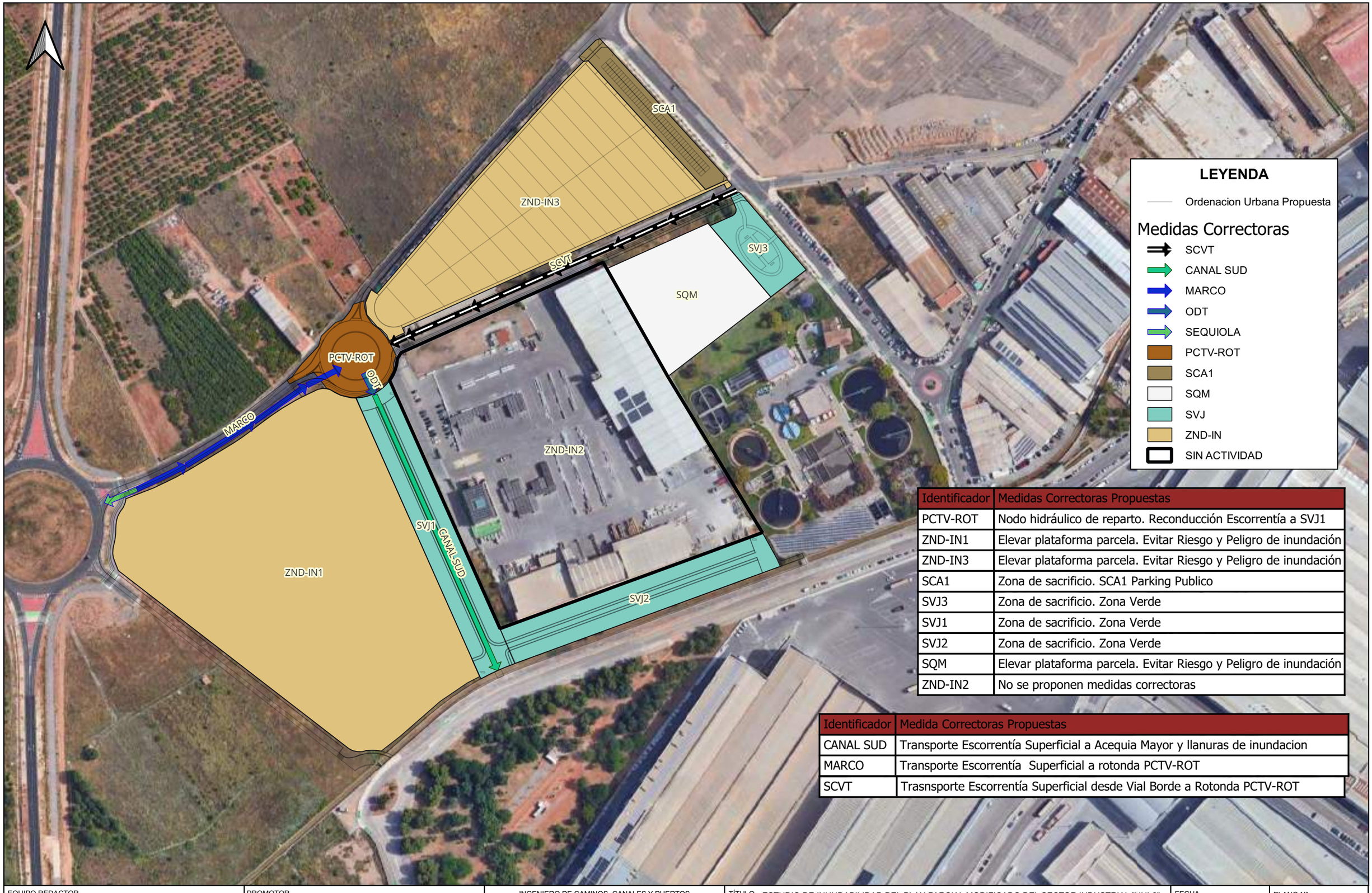
HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION ACTUAL- PELIGRO DE INUNDACION PERIODO DE RETORNO T=500 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 15 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION ACTUAL- RIESGO DE INUNDACION SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 16 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



Identificador	Medidas Correctoras Propuestas
PCTV-ROT	Nodo hidráulico de reparto. Reconducción Escorrentía a SVJ1
ZND-IN1	Elevar plataforma parcela. Evitar Riesgo y Peligro de inundación
ZND-IN3	Elevar plataforma parcela. Evitar Riesgo y Peligro de inundación
SCA1	Zona de sacrificio. SCA1 Parking Publico
SVJ3	Zona de sacrificio. Zona Verde
SVJ1	Zona de sacrificio. Zona Verde
SVJ2	Zona de sacrificio. Zona Verde
SQM	Elevar plataforma parcela. Evitar Riesgo y Peligro de inundación
ZND-IN2	No se proponen medidas correctoras

Identificador	Medida Correctoras Propuestas
CANAL SUD	Transporte Escorrentía Superficial a Acequia Mayor y llanuras de inundacion
MARCO	Transporte Escorrentía Superficial a rotonda PCTV-ROT
SCVT	Trasnsporte Escorrentía Superficial desde Vial Borde a Rotonda PCTV-ROT

EQUIPO REDACTOR
ingestec
C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR
HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN MEDIDAS CORRECTORAS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

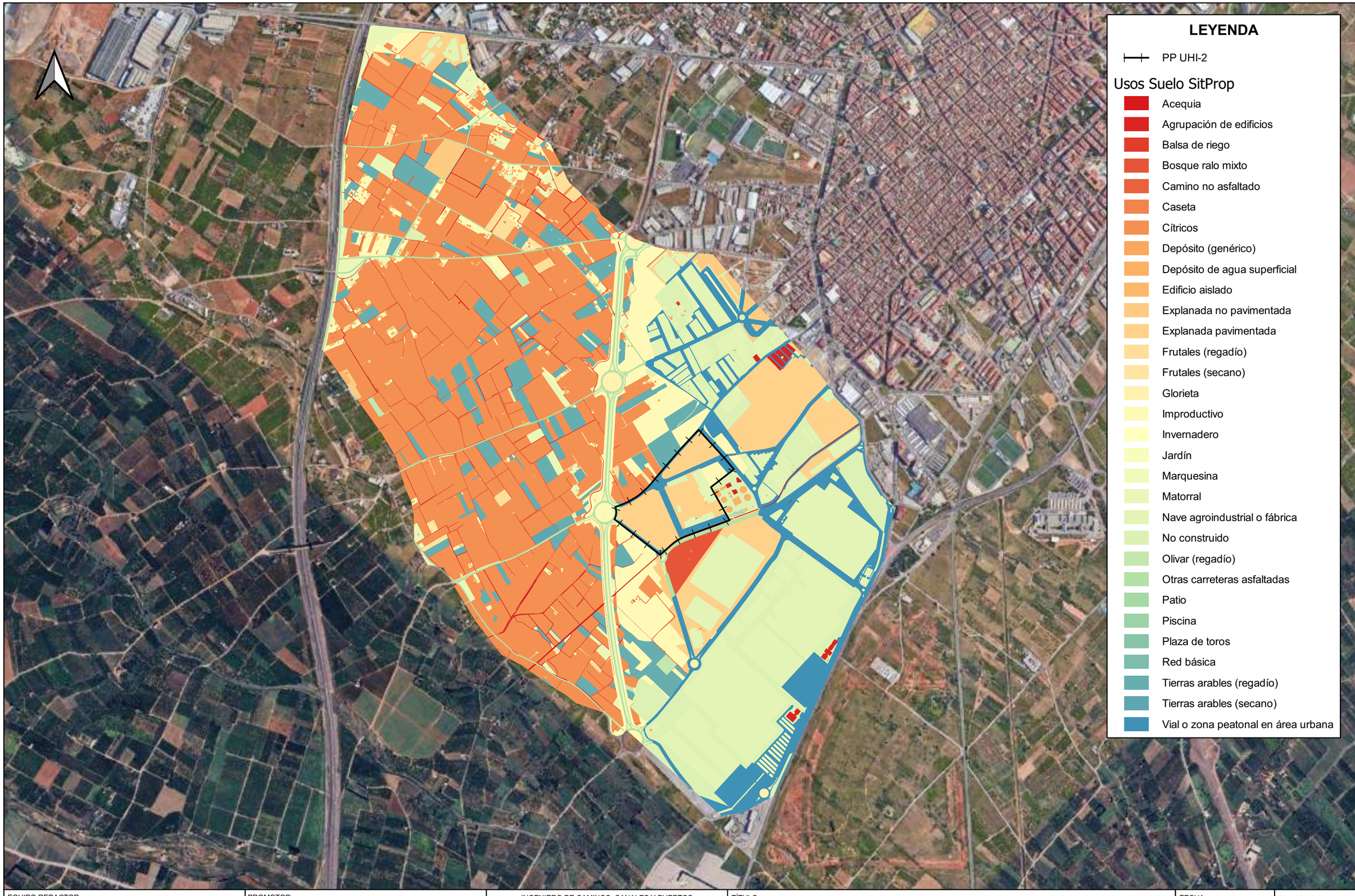
FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 17

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR
ingestec
C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR
HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO: ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN: USOS DEL SUELO SITUACION PROPUESTA

SITUACIÓN: VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA: 1/15000

FECHA: ENERO 2026

EXP.: 21022

PLANO Nº.: 18

VERSIÓN 01

HOJA: 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN MDT Y MODELO HIDRAULICO SITUACION PROPUESTA SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/7500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 19 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION PROPUESTA MAPA DE CALADOS (METROS) PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 20 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION PROPUESTA MAPA DE CALADOS (METROS) PERIODO DE RETORNO T=100 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 21 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION PROPUESTA MAPA DE CALADOS (METROS) PERIODO DE RETORNO T=500 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 22 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION PROPUESTA MAPA DE VELOCIDADES (M/S) PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 23 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITAUCION PROPUESTA MAPA DE VELOCIDADES (M/S) PERIODO DE RETORNO T=100 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 24 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION RPOPUESTA MAPA DE VELOCIDADES (M/S) PERIODO DE RETORNO T=500 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 25

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION PROPUESTA- PELIGRO DE INUNDACION PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 26

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

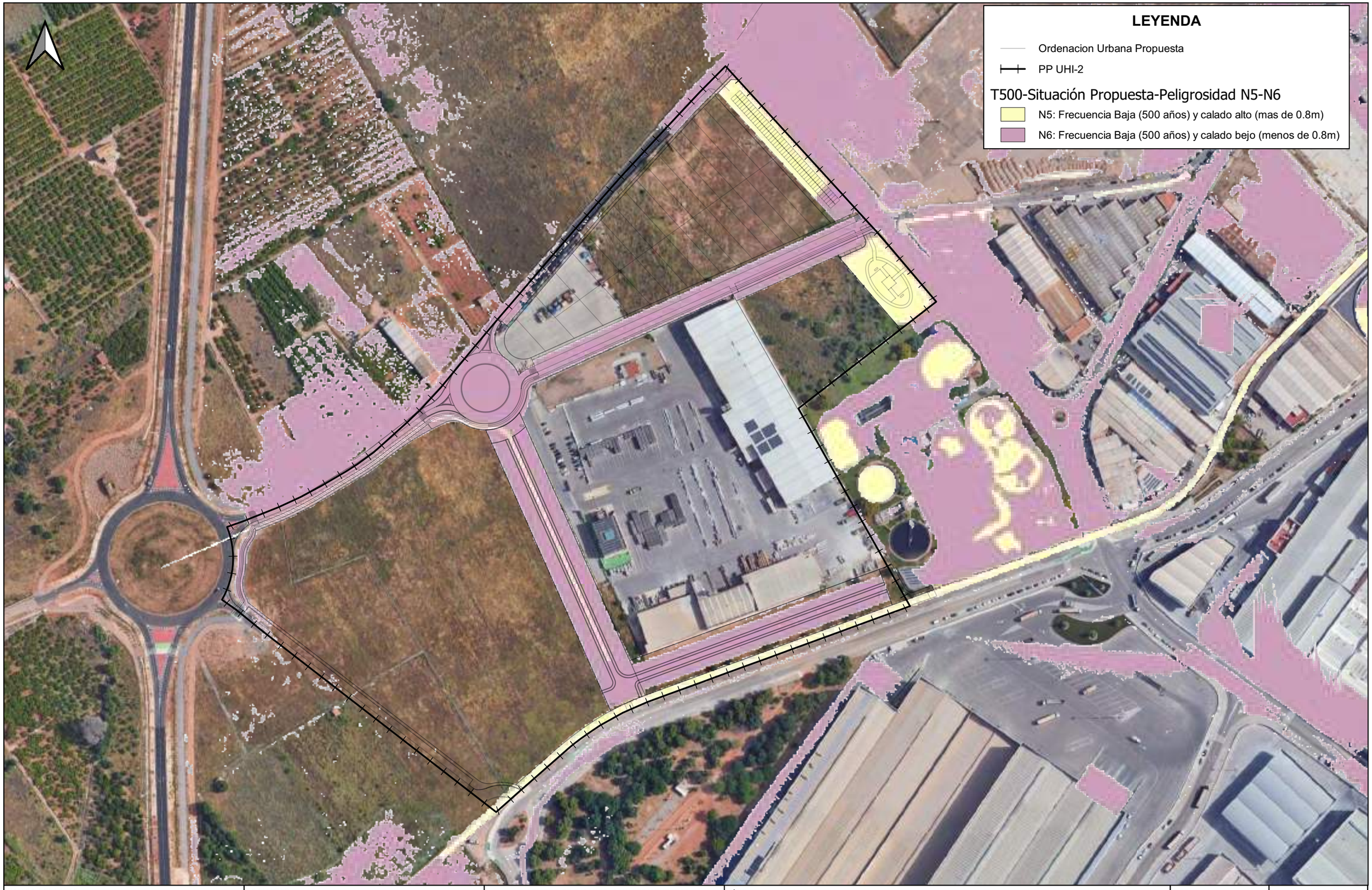
PROMOTOR

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)		FECHA	PLANO Nº.
DENOMINACIÓN	RESULTADOS SITUACION PROPUESTA- PELIGRO DE INUNDACION PERIODO DE RETORNO T=100 AÑOS		ENERO 2026	27
SITUACIÓN	VILA-REAL (CASTELLÓN)	ESCALA 1/2500	EXP. 21022	VERSIÓN 01
				HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION PROPUESTA- PELIGRO DE INUNDACION PERIODO DE RETORNO T=500 AÑOS SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 28 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR ingestec C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana Tel.: 964830068 - www.ingestec.es	PROMOTOR HERARBO-2 S.L.	INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892	TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN) DENOMINACIÓN RESULTADOS SITUACION PROPUESTA- RIESGO DE INUNDACION SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN) ESCALA 1/2500	FECHA ENERO 2026 EXP. 21022	PLANO Nº. 29 VERSIÓN 01 HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS AFECCION A TERCEROS PERIODO DE RETORNO T=25 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 30

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS AFECCION A TERCEROS
PERIODO DE RETORNO T=100 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 31

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01



EQUIPO REDACTOR

ingestec

C/ Lavernia,23 - entlo. - 12002 Castelló de la Plana
Tel.: 964830068 - www.ingestec.es

PROMOTOR

HERARBO-2 S.L.

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

GERARDO FERNÁNDEZ ALAGARDA - COLEGIADO N.º 17.892

TÍTULO ESTUDIO DE INUNDABILIDAD DEL PLAN PARCIAL MODIFICADO DEL SECTOR INDUSTRIAL "UHI-2" DEL PGMOU DE VILA-REAL (CASTELLÓN)

DENOMINACIÓN RESULTADOS AFECCION A TERCEROS PERIODO DE RETORNO T=500 AÑOS

SITUACIÓN VILA-REAL (CASTELLÓN)

ESCALA 1/2500

FECHA ENERO 2026

EXP. 21022

PLANO Nº. 32

VERSIÓN 01

HOJA 01 DE 01

11 ANEXO 2.- ANTECEDENTES

Se adjunta como Anexo de Antecedentes el estudio hidrológico-hidráulico elaborado por TYPSA en el marco del proyecto de diseño de la Ronda Sudoeste de Vila-real, el cual se toma como referencia para la caracterización hidráulica del entorno y la definición de los condicionantes previos del ámbito de actuación.



HOJA DE CONTROL DE CALIDAD							
DOCUMENTO	ANEJO 9 – HIDROLOGÍA Y DRENAJE						
PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA RONDA SUROESTE DE VILA-REAL (CASTELLÓN)						
CÓDIGO	CA2531-PC-AX-09-HI-HIDROLOGIA_DRENAJE-Ed1.docx						
AUTOR	FIRMA	ECF					
	FECHA	30/05/2018					
VERIFICADO	FIRMA	VVM					
	FECHA	30/05/2018					
DESTINATARIO	CONSELLERIA D'HABITATGE, OBRES PÚBLIQUES I VERTEBRACIÓN DEL TERRITORI						
NOTAS							

ÍNDICE

1. **INTRODUCCIÓN** **1**
2. **ANTECEDENTES** **1**
3. **HIDROLOGÍA** **2**
3.1. INTRODUCCIÓN 2
3.2. DETERMINACIÓN DE LAS CUENCAS 2
3.3. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 H 3
3.3.1. Recopilación y análisis de los datos a partir de los registros pluviométricos de las estaciones seleccionadas 3
3.3.2. Criterios de validación de datos 3
3.3.3. Obtención de la precipitación media ponderada (Pd) 4
3.3.4. Períodos de retorno 4
3.4. CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA 5
3.4.1. Tiempo de concentración 5
3.4.2. Intensidad de lluvia 5
3.4.3. Intensidad media de la precipitación 5
3.4.4. Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca 5
3.4.5. Factor de intensidad F_{int} 6
3.4.6. Determinación de los umbrales de escorrentía (Po) 6
3.4.7. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía **βm** 7
3.4.8. Determinación de los umbrales de escorrentía inicial (P'_o) 8
3.4.9. Cálculo de la escorrentía 9
3.4.10. Cálculo de caudales de avenida 9
4. **INUNDABILIDAD** **10**
5. **DRENAJE** **13**
5.1. DRENAJE TRANSVERSAL 13
5.2. DRENAJE LONGITUDINAL 17
5.2.1. CÁLCULO DE DE CAUDALES 17
5.2.2. ELEMENTOS DE LA RED 18
5.2.2.1. Imbornales 18
5.2.2.2. Cunetas 19
5.2.2.3. Balsas de retención 20
5.2.2.4. Colectores 21
5.2.2.4.1 Dimensionamiento de la red de colectores 22
5.2.2.4.2 Tipología de zanjas 22

ÍNDICE

APÉNDICE 1.- INFORME DE INUNDABILIDAD 25
APÉNDICE 2.- DATOS OBTENIDOS DEL INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA (AEMET) 3
APÉNDICE 3.- VALIDACIÓN DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS 5
APÉNDICE 4.- AJUSTES DE GUMBEL Y SQRT-ETMAX 7
APÉNDICE 5.- ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE LAS CUENCAS INTERCEPTADAS 9
APÉNDICE 6.- CÁLCULO DE COLECTORES 11

1. INTRODUCCIÓN

Se diseña y proyecta la Ronda Suroeste de Vila – Real en Castellón y para ello se redacta el presente proyecto de construcción denominado "*PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA RONDA SUROESTE DE VILA – REAL (CASTELLÓN)*.

Se trata de un tramo urbano, previsto en el Plan General de Ordenación Urbana vigente de Villarreal, aprobado por la Comisión Territorial de Urbanismo de Castellón el 23 de febrero de 1993 (BOP núm. 36, de 25 de marzo de 1993), complementado por varias correcciones y modificaciones puntuales posteriores, incluida una modificación puntual PGMOU "Ronda sudoeste y Ciudad Deportiva" aprobada por Resolución del Conseller de Medio Ambiente, Agua, Urbanismo y Vivienda de 13 de julio de 2009.

En este documento se proyecta la solución de drenaje adecuada con el trazado definido garantizando su compatibilidad con el sistema de drenaje actual. Para dimensionar las obras de drenaje se requiere realizar un estudio hidrológico previo de la zona de actuación que permita la obtención de los caudales de diseño a desaguar.

Dadas las características del nuevo vial, con trazado y sección totalmente urbanas no es de aplicación la norma 5.2 - IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras.

La traza de la ronda cruza una zona identificada como inundable en el Plan de Acción Territorial frente al Riesgo de Inundación de la Comunidad Valenciana (PATRICOVA), aprobado por Decreto del Consell el 29 de octubre de 2015. Esta zona, que discurre desde la carretera de Onda paralela al Sedeny de la Sénia del Carme atravesando, aguas abajo, la planta de Porcelanosa, está catalogada como zona con Riesgo de Inundación Muy Bajo, lo que se corresponde con un Nivel de Peligrosidad 6, según PATRICOVA. En este sentido debe someterse a las determinaciones e indicaciones de Patricova, del mismo modo que se da cumplimiento al resto de normativa vigente en el resto de disciplinas que nos ocupan,

Para el diseño de la solución de drenaje del cauce que es afectado por inundabilidad, deben tenerse en cuenta los condicionantes establecidos por la normativa autonómica PATRICOVA. La solución de drenaje para este cauce se desarrolla en el Apéndice 1.- INFORME DE INUNDABILIDAD.

El tramo objeto del presente proyecto no atraviesa otras zonas catalogadas como inundables por PATRICOVA como son el Barranco del Hospital, el Barranco de Rátils y el Barranco d'Esbarzers.

2. ANTECEDENTES

Previa redacción del actual proyecto, se redactaron dos proyectos constructivos, respectivamente en 2006 y 2009:

- Proyecto Constructivo. Ronda Suroeste Villareal. Enero 2006
- Proyecto Constructivo. Ronda Suroeste Villarreal. Julio 2009

En ambos se proyecta una ronda desde la CV-20 hasta el Camí de les Voltes. El primero con una única calzada en el lado pueblo y el último con calzada desdoblada

3. HIDROLOGÍA

3.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se determinan, las cuencas naturales que son interceptadas por la traza de la ronda proyectada, así como los caudales de agua que éstas recogen durante un aguacero y que deben desaguarse mediante las correspondientes obras de drenaje transversal. Estas obras de drenaje estarán situadas en la confluencia de los cauces principales de las cuencas con el eje de la ronda.

El estudio hidrológico comprende los siguientes pasos:

- Delimitación de las subcuencas, para lo que se ha empleado un vuelo LIDAR generado para el PNOA.
- Obtención de los valores de precipitación máxima en 24 horas (Pd) mediante el análisis de los datos pluviométricos de la estación 8547-Vila – Real válida por su longitud de datos de años completos y actualizada hasta marzo de 2017.
- Determinación de los umbrales de escorrentía (Po). El procedimiento se desarrolla en el punto 3.4.6. de este mismo documento.
- Cálculo de los caudales de avenida mediante la aplicación de la metodología expuesta en Norma 5.2.-I.C Drenaje superficial, revisión de Marzo de 2016. Esta metodología presenta interesantes aportaciones en lo referente a la consideración del efecto de no uniformidad de las lluvias y la adecuada estimación del coeficiente de escorrentía. En apartados posteriores se expone con mayor detalle esta metodología.

La normativa utilizada para la realización del estudio hidrológico es la siguiente:

- Instrucción 5.2.-IC “Drenaje Superficial”. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Marzo de 2016.
- Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas. Francisco Javier Ferrer Polo. CEDEX, 1993

3.2. DETERMINACIÓN DE LAS CUENCAS

El primer paso a realizar para poder estimar los caudales que deben desaguar los diferentes dispositivos de drenaje es la delimitación de las cuencas que aportan agua a cada uno de ellos.

Para ello se identifican aquellas cuencas cuyo desagüe se ve interceptado por la ronda y se delimitan las divisorias. El proceso de obtención de cuencas se ha realizado mediante el software ArcMap V10.1 a partir del vuelo LIDAR generado para el PNOA (Plan Nacional de Ortofoto Aérea) y distribuido por el centro de descargas del CNIG en ficheros digitales de 2×2 km.

A continuación se adjunta el Modelo Digital del Terreno de la zona de estudio con la delimitación de las cuencas:

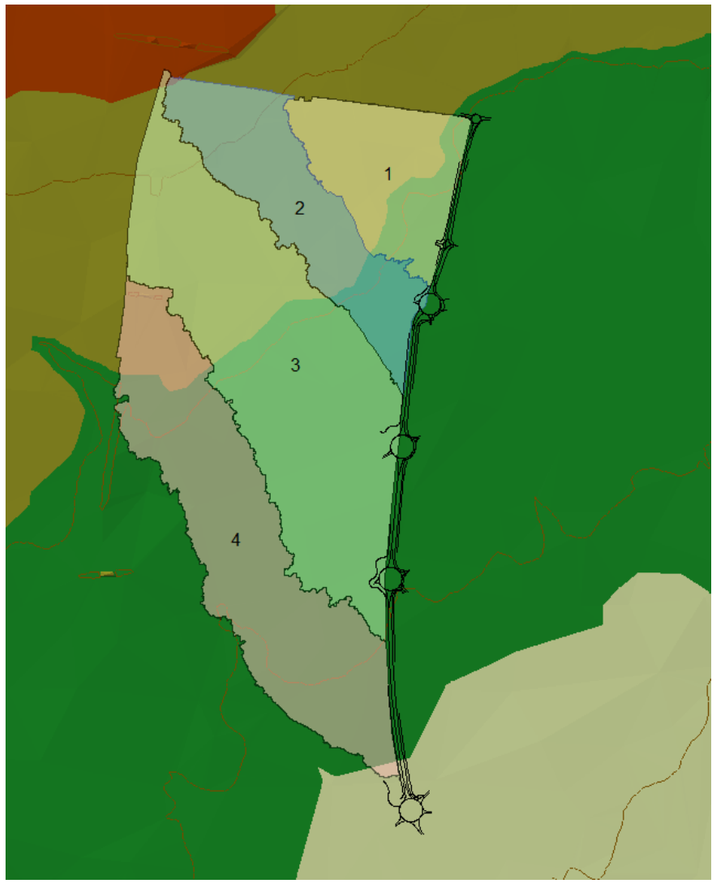


Figura 3.1 Modelo Digital del Terreno.

Por otra parte, mediante el trabajo de campo se consigue definir de forma más precisa el funcionamiento del sistema de cuencas.

En la siguiente figura se adjunta la representación gráfica en software Arcmap de las cuencas interceptadas por la actuación sobre una fotografía aérea de la zona de actuación:

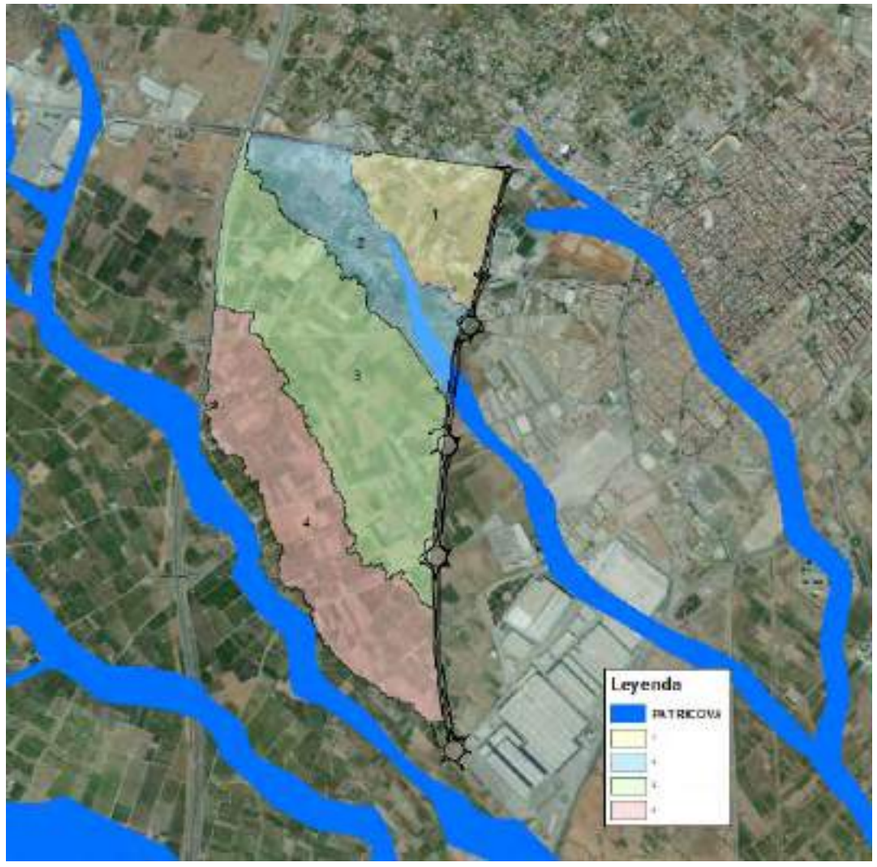


Figura 3.2 Cuencas interceptadas

La traza intercepta un total de 4 subcuencas.

En la Tabla 3.1 se recogen las cuencas interceptadas por la ronda proyectada. En ella quedan reflejadas la denominación, superficie, longitud, desnivel entre el punto más alejado y el de vertido, así como pendiente del cauce principal.

CUENCA	Área (km^2)	Longitud Cauce (km)	Cota inicio (m)	Cota final (m)	Desnivel (m)	Pendiente Longitudinal (m/m)
C1	0.394	0.582	50.6	47.6	3.00	0.0052
C2	0.463	2.550	56.9	47.3	9.64	0.0038
C3	1.192	2.490	57.5	39.8	17.62	0.0071
C4	0.890	2.100	48.4	35.6	12.78	0.0061

Tabla 3.1 Cuencas interceptadas por la ronda.

3.3. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 H

3.3.1. Recopilación y análisis de los datos a partir de los registros pluviométricos de las estaciones seleccionadas

Para poder determinar los caudales máximos para diversos períodos de retorno se requiere un análisis estadístico de las series de precipitación de las estaciones estudiadas. La definición de la lluvia para un período de retorno determinado debe incluir: la duración de la tormenta, la cantidad total de lluvia, su distribución temporal a lo largo de la duración de la tormenta, y su distribución espacial dentro de la cuenca objeto de estudio.

De las estaciones pluviométricas existentes en la zona de estudio, se ha seleccionado, por su longitud de datos históricos de años completos, la estación 8547-VILA – REAL cuyos datos han sido solicitados a la Agencia Estatal de Meteorología - AEMET. Gobierno de España. Estos datos se recogen en el Apéndice 2.- DATOS OBTENIDOS DEL INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA (AEMET).

3.3.2. Criterios de validación de datos

La estación seleccionada se considera válida si la serie de datos tiene:

10 años válidos consecutivos

15 años válidos aunque no sean consecutivos.

Se considera un año válido:

1) Si cuenta con los 12 valores (correspondiente a cada mes del año).
2) Si le falta un dato y el máximo de los 11 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 20 % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada.
3) Si le faltan dos datos y el máximo de los 10 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 10 % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada.
4) Si le faltan tres datos y el máximo de los 9 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 5 % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada.
5) Si le faltan más de tres datos y el máximo existente es el máximo de la serie completa.

Según estos criterios, y tal y como se indica en el Apéndice 3.- VALIDACIÓN DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS del presente Anejo, la estación seleccionada 8547-Vila – Real resulta ser una serie válida.

En los últimos años, el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (Ministerio de Fomento) ha recomendado la utilización para el Levante español de otra ley de distribución, la ley SQRT-ETMÁX, al considerarse que muestra un mejor ajuste para períodos de retorno altos. En este trabajo se utiliza esta segunda ley de distribución, aunque se realizan cálculos adicionales utilizando la distribución de Gumbel, con el fin de poder comparar los resultados obtenidos. Todos estos cálculos se contrastan con los obtenidos a partir de la publicación “Mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular” editada por el Ministerio de Fomento y que se desarrolla en apartados posteriores.

La Ley de Distribución de Gumbel ha sido tradicionalmente utilizada en España y presenta una gran estabilidad para bajos períodos de retorno. La distribución responde a la siguiente expresión:

$$F(x) = \mathrm{Prob}(X < x) = e^{-e^{-(x - x_0/\alpha)}}$$

en la que sus parámetros x_o y α son ajustados por los métodos siguientes:

- Ajuste 1.- Método de los momentos.
- Ajuste 2.- Método de la máxima verosimilitud.
- Ajuste 3.-Método de mínimos cuadrados con la distancia según una recta de pendiente contraria.
- Ajuste 4.- Método de mínimos cuadrados con la distancia según la normal.

Los resultados de cada uno de estos métodos se recopilan en las tablas que figuran en el Apéndice 4.- AJUSTES DE GUMBEL Y SQRT-ETMAX del presente Anejo. Sin embargo, señalar que para altos períodos de retorno la experiencia indica que los valores calculados resultan generalmente inferiores a los observados y conducen en estos casos a resultados del lado de la inseguridad. Esta incertidumbre en el cálculo de los valores para altos períodos de retorno ha conducido a Etho, T. et al. (1986) a proponer una nueva ley con dos parámetros: "SQRT - *Exponential Type Distribution on Maximum*" (*Procceding of International Symposium on Flood Frecuency and Risk Analysis. Louisiana May 1986. pp -253.264*), conocida como SQRT-ETMÁX.

Con la Ley de SQRT-ETMÁX el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX ha obtenido resultados, en general, más realistas y más conservadores que los obtenidos con Gumbel. La expresión de la distribución SQRT-ETMÁX es la siguiente:

$$F(x) = \mathrm{Prob}(X < x) = e^{-a\left(1+\sqrt{bx}\right)\left(-\sqrt{bx}\right)}$$

donde b (parámetro de escala) y a (parámetro de frecuencia) definen la ley y deben ser ajustados a los datos existentes.

Esta Ley aplicada a máximas lluvias diarias puede ser deducida teóricamente bajo ciertas hipótesis:

1) La duración e intensidad máxima de un episodio tormentoso son fenómenos independientes.
2) La duración se distribuye de forma exponencial y la intensidad sigue una ley Gamma.
3) La cantidad total de lluvia es proporcional al producto de sus distribuciones.
4) La ocurrencia de grandes chubascos sigue la distribución de Poisson.

En el Apéndice 4.- AJUSTES DE GUMBEL Y SQRT-ETMAX, y a efectos comparativos, se presentan ambos ajustes para cada una de las estaciones utilizadas, y para distintos períodos de retorno considerados. Se observa que para períodos de retorno bajos ambas leyes de distribución muestran valores muy similares. Sin embargo, para períodos de retorno de 50 años o superiores, la distribución SQRT-ETMÁX proporciona valores más conservadores que Gumbel.

3.3.3. Obtención de la precipitación media ponderada (Pd)

A partir de los ajustes de Gumbel y SQRT-ETmáx anteriores se obtienen los valores de Pd, los cuales se recopilan en la Tabla 3.2 para la cuenca de estudio y periodo de retorno considerado. Los valores de Pd se han obtenido mediante promedio de los valores obtenidos con las distribuciones Gumbel y SQRT-ETmáx, ya que los valores que arroja la distribución SQRT-ETmáx parecen demasiado conservadores. No obstante, el promedio permite trabajar con valores del lado de la seguridad.

Periodo de retorno	Frecuencia	GUMBEL		GUMBEL (Weibull)		GUMBEL (intermed.)		GUMBEL (Gingorten)		SQRT-ET MAX	
		(momentos)	(max.vero-similitud)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)		
T (años)	F(x)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	VALOR SELECC.
2	0.50000	67.1	66.6	67.3	67.2	67.9	67.8	67.2	67.1	64.2	66.91
5	0.80000	96.2	94.4	98.8	99.1	99.0	99.4	96.8	97.3	94.5	97.27
10	0.90000	115.4	112.8	119.6	120.2	119.6	120.3	116.5	117.4	117.3	117.68
25	0.96000	139.8	136.1	145.9	146.9	145.6	146.8	141.3	142.7	149.3	143.81
50	0.98000	157.8	153.3	165.4	166.7	164.9	166.4	159.7	161.5	175.2	163.44
100	0.99000	175.7	170.5	184.8	186.3	184.1	185.9	178.0	180.2	202.8	183.14
250	0.99600	199.3	193.0	210.3	212.2	209.3	211.5	202.1	204.8	241.9	209.38
300	0.99667	204.0	197.5	215.3	217.3	214.3	216.6	206.9	209.6	250.1	214.63
500	0.99800	217.1	210.1	229.5	231.7	228.4	230.9	220.2	223.3	273.6	229.43
1,000	0.99900	234.9	227.1	248.8	251.2	247.4	250.2	238.4	241.8	307.0	249.66
5,000	0.99980	276.2	266.6	293.4	296.5	291.6	295.1	280.5	284.9	391.4	297.37
10,000	0.99990	294.0	283.6	312.7	316.0	310.6	314.5	298.7	303.4	430.7	318.25

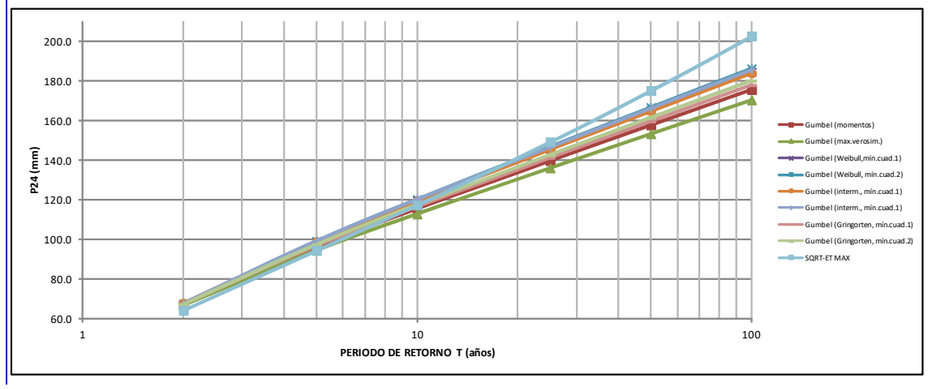


Tabla 3.2 *Precipitación media ponderada (Pd) (mm/día)*

3.3.4. Períodos de retorno

Los períodos de retorno empleados están en función del elemento de drenaje a considerar, tal y como se indica en la Instrucción 5.2.I.C, de forma que para los elementos de drenaje transversal el período de retorno considerado es de 100 años y para los elementos de drenaje longitudinal el periodo de retorno es de 25 años.

A partir de los resultados anteriores y en toda la traza la precipitación media ponderada considerada para el cálculo hidráulico de elementos de drenaje es la correspondiente al promedio de las Pd obtenidas por los distintos ajustes según el periodo de retorno siguiente:

Drenaje longitudinal Pd (T_{25}) = 143.81 mm/d

Drenaje transversal Pd (T_{100}) = 183.14 mm/d

Adicionalmente, se ha calculado también la Pd asociada a 500 años de periodo de retorno, ya que la traza de la ronda intercepta una zona inundable, como se verá más adelante.

Zona inundable Pd (T_{500}) = 229.43 mm/d

3.4. CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA

Tal y como se ha indicado en apartados anteriores, se considera el método racional modificado propuesto por Témez como formulación idónea para el cálculo de caudales de avenidas. A continuación se describe la metodología propuesta.

Para llegar al cálculo del caudal en la cuenca interceptada, partiendo de los resultados obtenidos de precipitaciones máximas en 24 horas, hay que determinar los siguientes parámetros:

Características geométricas de la cuenca:

- Superficie.
- Longitud del curso principal.
- Pendiente del curso principal.
- Tiempo de concentración.
- Intensidad de lluvia de un aguacero de duración igual al tiempo de concentración.
- Coeficiente de escorrentía.

3.4.1. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el necesario para que las precipitaciones caídas en las zonas más alejadas de la cuenca puedan llegar al punto de desagüe.

El tiempo es independiente de la configuración y magnitudes del aguacero y sólo depende de las características morfológicas de la cuenca.

Para estimarlo se emplea la fórmula propuesta por Témez:

P_d

$$Tc = 0.3 \cdot L_C^{\,0.76} \cdot J_C^{\,-0.19}$$

En la que:

T_c = tiempo de concentración, en horas

L_c = longitud del curso principal, en kilómetros

J_c = pendiente media del curso principal, en tanto por uno

3.4.2. Intensidad de lluvia

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se utiliza la precipitación diaria media ponderada (P_d) obtenida mediante el procedimiento descrito anteriormente.

A la hora de obtener la intensidad de lluvia se considera que el caso más desfavorable es aquél cuyo aguacero tiene una duración igual a la del tiempo de concentración para el correspondiente período de retorno considerado.

La intensidad de precipitación I (T, t) correspondiente a un período de retorno T, y a una duración del aguacero t, a emplear en la estimación de caudales por el método racional, se obtendrá por medio de la siguiente fórmula:

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

Donde:

$I(T, t)$	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del agua cero t.
I_d	(mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T.
F_{int}	(adimensional)	Factor de intensidad.

La intensidad de precipitación a considerar en el cálculo del caudal máximo anual para el período de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca, es la que corresponde a una duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t = t_c$) de dicha cuenca.

3.4.3. Intensidad media de la precipitación

La intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T, se obtiene mediante la fórmula:

$$Id = \frac{Pd \cdot K_A}{24}$$

Donde:

I_d (mm/h) Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente período de retorno T

P_d (mm) Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T

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

Para la determinación de la precipitación diaria correspondiente al período de retorno T, Pd, se debe adoptar el mayor valor de los obtenidos a partir de:

- Datos publicados por la Dirección General de Carreteras.
- Estudio estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales, medidas en los pluviómetros existentes en la cuenca, o próximos a ella. Se debe ajustar a la serie de precipitaciones máximas registrada en cada pluviómetro, la función de distribución extremal más apropiada a los datos de la zona, considerando al menos las funciones Gumbel y SQRT ET-máx.

3.4.4. Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

El factor reductor de la precipitación por área de la cuenca K_A, tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

Si $K_A < 1$ km^2 $K_A = 1$

SI $K_A \geq 1$ km^2 $$K_A = 1 - \frac{Log_{10} A}{15}$$

donde:

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

A (km^2) Área de la cuenca

3.4.5. Factor de intensidad F_{int}

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de:

- La duración del aguacero t
- El período de retorno T, si se dispone de curvas intensidad - duración - frecuencia (IDF) aceptadas por la Dirección General de Carreteras, en un pluviógrafo situado en el entorno de la zona de estudio que pueda considerarse representativo de su comportamiento.

Se tomará el mayor valor de los obtenidos de entre los que se indican a continuación:

$$F_{int} = máx\ (F_a, F_b)$$

donde:

F_{int}	(adimensional)	Factor de intensidad
F_a	(adimensional)	Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d)
F_b	(adimensional)	Factor obtenido a partir de las curvas IDF

El cálculo de los factores F_a y F_b se realiza aplicando las siguientes formulaciones:

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

Fa (adimensional) Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d).

I_1/I_d (adimensional) Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la figura siguiente.

t (horas) Duración del aguacero.

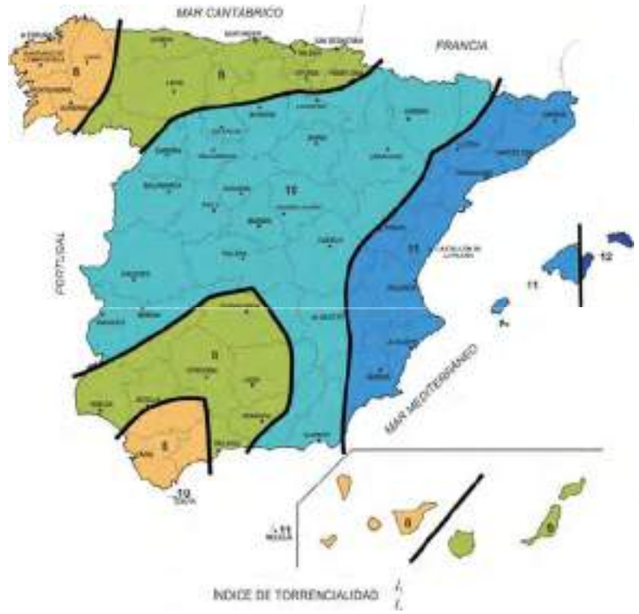


Figura 3.3 Mapa de Índice de torrencialidad en España

$$Fb = k_b \frac{I_{IDF}(T, tc)}{I_{IDF}(T, 24)}$$

F_b	(adimensional)	Factor obtenido a partir de las curvas IDF
I_{IDF} (T,tc)	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y al tiempo de concentración tc, obtenido a través de las curvas IDF
I_{IDF} (T,24)	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y a un tiempo de aguacero igual a veinticuatro horas (t = 24 h), obtenido a través de curvas IDF

3.4.6. Determinación de los umbrales de escorrentía (Po)

El umbral de escorrentía (P_0) es el único parámetro necesario para evaluar la infiltración. Depende de cuatro variables que engloban buena parte de las características físicas de la zona de estudio:

1. Tipo de suelo, atendiendo con especial interés a la capacidad drenante del terreno.
2. Cubierta del suelo
3. Pendiente del terreno

4. Condiciones previas de humedad del complejo suelo-vegetación

La relación entre el umbral de escorrentía y las tres primeras variables es de tipo tabular; los valores de umbral de escorrentía así calculados deben corregirse en función de la cuarta variable; a tal efecto, se definen tres estados previos de humedad del suelo, en función de la precipitación total de los cinco días anteriores, que determinan el factor corrector del P_0.

En el presente estudio, para la determinación del parámetro P_0 se han utilizado las tablas especificadas en la Instrucción I.C. 5.2 para condiciones previas de humedad de suelo de tipo medio. Se ha obtenido un P_0 promedio de 31.2 mm para todas las cuencas.

El valor del umbral de escorrentía se ha afectado con el correspondiente coeficiente corrector por condiciones previas de humedad del complejo suelo-vegetación, cuyo valor es variable según la siguiente formulación:

$$P_0 = P'_0 \cdot \beta$$

P_0 (mm) umbral de escorrentía

P'_0 (mm) valor inicial del umbral de escorrentía

β (adimensional)

3.4.7. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía β_m

La formulación del método racional efectuada en los epígrafes precedentes requiere una calibración con datos reales de las cuencas, que se introduce en el método a través de un coeficiente corrector del umbral de escorrentía β.

Se pueden distinguir los siguientes casos, en función de los datos disponibles:

- Cuando se disponga de una calibración específica para una cuenca concreta, el valor del coeficiente corrector a aplicar es, directamente, el obtenido en ella.

- Cuando se disponga de datos sobre caudales suficientemente representativos para una cuenca concreta o cuencas próximas similares, se debe efectuar una calibración por comparación entre datos reales y resultados del método racional, de tal forma que los caudales correspondientes a distintos períodos de retorno obtenidos a partir del análisis estadístico de los datos de caudal, coincidan sensiblemente con los obtenidos mediante la aplicación del método.

- Cuando no se disponga de información suficiente en la propia cuenca de cálculo o en cuencas próximas similares, para llevar a cabo la calibración, se puede tomar el valor del coeficiente corrector a partir de los datos de la siguiente tabla, correspondientes a las regiones de la figura adjunta:

Región	Valor medio, β_m	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período de retorno *T* (años), F_T				
		50%	*67%*	*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_{10}=1,00

Tabla 3.3 Coeficiente corrector del umbral de escorrentía



Figura 3.4 Mapa de regiones de caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía inicial

Dependiendo del tipo de obra de drenaje a diseñar:

- Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y otros elementos anejos (siempre que el funcionamiento hidráulico de estas obras no afecte a la carretera principal) y drenaje de plataforma y márgenes:

Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del período de retorno T, considerado para el caudal de proyecto en el elemento de que en cada caso se trate:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

- Drenaje transversal de la carretera (puentes y obras de drenaje transversal): producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía corregido por el valor correspondiente al intervalo de confianza del cincuenta por ciento, por un factor dependiente del período de retorno T considerado para el caudal de proyecto, es decir:

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T$$

donde:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

β^{PM} (adimensional) Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje de plataforma y márgenes, o drenaje transversal de vías auxiliares

β^{DT} (adimensional) Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la carretera

β_m (adimensional) Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía

Δ_{50} (adimensional) Desviación respecto al valor medio. Intervalo de confianza correspondiente al 50%.

Cabe mencionar que para las zonas de levante y sureste peninsular, la norma vigente 5.2 I.C revisada en Marzo de 2016 indica que para periodos de retorno superiores a 25 años y debido a que no se dispone de coeficientes F_T que proporcionen el cálculo del coeficiente corrector del umbral de escorrentía (β_m) se realice el cálculo de caudales de avenida mediante una formulación alternativa.

Desde la perspectiva de la experiencia, esta formulación concreta de aplicación en dichas zonas proporciona valores de caudales colosales y desproporcionados, hasta tal punto de dar valores diez veces superiores a los obtenidos con los coeficientes que se empleaban previa revisión de la 5.2 I.C de marzo de 2016. Estos resultados corresponden a probabilidades de lluvia nunca ocurridos y de probabilidades jamás estudiadas, siendo totalmente inverosímiles.

Por tanto, para ser cautos se considera adecuado el empleo del coeficiente medio β_m para dicha zona sin aplicar la formulación anterior, ya que el coeficiente Δ_{50} lo aminora. De esta forma se obtienen resultados reales e hidrológica e hidráulicamente coherentes y adecuados a los registros de lluvias históricas disponibles en la zona de estudio.

3.4.8. Determinación de los umbrales de escorrentía inicial (P'$_o$)

La deteminación del umbral de escorrentía se ha venido haciendo tradicionalmente mediante la superposición de los mapas correspondientes de cada una de las variables de las que depende; en la actualidad mediante la utilización de sistemas de información geográfica, este tipo de operaciones espaciales se puede realizar de forma automática y con mayor precisión. En este estudio, se han empleado el software ArcMap v10.1.

La información que ha sido necesaria para estimar las variables tipo y cubierta de suelo ha sido la que se enumera a continuación:

i. Cubierta de suelo: Mapas en formato digital de usos del suelo a escala 1:50.000 de la Consellería d´Obres Públiques i Urbanisme de la Generalitat Valenciana.

ii. Pendientes del terreno: Obtenidas a partir de un modelo digital de elevación de terreno de 50x50 m facilitado por la Confederación Hidrográfica del Júcar.

iii. Mapa digital de usos del suelo, generando digitalmente la tipología de las coberturas, clasificando los distintos polígonos de la región analizada de acuerdo a los criterios propuestos por el SCS para deteminar el umbral de escorrentía.

Las equivalencias establecidas a partir de los "campos tipo" de las coberturas de la Consellería d´Obres Públiques i Urbanisme se muestran en el cuadro siguiente:

Código campo "tipo"	Descripción del uso según COPUT	Cubierta del suelo para obtener Po Ferrer, 1993
01 - 11	Urbano, industrial y equipamientos	Urbano e industrial
20 - 25	Cultivos de Regadío	Cultivos en hilera R
36	Herbáceos de secano	Pradera pobre
37 - 40	Secano: viñedo, olivo y frutales	Plantación regular de aprovechamiento forestal pobre
69	Matorral bajo	Masa forestal clara
6x+69 69+6x 73	Suelo predominantemente cubierto por matorral bajo con asociación de coníferas o frondosas.	Masa forestal media
6x 6x+6x 70	Suelo predominantemente cubierto por coníferas o frondosas.	Masa forestal espesa
72	Pastoreo	Pradera pobre
82 - 84	Marjales, ríos, ramblas y masas de agua	Roca impermeable (si corriente perenne)
		Barbecho (si corriente efímera)

Tabla 3.4 Tipología de cubierta de suelo

Se ha determinado el grupo de suelo a partir de la clasificación establecida en la Instrucción 5.2-I.C.

- Suelo tipo A: En ellos el agua se infiltra rápidamente, aún estando muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosos o areno-limosos), suelen estar excesivamente drenados.
- Suelo tipo B: Con una humedad elevada, tienen una capacidad de infiltración moderada. La profundidad del suelo es de media a profunda y su textura es franco-arenosa, franca, franco-arcillosa o franco-limosa. Están moderadamente drenados.
- Suelo tipo C: Con humedades elevadas, la infiltración es lenta. La profundidad del suelo es inferior a la media y la textura es franco-arcillosa, franco-arcillo-limosa o arcillo-arenosa. Son suelos imperfectamente drenados.
- Suelo tipo D: La infiltración es muy lenta con humedades elevadas. Tienen horizontes de arcilla próximos a la superficie y están pobremente drenados. Se incluyen en esta tipología los terrenos con nivel freático permanentemente alto y suelos de poco espesor.

En el caso de las pendientes del terreno, se ha hecho uso de un mapa de pendientes clasificado a efectos de la capacidad de infiltación del terreno (en celdas con valor de pendiente inferior o superior al 3%), construido a partir de un modelo digital de elevación del terreno de resolución 50x50 m.

Por intersección de las coberturas de usos del suelo y pendientes con las de delimitación de subcuencas, se obtienen las superficies de la cuenca ocupadas por las distintas tipologías de cubierta de suelo y pendientes.

Como paso final, el valor de umbral de escorrentía asignado a la cuenca hidrológica se obtiene por promediación areal de los valores del umbral correspondientes a cada polígono de territorio contenido en dicha cuenca.

3.4.9. Cálculo de la escorrentía

El coeficiente de escorrentía es el porcentaje de agua que en un aguacero no es absorbida por el terreno, sino que discurre por la superficie.

A partir del parámetro determinado del umbral de escorrentía Po, el coeficiente de escorrentía se determina con la fórmula:

$$C = \frac{(Pd \cdot K_A - Po)(Pd \cdot K_A + 23Po)}{(Pd \cdot K_A + 11Po)^2},$$

siendo Pd la precipitación máxima diaria, según los períodos de retorno considerados y K_A Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

3.4.10. Cálculo de caudales de avenida

Para la cuenca interceptada por la carretera, el caudal en el punto de desagüe se obtiene mediante la expresión:

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

Donde:

Q caudal en m^3/s.

I_t intensidad máxima del aguacero de duración igual al tiempo de concentración en mm/h.

A superficie de la cuenca en km^2,

El coeficiente de uniformidad K varía de unos episodios a otros, pero su valor medio en una cuenca concreta depende fundamentalmente del valor de su tiempo de concentración, y de forma tan prevalente que a efectos prácticos pueden despreciarse la influencia de las restantes variables tales como la torrencialidad del clima, etc.

Para su estimación, en valores medios, se propone la siguiente expresión:

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

siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca.

Así se obtiene los caudales de avenida para las cuencas interceptada, cuyos valores se resumen en la Tabla 3.5. En el Apéndice 5.- ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE LAS CUENCAS INTERCEPTADAS del presente anejo se recoge los cálculos realizados.

CUENCA	Q 25 años m³/s	Q 100 años m³/s	Q 500 años m³/s
C1	4.49	5.70	8.55
C2	2.78	3.53	5.30

CUENCA	Q 25 años m³/s	Q 100 años m³/s	Q 500 años m³/s
C3	7.59	9.63	14.45
C4	6.07	7.71	11.56

Tabla 3.5 Caudales de avenida para las cuencas interceptadas y para diferentes periodos de retorno.

4. INUNDABILIDAD

La traza de la ronda cruza una zona identificada como inundable en el Plan de Acción Territorial frente al Riesgo de Inundación de la Comunidad Valenciana (PATRICOVA), aprobado por Decreto del Consell el 29 de octubre de 2015.



Figura 4.1 Riesgo de inundación según PATRICOVA.

Esta zona inundable discurre desde la carretera de Onda paralela al Sedeny de la Sénia del Carme atravesando aguas abajo la planta de Porcelanosa. Está catalogada como zona con Riesgo de Inundación Muy Bajo, lo que se corresponde con un Nivel de Peligrosidad 6, según PATRICOVA.

La traza de la nueva Ronda no cruza las zonas también calificadas por PATRICOVA como afectadas por peligrosidad de inundación, y que se sitúan al norte de la misma, (Barranc de l'Hospital) y al sur (Barranc d'Esbarzers y Barranc de Ràtils), tal y como se muestra en la imagen que se adjunta.

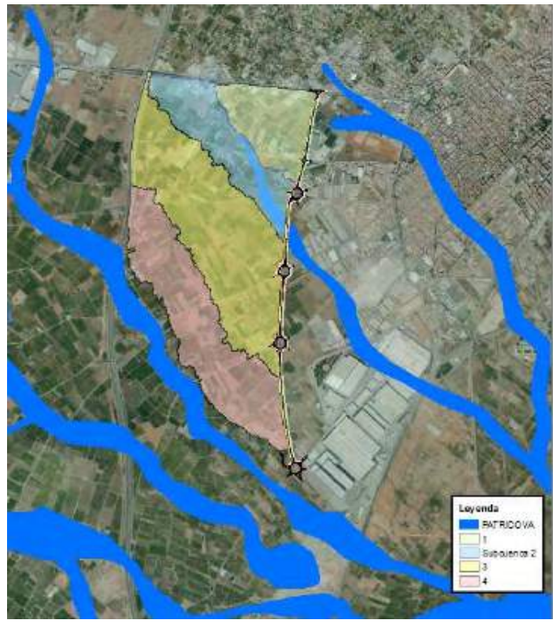


Figura 4.2 Trazado del vial, cuencas en estudio y peligrosidad de PATRICOVA

Dado que el cauce está afectado por inundabilidad según PATRICOVA, se debe someter a las determinaciones e indicaciones de Patricova. Se lleva a cabo un estudio de inundabilidad que se materializa en el Apéndice 1.- INFORME DE INUNDABILIDAD. Este cauce está asociado a la subcuenca 2, cuyo caudal se ha calculado en el apartado 3. , para los diferentes periodos de retorno. Su cuenca asociada tiene 0.463 km³ y el caudal calculado para la avenida de 500 años de periodo de retorno es de 5.3 m³/s.

El cauce en estudio no se encuentra afectado por inundabilidad según el Sistema Nacional de Zonas Inundables.

Para establecer la solución de drenaje y comprobar su efecto en cuanto a inundabilidad, se ha realizado un modelo HEC RAS, sistema de simulación de flujo unidimensional. Dicho software ha sido desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers, y la extensión para Gis (ArcGis 10) del HEC-GEORAS que permitirá la modelación en régimen permanente 1D procesando los datos georreferenciados y completando el trabajo en Hec-Ras.

En cuanto a normativa, se debe citar lo siguiente:

De acuerdo al artículo 21 de la Normativa del PATRICOVA en las zonas inundables en estas zonas se deberá cumplir que:

1. Las infraestructuras que se sitúen en la superficie del terreno a una cota superior en treinta centímetros (30 cm) a la del terreno circundante, no deberán provocar un incremento del riesgo de inundación en los usos urbanos actuales o planificados.
2. El periodo de retorno de diseño del drenaje transversal y de protección de las infraestructuras estratégicas de alta vulnerabilidad, tales como carreteras con IMD > 2000 vehículos/día, será de 500 años. Se establece que el vial proyectado tiene una IMD >8000 vehículos/día, por lo que se contempla dicho condicionante.

Por otra parte, PATRICOVA establece también en cuanto a infraestructuras de drenaje lo siguiente:

- Los drenajes transversales de las infraestructuras lineales tendrán una dimensión mínima libre de obstáculos de 1 m. (artículo 21).
- En la documentación mínima exigible a un estudio de inundabilidad de una zona inundable (artículo 12) se cita que, en caso de que se prevean medidas correctoras, deberá justificarse su viabilidad técnica, no provocando un incremento significativo de la peligrosidad de inundación a terceros, en los términos del artículo 9 de la normativa.
- El artículo 9 indica que se considera que existe un incremento significativo de la peligrosidad de inundación en la zona de peligrosidad de inundación cuando se produce un aumento del calado máximo o de la velocidad de más de un diez por ciento (10%) y de más de diez centímetros (10 cm) para cualquier periodo de retorno entre 25 y 500 años, provocado por cualquier nuevo elemento artificial situado en la zona inundable.

En cuanto a configuración del terreno, y tras un análisis de la orografía, la comparación con la banda de inundación establecida por PATRICOVA y las necesarias visitas a campo, se concluye que históricamente el cauce de la zona obedecía a un esquema similar al marcado por PATRICOVA, en el que el propio Sedeny del Carmen hacía las funciones de “elemento drenante”. Este hecho queda constatado por los cerramientos existentes a ambos márgenes del camino como protección de las propiedades por el paso de agua. No obstante, en la actualidad la acción del hombre ha modificado claramente el trazado original del cauce en estudio; actualmente se trata de una zona claramente antropizada, donde los sucesivos rellenos y elevaciones del terreno, así como la conformación de parcelas agrícolas a base de muretes y acequias han modificado la topografía, derivando en un terreno con falsos encauzamientos conformados por restos de cerramientos y muretes.

Consecuentemente, y en lo que respecta al trazado actual de las líneas de flujo en la zona alta de la cuenca se observa, al menos, un tramo encauzado a modo de pequeño cauce/azagador, conformado por los campos de alrededor.

Este curso de agua encauzado entre el Camí de Miralcamp y el Camí de Betxí llega a este último unos metros antes de la futura rotonda 2. Desde ahí, debido a la configuración antropizada actual, el flujo discurre siguiendo las cotas descendentes a lo largo de la cuneta del camino hasta alcanzar otro encauzamiento más al sur. Además, la Senda Sedeny del Carme se registra en la actualidad como una zona más elevada respecto al terreno circundante, pese a que antaño circuló agua por ella.



Figura 4.3 Planta del área de estudio entre Camí de Betxí y el Camí d’Artana

Este último encauzamiento hacia el sur, en el entorno del cruce con la Ronda, se encuentra ligeramente desplazado respecto al que recoge PATRICOVA, discurriendo el flujo, por la zona indicada en las imágenes que se muestran a continuación



Figura 4.4 Vista del encauzamiento sur desde Camí de Betxí



Figura 4.4 Vista aérea de Camí de Betxí en confluencia con el cauce sur

Fruto de todo este análisis, el modelo hidráulico realizado a partir de la configuración actual de los flujos de agua, arroja el dimensionamiento de una obra de drenaje cuya ubicación se encuentra en el cruce de la futura Ronda con el encauzamiento artificial descrito con anterioridad en la zona sur.

No obstante lo anterior, cabe hacer la reflexión siguiente:

Sí desaparecieran los elementos antrópicos que han generado la configuración actual del drenaje (muros y terreno elevado adyacente al Camí de Betxi), el flujo del agua tendería a alcanzar en ese caso zonas próximas al Sedeny del Carmen, coincidiendo con el trazado original de la avenida.

Dadas estas circunstancias, cabe plantearse la adopción de soluciones adicionales que permitan la continuidad del flujo de agua en caso de que dichos elementos desaparecieran y el flujo volviera a su cauce histórico, máxime, dado que en este caso los valores de caudales no implican el diseño de grandes infraestructuras, como podrá verse en los resultados del modelo generado.

Por tanto, y como solución complementaria se opta por diseñar dos infraestructuras, una ubicada en el actual “cauce sur” y otra ubicada en las proximidades del cruce de la Ronda con el Sedeny del Carmen.

Respecto al modelo hidráulico de la cuenca en estudio se ha utilizado el programa HEC RAS.

La extensión del modelo se ha ajustado al cruce de la cuenca con el vial proyectado, en una longitud de cauce de unos 560 m, con 8 secciones transversales, con objeto de conocer el comportamiento del total del flujo procedente de dicha cuenca; en las situaciones:

1. Previa a los efectos de la construcción de la carretera

2. Tras la construcción de la misma, para proceder a su adecuado drenaje

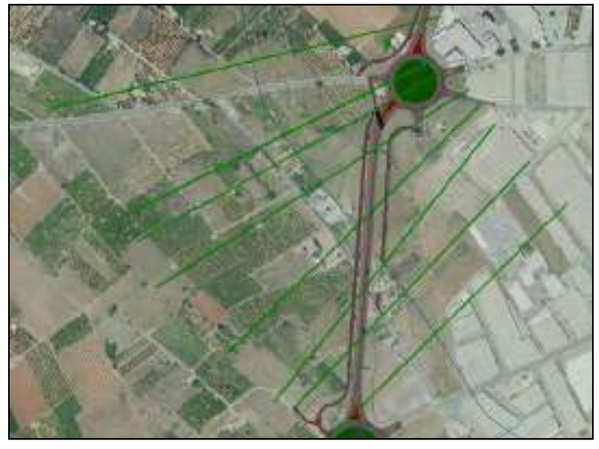


Figura 4.5 Planta del modelo HEC RAS para la situación futura

Se ha analizado la inundabilidad para los caudales asociados a 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.

El perfil longitudinal de la lámina de agua para 500 años se muestra en la siguiente figura.

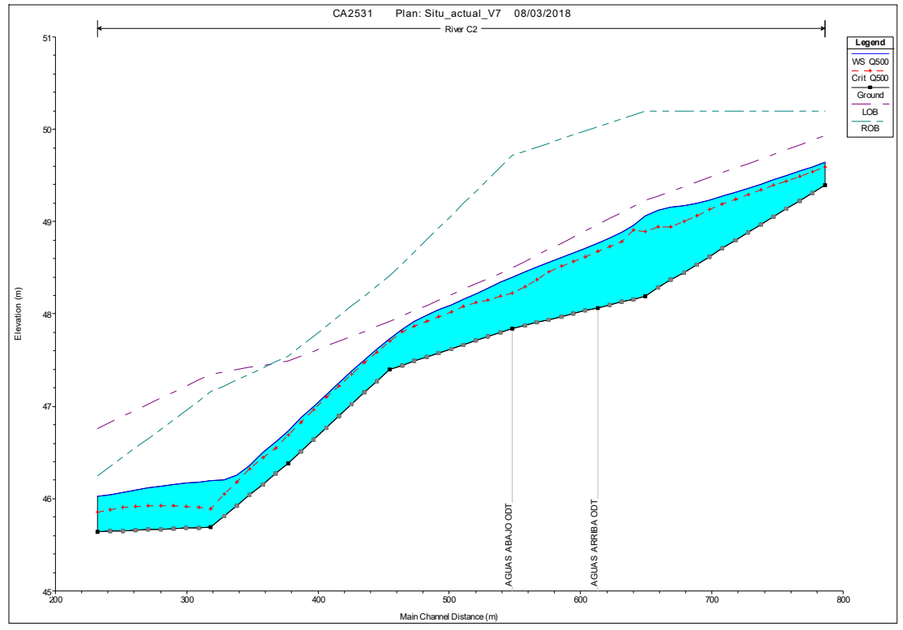


Figura 4.6 Perfil longitudinal para la simulación de la situación actual y caudal asociado a 500 años de periodo de retorno

La simulación hidráulica para caudales asociados a 500 años de periodo de retorno arroja resultados cuyo ancho de ocupación del agua es superior a 35 m y con calados menores que 0.80 m de forma generalizada, siendo en su mayoría inferiores a 0.45 m. El flujo de agua se realiza de nordeste a suroeste, acercándose al Sedeny de la Sènia del Carme según avanza hacia el sur.

A partir del modelo realizado para la situación actual, se ha planteado dar continuidad al drenaje de la zona baja, para lo que se ha realizado el modelo de la situación futura mediante la incorporación de una obra de drenaje en el cruce con el vial proyectado. La obra de drenaje se ha modelizado como un único "Culvert" de tipo "marco", al que, como apoyo en la toma de decisiones, se ha dado diferentes dimensiones y analizado el resultado obtenido. La dimensión en altura ha sido siempre de 1 m, comprobándose el comportamiento hidráulico para anchos de 3 m, 6 m, 8 m y 10 m.

Se realiza en general la comparación de los resultados de la situación actual para el caudal asociado al periodo de retorno de 500 años, por ser el más desfavorable y el exigido por PATRICOVA para el dimensionamiento de la obra de drenaje transversal.

Para la simulación del escenario futuro, con la construcción del vial, se obtiene una obra de drenaje de 8 m de ancho y el caudal asociado a 500 años de periodo de retorno. El perfil longitudinal es el mostrado en la figura siguiente. El régimen es lento en todo el tramo, pasando por el crítico en la entrada en la obra de drenaje, lo que supone una sobreelevación de la lámina de agua aguas arriba de ésta. Para dicha obra de drenaje propuesta y el periodo de retorno de cálculo no se presenta un desbordamiento aguas arriba de la obra de drenaje. Los incrementos de calados respecto a la situación previa a la construcción de la carretera son inferiores a 10 cm y al 10%, quedando en este aspecto dentro de las limitaciones de PATRICOVA. Las velocidades presentan un incremento superior al 10% aguas arriba y aguas abajo de la obra de drenaje. Para los periodos de retorno de 100 y 25 años, el comportamiento es muy similar.

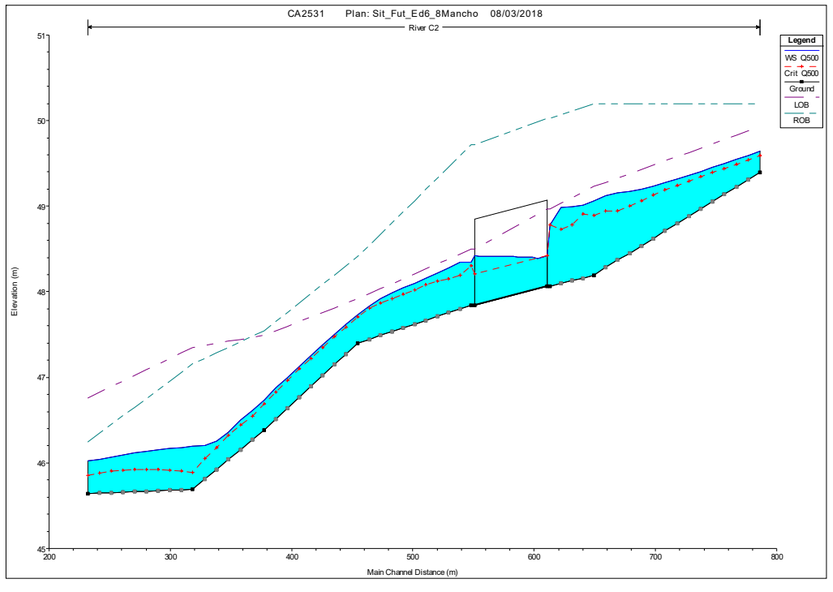


Figura 4.7 Perfil longitudinal para la simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 8 m.

El aumento que se registra en la velocidad aguas arriba y agua abajo de la obra de drenaje proyectada queda fuera de las restricciones que PATRICOVA marca, para todas las simulaciones realizadas. No obstante se observa una disminución poco representativa de velocidad con el aumento de ancho de la obra de drenaje, incluida la simulación con la obra de drenaje de 10 m de ancho (ver Apéndice 1.- INFORME DE INUNDABILIDAD). Dado que estas velocidades se consideran bajas, y dada la ínfima influencia del aumento de ancho en la disminución de velocidades, se plantea realizar el drenaje de la cuenca en estudio para un periodo de retorno de 500 años mediante una obra de drenaje de 8 m de ancho útil y 1 m de alto (distribuida en cuatro marcos de 1× 2 m), cuya ubicación se encuentra en el cruce de la futura Ronda con el encauzamiento artificial que existe actualmente en la zona.

Las velocidades registradas son inferiores a 2 m/s (ver Tabla 18), y se producen de forma localizada en la entrada y la salida de la obra de drenaje. Se considera por lo tanto una solución adecuada para el actual cauce. El calado máximo registrado en el interior de la obra de drenaje con estas dimensiones sería de 0.57 m, según la simulación realizada.

Respecto al análisis de resultados relativos a la peligrosidad, de forma generalizada, en la situación actual sin la Ronda, la zona inundable está vinculada a peligrosidad de inundación de nivel 3, asociada a sucesos de frecuencia alta y bajo calado. Igual que en la situación actual, en la situación futura, la zona inundable está vinculada a peligrosidad de inundación de nivel 3, asociada a sucesos de frecuencia alta y bajo calado.

En el Apéndice 1.- INFORME DE INUNDABILIDAD se pueden consultar los mapas de envolventes de calados máximos, para la situación actual y futura, así como los de peligrosidad de inundación para ambos escenarios.

Por todo ello, se considera adecuada la solución planteada para resolver la inundabilidad del tramo estudiado sin producir afecciones significativas a las parcelas adyacentes.

5. DRENAJE

5.1. DRENAJE TRANSVERSAL

El objeto principal de la obras de drenaje transversal es el de restituir la continuidad de los flujos naturales de las cuencas interceptadas, perturbando aquel lo menor posible, permitiendo su paso bajo los viales.

Se han proyectado obras de drenaje bajo la ronda para dar continuidad a las líneas de flujo principales.

La obtención de las dimensiones finales de las obras de drenaje se ha realizado a partir del análisis hidráulico de las mismas, con los datos que se recogen en el apartado *3.4.10. Cálculo de caudales de avenida* del presente anejo.

En el cálculo de estos caudales para las obras de drenaje transversal ODT_C1, ODT_C3 y ODT_C4 se ha utilizado el método racional que establece la instrucción de drenaje, con la salvedad de no aplicar la formulación alternativa que se define para el levante peninsular, que para periodos de retorno superiores a 25 años, arroja resultados de caudales desproporcionados y del orden de diez veces superiores.

La obra de drenaje diseñada para drenar la cuenca 2, ODT_C2, se comprueba hidráulicamente mediante un modelo Hec Ras (ver Apéndice 1.- INFORME DE INUNDABILIDAD). Los resultados de la comprobación hidráulica pueden consultarse en dicho apéndice.

Como ya se ha comentado en el apartado anterior, en el caso de la cuenca C2, además de la obra de drenaje dimensionada a través del modelo hidráulico realizado en el estudio de inundabilidad, se ha previsto una obra de drenaje adicional con las mismas dimensiones que las que arroja el estudio hidráulico para el cauce estudiado. Esta solución está motivada por las circunstancias expuestas en el análisis de la

configuración de la orografía de la zona y las visitas a campo. Se aporta una solución que prevé situaciones en las que elementos antrópicos que condicionan el discurrir actual de las avenidas pueden desaparecer, convirtiendo en afectadas zonas que con el modelo analizado no lo son.

Se ha adoptado una solución que permite el normal desarrollo de las aguas en ambos casos, teniendo en cuenta, además, que no supone un coste significativo. Así, se opta por diseñar dos infraestructuras, una ubicada en el actual cauce (ODT_C2) y otra ubicada en las proximidades del cruce de la Ronda con el Sedeny del Carmen (ODT_C2-2). Ambas se prevén con un ancho útil 8 m, y compuestas por 4 marcos de hormigón de 2x1 m.

CUENCA	PERIODO RETORNO DE CÁLCULO (AÑOS)	CAUDAL DE CÁLCULO (m^3/s)	ODT PROYECTADA	DIMENSIONES ODT PROYECTADA
C1	100	5.70	ODT_C1	3 MARCOS 1×1
C2	500	5.30	ODT_C2	4 MARCOS 2×1
			ODT_C2-2	4 MARCOS 2×1
C3	100	9.63	ODT_C3	5 MARCOS 1x1
C4	100	7.71	ODT_C4	2 MARCOS 2x1

Tabla 5.1 Obras de drenaje proyectadas.

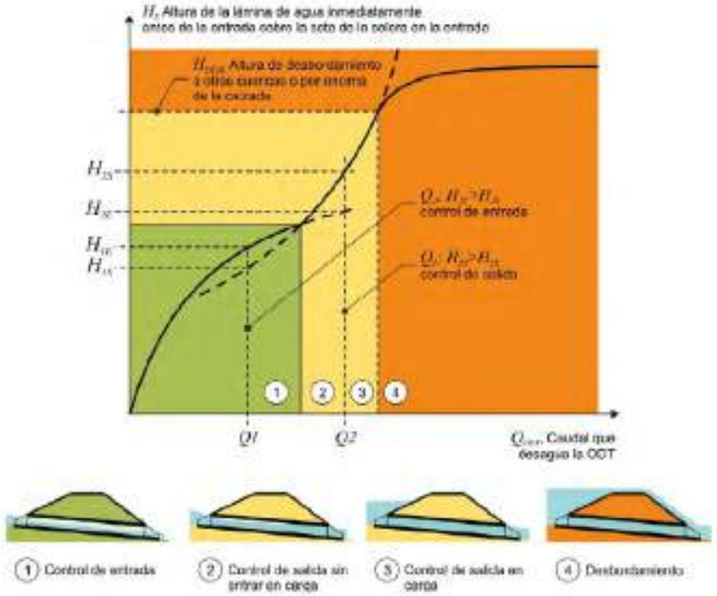


Figura 5.1 Curva característica de funcionamiento hidráulico de una ODT.

Norma 5.2 I.C Drenaje superficial de carreteras

A continuación se adjuntan los cálculos relativos a la comprobación hidráulica de las obras proyectadas, teniendo en cuenta que las obras de drenaje se diseñan con el software propio Trazado T3

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE DRENAJE: Ronda Vila-Real C1 T100. Solución adoptada

Tipo de obra de drenaje: Marcos

nº de marcos en paralelo:	3
ancho en la base (m):	1.00
altura (m):	1.00
longitud de los marcos (m):	45.65
pendiente (m/m):	0.0050
nº de Manning de los marcos (m):	0.015
coeficiente K_e de pérdidas:	0.40
caudal de cálculo (m^3/s):	5.70

• Número de Manning en la obra de drenaje: Hormigón en bruto (n=0.017)

• Coeficiente K_e de pérdidas en la embocadura: Con imposta, aristas vivas (Ke=0.5)

• Régimen uniforme en la obra de drenaje:

calado uniforme (m):	0.87
calado crítico (m):	0.72
velocidad (m/s):	2.19
nº de Froude:	0.75

Características del cauce aguas abajo:

☐ Existe calado impuesto aguas abajo

ancho en la base (m):	20.00
taludes (xH:1V):	10.00
pendiente (m/m):	0.0050
nº de Manning equivalente:	0.023

• Régimen uniforme en el cauce aguas abajo:

calado uniforme (m):	0.23
calado crítico (m):	0.20
velocidad (m/s):	1.09
nº de Froude:	0.76

• RESULTADOS:

• Funcionamiento de la obra de drenaje:

Clase:	I
Tipo:	1
Entrada:	Libre
Control:	Salida
Profundidad aguas arriba (m):	1.25
Calado aguas abajo (m):	0.23
Velocidad máx. en la obra (m/s):	2.65
Velocidad a la salida (m/s):	2.65

Existe inestabilidad entre los tipos 1 y 6

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO



- - - - - - - Calado orificio

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE DRENAJE: Ronda Vila-Real C3 T100. Solución adoptada

Tipo de obra de drenaje: Marcos

nº de marcos en paralelo:	5
ancho en la base (m):	1.00
altura (m):	1.00
longitud de los marcos (m):	45.65
pendiente (m/m):	0.0040
nº de Manning de los marcos (m):	0.015
coeficiente K_e de pérdidas:	0.40
caudal de cálculo (m^3/s):	9.63

• Número de Manning en la obra de drenaje: Hormigón en bruto (n=0.017)

• Coeficiente K_e de pérdidas en la embocadura: Con imposta, aristas vivas (Ke=0.5)

• Régimen uniforme en la obra de drenaje:

calado uniforme (m):	0.96
calado crítico (m):	0.72
velocidad (m/s):	2.01
nº de Froude:	0.65

Características del cauce aguas abajo:

☐ Existe calado impuesto aguas abajo

ancho en la base (m):	20.00
taludes (xH:1V):	10.00
pendiente (m/m):	0.0050
nº de Manning equivalente:	0.023

• Régimen uniforme en el cauce aguas abajo:

calado uniforme (m):	0.32
calado crítico (m):	0.27
velocidad (m/s):	1.31
nº de Froude:	0.79

• RESULTADOS:

• Funcionamiento de la obra de drenaje:

Clase:	I
Tipo:	1
Entrada:	Libre
Control:	Salida
Profundidad aguas arriba (m):	1.26
Calado aguas abajo (m):	0.32
Velocidad máx. en la obra (m/s):	2.66
Velocidad a la salida (m/s):	2.66

Existe inestabilidad entre los tipos 1 y 6

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO



- - - - - - - Calado orificio

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE DRENAJE: Ronda Vila-Real C4 T100. Solución adoptada

Tipo de obra de drenaje: Marcos

nº de marcos en paralelo:	2
ancho en la base (m):	2.00
altura (m):	1.00
longitud de los marcos (m):	45.65
pendiente (m/m):	0.0140
nº de Manning de los marcos (m):	0.015
coeficiente K_e de pérdidas:	0.40
caudal de cálculo (m^3/s):	7.71

• Número de Manning en la obra de drenaje:

Hormigón en bruto (n=0.017)

• Coeficiente K_e de pérdidas en la embocadura:

Con imposta, aristas vivas (Ke=0.5)

• Régimen uniforme en la obra de drenaje:

calado uniforme (m):	0.51
calado crítico (m):	0.72
velocidad (m/s):	3.81
nº de Froude:	1.71

Características del cauce aguas abajo:

☐ Existe calado impuesto aguas abajo

ancho en la base (m):	20.00
taludes (xH:1V):	10.00
pendiente (m/m):	0.0050
nº de Manning equivalente:	0.023

• Régimen uniforme en el cauce aguas abajo:

calado uniforme (m):	0.28
calado crítico (m):	0.24
velocidad (m/s):	1.21
nº de Froude:	0.78

• **RESULTADOS:**

• Funcionamiento de la obra de drenaje:

Clase:	I
Tipo:	3
Entrada:	Libre
Control:	Entrada
Profundidad aguas arriba (m):	1.23
Calado aguas abajo (m):	0.28
Velocidad máx. en la obra (m/s):	3.81
Velocidad a la salida (m/s):	3.81

Existe inestabilidad entre los tipos 3 y 6

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO



- - - - - - - Calado crítico

5.2. DRENAJE LONGITUDINAL

El drenaje longitudinal se plantea mediante una solución urbana, al igual que la sección transversal, configurada mediante pendiente única hacia el exterior de la plataforma.

La evacuación del agua de la plataforma se realiza principalmente por escorrentía superficial, ya que el firme impide en gran manera la infiltración del agua a través de él. La pendiente del vial conducirá las aguas hasta los puntos de captación, constituidos por imbornales. Los imbornales irán ubicados junto al bordillo, en la parte baja del vial.

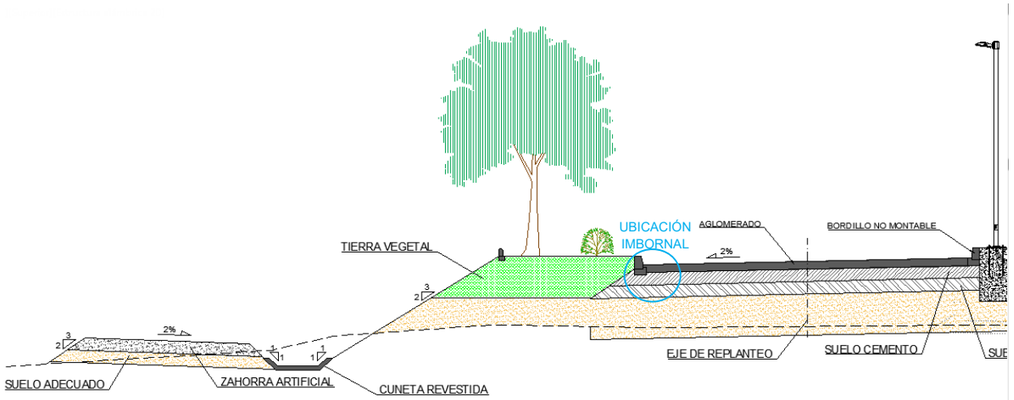


Figura 5.2. Sección tipo del vial

Desde los puntos de captación, se prevé el funcionamiento de los conductos por gravedad hasta los puntos de vertido correspondientes (obras de drenaje, balsas de retención y en el tramo final conexión a la red de pluviales existente), constituidos por diferentes elementos de la red de drenaje, y que son:

- Cunetas longitudinales a pie de terraplén que desaguan a obras de drenaje transversales proyectadas o a balsas de retención.
- Red de colectores de nueva implantación
- Red de colectores de pluviales existente

En general hay que tener en cuenta que la ronda se eleva muy poco respecto al terreno y que éste es muy plano, por lo que las pendientes de los ejes de la ronda son muy suaves, por tanto en la mayor parte de los tramos no es posible conducir el agua a través de colectores por la franja ajardinada del lado oeste para desaguar en las obras de drenaje o en las balsas de retención generadas, ya que no se consigue la cota necesaria. Por tanto se ha conducido el agua a través de cunetas de pie que llevan el agua hasta las obras de drenaje. Tanto en la CV-20, en la primera rotonda como al final de la ronda, en el último tramo y en la última rotonda en el polígono de Porcelanosa, se cuente con una red separativa y con colectores de diámetro suficiente para conectar a éstos el tramo final de la Ronda, además también existe cota suficiente para desaguar mediante colectores por la franja ajardinada.

Por último estrictamente en las zonas de conexión a los viales del Camí de Miralcamp y Camí de Betxí se han conectado los imbornales a los colectores existentes, porque estos colectores recogían ya el agua de la pequeña superficie que ahora absorben los nuevos imbornales.

El dimensionamiento se realiza para un periodo de retorno de 25 años, compatible con los propuestos por la instrucción 5.2.-IC para el drenaje longitudinal.

5.2.1. CÁLCULO DE DE CAUDALES

El valor de precipitación máxima es el obtenido mediante los cálculos del apartado 3. HIDROLOGÍA. Estos cálculos aportan la precipitación media ponderada considerada para el cálculo hidráulico de los elementos de drenaje. Es la correspondiente al promedio de las Pd obtenidas por los distintos ajustes según el periodo de retorno asociado:

Drenaje longitudinal Pd (T_{25}) = 143.81 mm/d

La intensidad de cálculo será la correspondiente a un tiempo de concentración de 5 minutos, que se trata del mínimo establecido por la instrucción 5.2.- I.C para cuencas secundarias. La intensidad se ha obtenido mediante la formulación descrita la misma instrucción, y detallada en apartados anteriores (ver apartado 3.4.2.):

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

Donde:

$I(T, t)$	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del agua cero t.
I_d	(mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T.
F_{int}	(adimensional)	Factor de intensidad.

Para un periodo de retorno de 25 años y tiempo de concentración de 5 minutos, la intensidad de cálculo para el drenaje longitudinal es de 265,61 mm/h.

Con estos datos de entrada, se ha realizado el cálculo de caudales mediante el método racional.

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

Donde:

Q caudal en m^3/s.

I_t intensidad máxima del aguacero de duración igual al tiempo de concentración en mm/h.

A superficie de la cuenca en km^2,

El coeficiente de uniformidad K varía de unos episodios a otros, pero su valor medio en una cuenca concreta depende fundamentalmente del valor de su tiempo de concentración, y de forma tan prevalente que a efectos prácticos pueden despreciarse la influencia de las restantes variables tales como la torrencialidad del clima, etc.

Para su estimación, en valores medios, se propone la siguiente expresión:

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

siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca en horas.

El coeficiente de escorrentía empleado ha sido de 0,90 para la recogida de aguas procedentes del vial.

5.2.2. ELEMENTOS DE LA RED

5.2.2.1. Imbornales

Como puntos de captación, se han diseñado imbornales en la parte baja del vial, junto al bordillo, con una distancia máxima de unos 50 m. Serán con rejilla de fundición de 50x35 cm, conectados a las cunetas o entre sí mediante tubo de PVC de Ø250 mm, con una pendiente mínima de 1,5%.

La cuenca asociada al cálculo de imbornales es la correspondiente a tomar una longitud entre los mismos de unos 50 m, con lo que el caudal de cálculo por cada uno de ellos es el siguiente:

Superficie (Km^2)	$P_{d,25}$ (mm/d)	T_c (h)	I_t (mm/h)	C	Q (m^3/h)
0.0004	143.81	0.08	265.61	0.90	0.027

Tabla 5.2 Cálculo de caudales de imbornales.

Se ha realizado una comprobación hidráulica para las conducciones Ø 250 de PVC, con el caudal que drenan (ver apartado 5.2.1.) mediante el software de cálculo hidráulico Flowmaster V8i, el cual utiliza la fórmula de Manning- Strinckler para el cálculo en régimen permanente:

ACOMETIDA_IMBORNAL

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	
Input Data		
Roughness Coefficient	0.015	
Channel Slope	1.50000	%
Diameter	0.23	m
Discharge	0.03	m³/s
Results		
Normal Depth	0.12	m
Flow Area	0.02	m²
Wetted Perimeter	0.37	m
Hydraulic Radius	0.06	m
Top Width	0.23	m
Critical Depth	0.14	m
Percent Full	52.9	%
Critical Slope	0.01003	m/m
Velocity	1.24	m/s
Velocity Head	0.08	m
Specific Energy	0.20	m
Froude Number	1.27	
Maximum Discharge	0.05	m³/s
Discharge Full	0.05	m³/s
Slope Full	0.00454	m/m
Flow Type	SuperCritical	

En cuanto al cálculo de la capacidad de absorción de los sumideros, se establece que la capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia. Para este mismo caudal de 0,027 m^3/s (27 l/s), se comprueba que la altura alcanzada sobre el imbornal es 1 cm:

$$Q(l/_s) = \frac{L * H^{3/2}}{60}$$

L (cm) perímetro exterior de la rejilla supuesta desprovista de barras

H (cm) la profundidad del agua desde el borde inferior de la abertura, medida en su centro

Cuando el sumidero está en rasante inclinada su eficacia se ve mermada, por lo que la capacidad de desagüe dada por la formula anterior, deberá afectarse de un coeficiente igual a : 1/ 1+15 x J, siendo J (m/m): la pendiente longitudinal. La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal que pueda absorber al menos el 70 por cien del caudal de referencia que circule por el Caz o cuneta.

Si h<12 cm

Q	27 l/s
L	1700 cm
Pendiente vial	0.005 m/m
Coeficiente corrector	0.93
h	1.02 cm

En general los imbornales irán instalados en arquetas de forma cuadrada de dimensiones interiores 50x50. En los dos únicos casos en que vierte a la red unitaria existente, el imbornal deberá ser sifónico, para lo cual se pretende que la boca de entrada del colector se encuentre sumergida. En el caso que el imbornal sifónico no esté en cabecera se implantará una arqueta adosada a la que constituye el imbornal. El plano de detalles muestra las diferentes configuraciones de imbornales, y se muestran a continuación

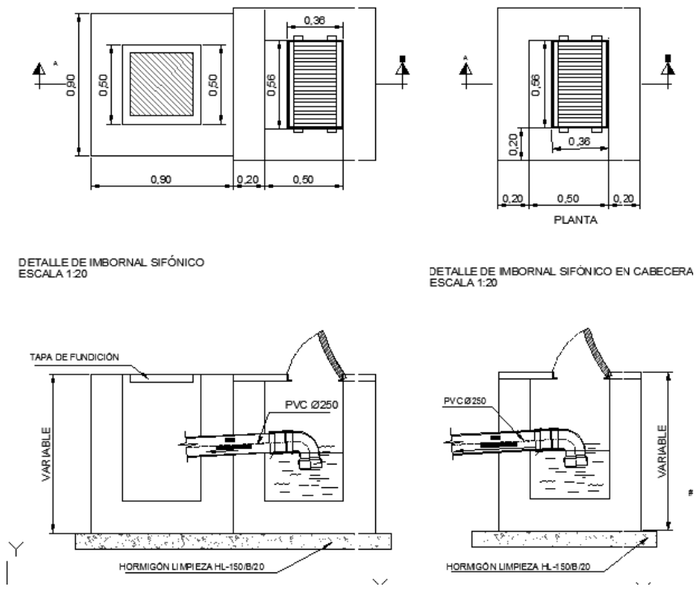


Figura 5.3. Detalle de imbornales sifónicos

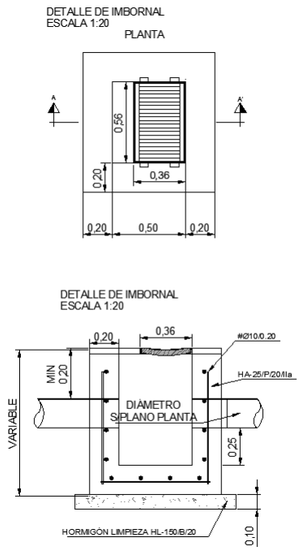


Figura 5.4. Detalle de imbornal no sifónico

5.2.2.2. Cunetas

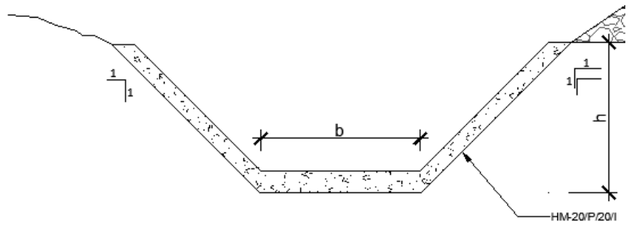
De forma general, para la conducción de la escorrentía longitudinal y debido a la necesidad de conseguir cota de vertido de las aguas de pluviales a las ODT, se han proyectado cunetas trapezoidales revestidas de hormigón en masa HM-20, de calado 0,20 m, taludes 1H:1V y anchos diferentes:

- Cuneta tipo 1: Ancho de la base 1 m
- Cuneta tipo 2: Ancho de la base 1,5 m

Las cunetas se ubicarán a pie de terraplén, al oeste del tronco, y a ellas verterán los imbornales diseñados y las mismas llevarán sus aguas a las sucesivas obras de drenaje o a las balsas de retención proyectadas junto a la glorieta 3 y glorieta 4. La distribución de las mismas será la mostrada en los planos. Sus dimensiones, caudales de vertido asociados y comprobación hidráulica se detallan en la siguiente tabla.

			Método Racional						Análisis en régimen uniforme con la fórmula de Manning para cada cuneta		
EJE VIAL	PK inicio	PK final	Q (m³/s)	Altura de la sección H (m)	Base (m)	Z Talud cuneta H/V	Manning	Pendiente (m/m)	Q (m³/s)	y (m)	v (m/s)
EJE 01	0+040	0+220	0.12	0.20	1.00	1.00	0.015	0.0050	0.118	0.11	0.97
EJE 01	0+220	0+460	0.20	0.20	1.00	1.00	0.015	0.0050	0.201	0.15	1.16
EJE 01+EJE-02	0+540	0+000	0.32	0.20	1.50	1.00	0.015	0.0050	0.324	0.16	1.24
EJE 02	0+000	0+220	0.15	0.20	1.00	1.00	0.015	0.0025	0.146	0.15	0.83
EJE 02	0+220	0+400	0.16	0.20	1.00	1.00	0.015	0.0050	0.164	0.13	1.08
EJE 03	0+000	0+320	0.53	0.20	1.50	1.00	0.015	0.0080	0.534	0.19	1.71
EJE 04	0+000	0+100	0.32	0.20	1.50	1.00	0.015	0.0035	0.317	0.17	1.09
EJE 04	0+180	0+580	0.24	0.20	1.00	1.00	0.015	0.0050	0.244	0.17	1.23

Tabla 5.3 Comprobación hidráulica de cunetas.



	b (m)	h (m)
CUNETA TIPO 1	1,00	0,20
CUNETA TIPO 2	1,50	0,20

Figura 5.5. Detalle de cuneta

Para dar continuidad a la cuneta que discurre junto a los ejes 01 y 02 se ha previsto la instalación de un tubo salvacunetas Ø600 mm de diámetro y fabricado en hormigón armado para salvar el paso junto a la glorieta 2. El caudal asociado es el de la misma cuneta. La comprobación hidráulica mediante el software de cálculo hidráulico Flowmaster V8i es la mostrada a continuación:

Paso salvacunetas glorieta 2

Project Description			
Friction Method	Manning Formula		
Solve For	Normal Depth		
Input Data			
Roughness Coefficient		0.015	
Channel Slope		0.40000	%
Diameter		0.60	m
Discharge		0.32	m³/s
Results			
Normal Depth		0.47	m
Flow Area		0.24	m²
Wetted Perimeter		1.31	m
Hydraulic Radius		0.18	m
Top Width		0.49	m
Critical Depth		0.37	m
Percent Full		78.8	%
Critical Slope		0.00745	m/m
Velocity		1.36	m/s
Velocity Head		0.09	m
Specific Energy		0.57	m
Froude Number		0.62	
Maximum Discharge		0.36	m³/s
Discharge Full		0.34	m³/s
Slope Full		0.00371	m/m
Flow Type	SubCritical		

5.2.2.3. Balsas de retención

Se han diseñado unas balsas de retención en los casos en que la continuidad de las cunetas se ve comprometida, al no ser posible alcanzar una obra de drenaje transversal como punto de salida de las aguas, ni disponer el vial de elevación suficiente para dimensionar un colector. Se han ubicado junto a la glorieta 3 y glorieta 4.

Se dimensionan las mismas para desaguar el caudal de cunetas y/ o imbornales del eje.

Su cálculo viene dado por el caudal a desaguar durante un determinado periodo de tiempo, que se calcula desde una duración de 5 minutos a una duración de 24 h. Cada duración se asimila al tiempo de concentración, al cual se asocia una intensidad máxima del aguacero. Para cada duración e intensidad relacionada, a igualdad de área de cálculo, el caudal desaguado en ese periodo de tiempo se obtiene mediante el método racional.

Mediante un cálculo iterativo, se comprueba el volumen generado en cada intervalo de tiempo, obtenido mediante el producto del caudal por dicho intervalo de tiempo. Se manifiesta que el volumen mayor de la balsa obtenido corresponde a una duración de la lluvia de 24 h.

El área de drenaje considerada es la que vierte al elemento/s que desagüe (cunetas, imbornales)

El área vertiente a la balsa ubicada junto a la glorieta 2 es de 0,025 Km^2, y la que vierte a la balsa ubicada junto a la glorieta 3, de unos 0,0075 Km^2.

Se diseña la balsa con relleno de pedraplén de tamaño Ø200 mm, con un porcentaje de huecos de 30%, y una profundidad en la superficie de la balsa, libre de relleno de 0,20 m.

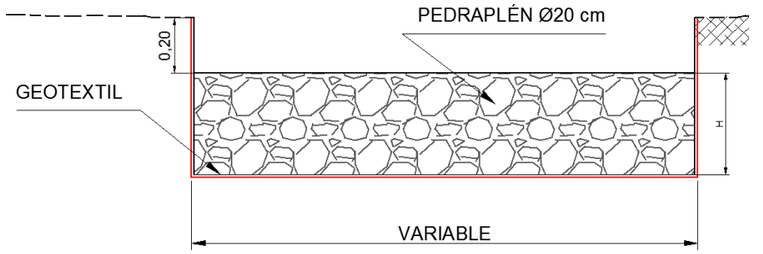


Figura 5.6. Detalle de balsa de retención

Con todos estos parámetros, se obtienen las siguientes dimensiones de las balsas:

UBICACIÓN DE LA BALSA	H RELLENO DE PEDRAPLÉN (m)	H LIBRE DE RELLENO (m)	SUPERFICIE EN PLANTA DE LA BALSA (m^2)
GLORIETA 3	0,50	0,20	1926
GLORIETA 4	2,80	0,20	

Tabla 5.4 Dimensiones de las balsas de retención

Las tablas siguientes reflejan los cálculos justificativos para las dos balsas de retención:

Área (km^2)	Pd (mm)	C	Tc diseño (h)	K_{Tc}	Fa	Fb	Fint	I (mm/h)	I_{IDF} (T, Tc) (mm/h)	Q (m^3/s)	Volumen (m3)	Altura agua (m)	Altura relleno
0.0025	143.81	**0.9**	**0.08**	1.00	41.76	44.33	44.33	268.18	265.61	**0.16**	**49.26**	**0.00**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**0.50**	1.03	16.51	17.22	17.22	104.21	103.21	**0.065**	**117.82**	**0.00**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**1.00**	1.07	11.00	11.39	11.39	68.91	68.25	**0.045**	**161.51**	**0.00**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**2.00**	1.15	7.12	7.31	7.31	44.23	43.81	**0.031**	**222.62**	**0.00**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**4.00**	1.29	4.46	4.55	4.55	27.51	27.24	**0.022**	**311.33**	**0.01**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**6.00**	1.40	3.35	3.39	3.39	20.51	20.31	**0.018**	**378.93**	**0.05**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**8.00**	1.49	2.71	2.73	2.73	16.53	16.37	**0.015**	**432.98**	**0.07**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**10.00**	1.56	2.29	2.30	2.30	13.92	13.79	**0.013**	**477.15**	**0.10**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**12.00**	1.61	1.99	1.99	1.99	12.07	11.95	**0.012**	**513.81**	**0.12**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**14.00**	1.66	1.76	1.76	1.76	10.67	10.57	**0.011**	**544.68**	**0.13**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**16.00**	1.70	1.58	1.58	1.58	9.58	9.50	**0.010**	**571.62**	**0.15**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**18.00**	1.73	1.44	1.44	1.44	8.70	8.64	**0.009**	**595.34**	**0.16**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**20.00**	1.75	1.32	1.32	1.32	7.97	7.93	**0.009**	**616.07**	**0.17**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**22.00**	1.77	1.22	1.22	1.22	7.36	7.33	**0.008**	**634.33**	**0.18**	**0.50**
0.0025	143.81	**0.9**	**24.00**	1.79	1.14	1.13	1.14	6.84	6.82	**0.008**	**650.54**	**0.19**	**0.50**

Tabla 5.5 Comprobación hidráulica de la balsa de retención junto a la glorieta 3

Área (km^2)	Pd (mm)	C	Tc diseño (h)	K_{Tc}	Fa	Fb	Fint	I (mm/h)	I_{IDF} (T, Tc) (mm/h)	Q (m^3/s)	Volumen (m3)	Altura agua (m)	Altura relleno
0.0075	143.81	**0.9**	**0.08**	1.00	41.76	44.33	44.33	268.18	265.61	**0.50**	**148.92**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**0.50**	1.03	16.51	17.22	17.22	104.21	103.21	**0.198**	**356.19**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**1.00**	1.07	11.00	11.39	11.39	68.91	68.25	**0.136**	**488.25**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**2.00**	1.15	7.12	7.31	7.31	44.23	43.81	**0.093**	**673.01**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**4.00**	1.29	4.46	4.55	4.55	27.51	27.24	**0.065**	**941.18**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**6.00**	1.40	3.35	3.39	3.39	20.51	20.31	**0.053**	**1145.55**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**8.00**	1.49	2.71	2.73	2.73	16.53	16.37	**0.045**	**1308.97**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**10**	1.56	2.29	2.30	2.30	13.92	13.79	**0.040**	**1442.47**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**12**	1.61	1.99	1.99	1.99	12.07	11.95	**0.036**	**1553.32**	**0.00**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**14**	1.66	1.76	1.76	1.76	10.67	10.57	**0.033**	**1646.64**	**0.03**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**16**	1.70	1.58	1.58	1.58	9.58	9.50	**0.030**	**1728.07**	**0.07**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**18**	1.73	1.44	1.44	1.44	8.70	8.64	**0.028**	**1799.79**	**0.11**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**20**	1.75	1.32	1.32	1.32	7.97	7.93	**0.026**	**1862.46**	**0.14**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**22**	1.77	1.22	1.22	1.22	7.36	7.33	**0.024**	**1917.67**	**0.17**	**2.75**
0.0075	143.81	**0.9**	**24**	1.79	1.14	1.13	1.14	6.84	6.82	**0.023**	**1966.65**	**0.20**	**2.75**

Tabla 5.6 Comprobación hidráulica de la balsa de retención junto a la glorieta 4

5.2.2.4. Colectores

Se han dispuesto colectores en los tramos donde la configuración del vial proyectado y el trazado del sistema de pluviales existente han permitido la evacuación de las aguas, contemplando el objetivo adicional de dispersar en la medida de lo posible los caudales entre diferentes puntos de vertido.

Se han diseñado seis sistemas de colectores, ubicados en las diferentes intersecciones:

- Sistema C-1: Glorieta 1, en CV-20
- Sistema C-2: Intersección con el Camí de Miralcamp
- Sistema C-3: Glorieta 2, Camí de Betxí
- Sistema C-4: Glorieta 3, Camí d'Artana
- Sistema C-5: Glorieta 4, Camí de la Carretera
- Sistema C-6: Glorieta 5, Camí de Les Voltes

El sistema C-1 y sistema C-6 vierten a la red separativa de pluviales existente.

Los sistemas C-4 y C-5 vierten a las cunetas adyacentes, ubicadas al oeste del vial.

Únicamente conectarán a la red unitaria existente los colectores ubicados en el Camí de Miralcamp (sistema de colectores C2) y Camí de Betxí (sistema de colectores C3). Se ha vertido en estos puntos, dado que no se incrementa significativamente las áreas vertientes respecto a las que vierten en la actualidad al sistema unitario.

En la tabla siguiente se muestran las cotas de fondo del colector vertiente al sistema exterior y las respectivas cotas del medio receptor:

SISTEMA DE COLECTORES	COTA MENOR FONDO COLECTOR EN PTO VERTIDO	PTO VERTIDO	COTA PUNTO VERTIDO
C-1_4	48,01	Marco de pluviales existente lindando CV-20	47,81
C-2-1	47,46	Red unitaria existente en Camí de Miralcamp	47,13
C-2-2	47,36		
C-3	47,67	Red unitaria existente en Camí de Betxí	47,62
C-4-1	43,84	Cuneta proyectada	43,81
C-4-2	44,21	Cuneta proyectada	44,18
C-5	39,83	Cuneta proyectada	39,82
C-6-1	32,98	Conducción Ø1200 de pluviales existente	31,51
C-6-3	33,09		
C-6-4	33,46		

Tabla 5.7 Cotas de los sistemas de colectores

5.2.2.4.1 Dimensionamiento de la red de colectores

A partir de los caudales tributarios a cada imbornal, se ha realizado un dimensionamiento de la red. Para ello se ha empleado el programa Trazado, módulo Redes de colectores. El procedimiento es el siguiente:

1. En planta, se van introduciendo los tramos de cálculo, indicando el pozo inicial y el pozo final del tramo en cuestión, mediante sus coordenadas UTM.
2. Mediante el programa se obtienen las cotas del terreno o las cotas de los viales proyectados, según cada caso, en los pozos inicial y final de cada tramo, y la longitud del mismo.
3. Se introducen por otra parte los caudales tributarios de cada tramo, y se van acumulando en función de la red que quede aguas arriba.
4. En principio, el programa le asigna al tramo de colector la pendiente de los viales.
5. Seguidamente, se calcula el diámetro necesario.
6. A continuación, se determina la pendiente en las condiciones de diseño, y se comprueba si es admisible; así como las velocidades de cada tramo, modificándose en caso contrario.

Como se ha dicho, se ha escogido hormigón para la red con funcionamiento por gravedad, al que corresponde un número de Manning de 0,015.

Los caudales asignados para cada tramo de los distintos ramales que forman la red de drenaje longitudinal y sus características hidráulicas se presentan en los listados de ordenador incluidos en el **Apéndice 6.- CÁLCULO DE COLECTORES** del presente Anejo.

En dichos listados figura, por ramales:

- Cota inicial del tramo (Cota i)
- Cota final del tramo (Cota f)
- Longitud del tramo
- Pendiente longitudinal, en % (So %)
- Diámetro del tubo
- Porcentaje de llenado de la sección (%LI)
- Caudal, en m^3/s (Q)
- Velocidad, en m/s (V)

5.2.2.4.2 Tipología de zanjas

Se proyectan zanjas con taludes verticales, que deberán ser entibadas cuando la profundidad de las mismas sea mayor de 1,50 m.

Cuando el colector se dispone bajo el arcén, se diseña una zanja hormigonada. Cuando el colector se ubica bajo zona ajardinada, se rellena mediante suelo adecuado y un espesor mínimo de tierra vegetal de 0,75 m. En los planos se puede consultar la disposición descrita, y se avanza a continuación:

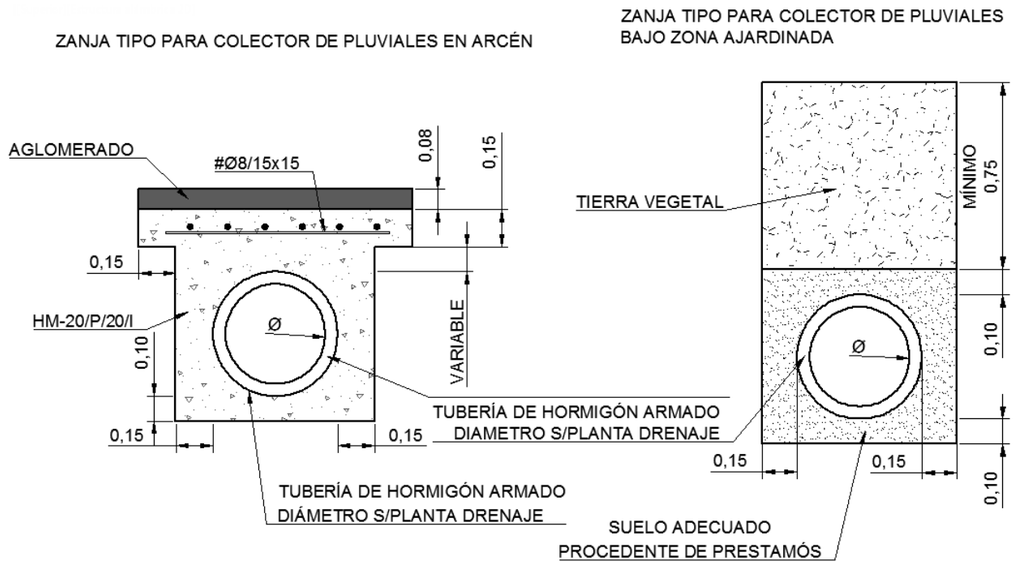


Figura 5.7. Detalle de zanjas

APÉNDICE 1.- INFORME DE INUNDABILIDAD



HOJA DE CONTROL DE CALIDAD						
DOCUMENTO	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD					
PROYECTO	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA RONDA SUROESTE DE VILA-REAL (CASTELLÓN9					
CÓDIGO	CA2531-PC-AP-01-HI-Inundabilidad-Ed03					
AUTOR	FIRMA	ECF	ECF			
	FECHA	16/04/2018	29/05/2018			
VERIFICADO	FIRMA	SPA	VVM			
	FECHA	17/04/2018	29/05/2018			
DESTINATARIO	CONSELLERIA D'HABITATGE, OBRES PÚBLIQUES I VERTEBRACIÓN DEL TERRITORI					
NOTAS						

MEMORIA

1. **ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS** **1**
2. **IDENTIFICACIÓN DEL LUGAR Y DELIMITACIÓN DE LA ZONA INUNDABLE** **2**
3. **DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL TERRITORIO AFECTADO** **3**
4. **CONCLUSIONES TRAS LA IDENTIFICACIÓN DEL LUGAR** **9**
5. **GEOMORFOLOGÍA** **9**
6. **MODELO HIDRÁULICO. PATRICOVA** **10**
6.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO 10
6.2. ESTUDIO HIDRÁULICO 16
7. **CONCLUSIONES FINALES** **24**

APÉNDICE 1 DATOS PLUVIOMÉTRICOS
APÉNDICE 2 VALIDACIÓN DE DATOS
APÉNDICE 3 AJUSTE ESTADÍSTICO
APÉNDICE 4 SECCIONES DE HEC-RAS

PLANOS

PLANO 1 ENVOLVENTE DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN ACTUAL
PLANO 2 ENVOLVENTE DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN FUTURA
PLANO 3 PELIGROSIDAD DE INUNDACIÓN SITUACIÓN ACTUAL
PLANO 4 PELIGROSIDAD DE INUNDACIÓN SITUACIÓN FUTURA

1. ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS

En lo que respecta al proyecto de construcción de la Ronda Suroeste de Vila – Real que nos ocupa, se trata de un tramo urbano, previsto en el Plan General de Ordenación Urbana vigente de Villarreal, aprobado por la Comisión Territorial de Urbanismo de Castellón el 23 de febrero de 1993 (BOP núm. 36, de 25 de marzo de 1993), complementado por varias correcciones y modificaciones puntuales posteriores, incluida una modificación puntual PGMOU "Ronda sudoeste y Ciudad Deportiva" aprobada por Resolución del Conseller de Medio Ambiente, Agua, Urbanismo y Vivienda de 13 de julio de 2009.

Se trata pues de una actuación en materia de infraestructuras llevada a cabo por la Conselleria de Vivienda, Obras Públicas y Vertebración del Territorio en régimen de colaboración con una Administración Local como es el Ayuntamiento de Vila-real. Por tanto, este proyecto desarrolla un elemento del PGOU de Vila-real ya aprobado con anterioridad.

La traza de la ronda proyectada cruza una única zona identificada como inundable en el PATRICOVA. Discurre desde la carretera de Onda paralela al Sedeny de la Sénia del Carme y está catalogada como zona con Riesgo de Inundación Muy Bajo, lo que se corresponde con un Nivel de Peligrosidad 6, según PATRICOVA.

En este sentido debe someterse a las determinaciones e indicaciones de Patricova, del mismo modo que se da cumplimiento al resto de normativa vigente en el resto de disciplinas que nos ocupan.

No obstante, tal y como indica el punto 2 del artículo 11 del DECRETO 201/2015, de 29 de octubre, del Consell, por el que se aprueba el Plan de Acción Territorial sobre la Prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana, los estudios de inundabilidad para la concreción del riesgo de inundación, realizados a escala adecuada y elaborados por un técnico competente, son imprescindibles para admitir decisiones de planeamiento que se aparten de las determinaciones contenidas en los documentos de carácter vinculante de PATRICOVA. Por lo que es evidente que el Estudio de Inundabilidad para la concreción del riesgo de inundación (EICRI) es una figura imprescindible para prever nuevos usos del suelo no previstos inicialmente en zonas inundables.

Por tanto la infraestructura que se proyecta no tiene la necesidad del EICRI en el sentido en el que se refieren los artículos 11, 12 y 13 del PATRICOVA, ya que esta actuación no supone un cambio en las determinaciones del planeamiento aprobado, ni se trata de una nueva decisión de éste, ya que discurre por los terrenos reservados para tal fin en el PGOU, atravesando una pequeña zona catalogada como inundable.

Por otro lado, y en concreto *el Capítulo II, Adecuación de las infraestructuras en zonas inundables* del PATRICOVA indica en su *artículo 21, Condiciones generales de adecuación de las infraestructuras* lo siguiente:

1. *"Las infraestructuras que se sitúen en la superficie del terreno, los apoyos de infraestructuras aéreas, los elementos superficiales de las infraestructuras subterráneas o cualquier elemento que discurra, se sitúe o cruce una zona inundable a una cota superior en treinta centímetros (30 cm) a la del terreno circundante, no deberá provocar un incremento del riesgo de inundación en los usos urbanos actuales o planificados"*.

Según el artículo 9 se considera que existe un incremento significativo de la peligrosidad de inundación en la zona de peligrosidad de inundación cuando se produce un aumento de calado máximo o de la velocidad de más de un 10% y de más de 10 cm para cualquier periodo de retorno entre 25 y 500 años, provocado por cualquier nuevo elemento artificial situado en la zona inundable.

Por tanto se lleva a cabo un Estudio de Inundabilidad, que se remitirá al Servicio Ordenación del Territorio de la Dirección General de Ordenación del Territorio, Urbanismo y Paisaje, para que emita informe, dando cuenta de ello a la DG competente en materia ambiental.

El proyecto de la Ronda no tiene ninguna interferencia con Patricova distinta de la del Sedeny del Carme, tal y como se comprueba en la imagen que se adjunta.

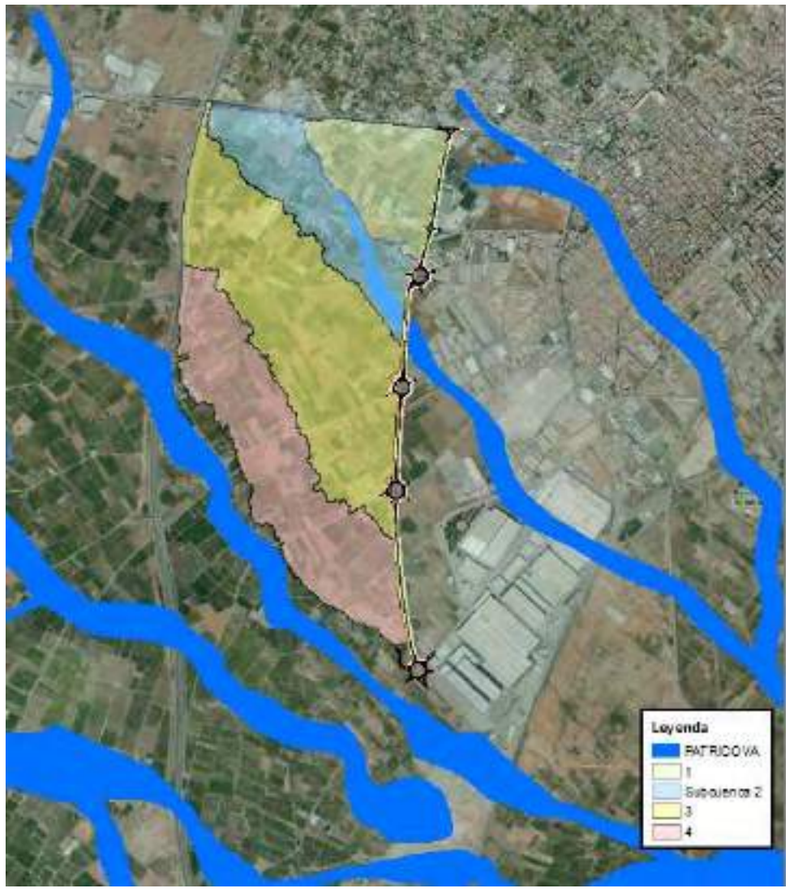


Figura 1 Cuencas en estudio

De ésta se deduce que no resultan afectadas con la traza de la nueva Ronda, las zonas también calificadas por PATRICOVA con peligrosidad de inundación, y que se sitúan al norte de la misma, (Barranc de l'Hospital) y al sur (Barranc d'Esbarzers y Barranc de Ràtils). (ver Figura 1)

La línea divisoria de estas cuencas coincide aproximadamente en la rotonda 5 y puede apreciarse, en el Camí de Les Voltes y en las parcelas de alrededor, un cambio de rasante en las proximidades de esta última glorieta, correspondiente a la división de cuencas, que coincide con un cajero trasversal de una acequia.

Se ha comprobado que esta zona en estudio no se encuentra afectada por inundabilidad según el Sistema Nacional de Zonas Inundables de la Confederación Hidrográfica del Júcar (ver Figura 2)



Figura 2 Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables en la zona en estudio

2. IDENTIFICACIÓN DEL LUGAR Y DELIMITACIÓN DE LA ZONA INUNDABLE

Para llevar a cabo el análisis de la zona inundable el primer paso es establecer la delimitación de su área, definiendo de esta forma la cuenca aportante. Este ejercicio nos permite estimar el caudal asociado.

En este sentido y para los efectos que nos ocupa, se ha acotado dicha área en el norte por la CV-20, hacia el sureste atravesando el Camí de Miralcamp y Camí de Betxí,, engloba al Sedeny de la Senia del Carmen y continúa hacia el sur hasta la intersección del Sedeny con el Camí d'Artana.

En la siguiente figura se adjunta la representación gráfica de la cuenca aportante sobre una fotografía aérea de la zona de actuación:

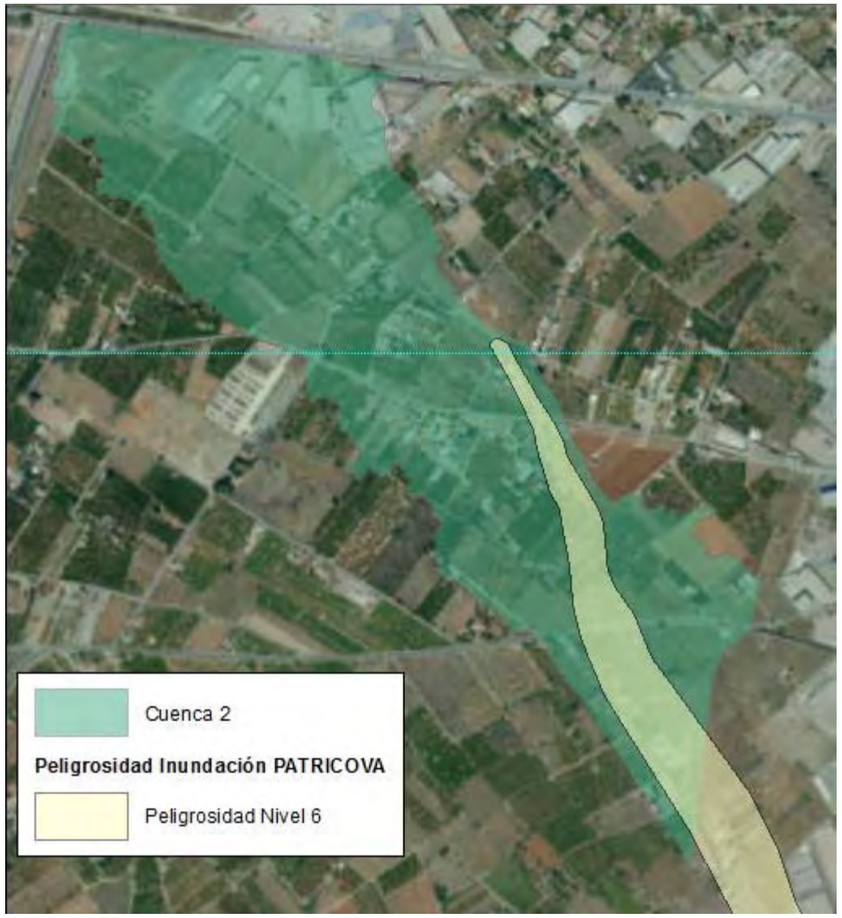


Figura 3 Cuenca aportante

En la definición del área nos hemos apoyado en el software ArcMap V10.1 a partir del vuelo LIDAR generado para el PNOA (Plan Nacional de Ortofoto Aérea) y distribuido por el centro de descargas del CNIG en ficheros digitales de 2×2 km, contrastado además con visitas a campo y estudio histórico de la zona

La Tabla 1 recoge las características principales de la cuenca: superficie, longitud, desnivel entre el punto más alejado y el de vertido, así como pendiente del cauce principal.

Área (km^2)	Longitud Cauce (km)	Cota inicio (m)	Cota final (m)	Desnivel (m)	Pendiente Longitudinal (m/m)
0.463	2.550	56.9	47.3	9.64	0.0038

Tabla 1 Características de la cuenca.

3. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL TERRITORIO AFECTADO

El terreno que ocupa la Ronda de Vila-real está ligado, históricamente a superficies agrícolas de regadío tradicional.

Los riegos históricos en Vila-real asociados al río Mijares se remontan a la misma fecha de la fundación de la ciudad. El Rey Jaime I de Aragón para proteger sus tierras ordenó el asentamiento de población y les concedió el uso de las aguas de este río. La ciudad empezó a crecer al lado de la acequia que en la actualidad continua llevando las aguas para el riego de toda esta zona.

Si bien los orígenes del regadío son bien lejanos, y aunque a lo largo de los siglos se han efectuado sucesivas transformaciones y ampliaciones del sistema, es a partir de mediados del siglo XIX cuando acontecen las remodelaciones más significativas del macrosistema de riego: nuevos trazados (a mayores cotas), ampliaciones y nuevos riegos, reformas del cajero, refuerzo de los riegos secundarios, etc. De 1940 a 1980 se produce un proceso fundamental que modifica la fisonomía del sistema de regadío del Baix Millars: el revestimiento de las acequias madres y sus derivaciones.

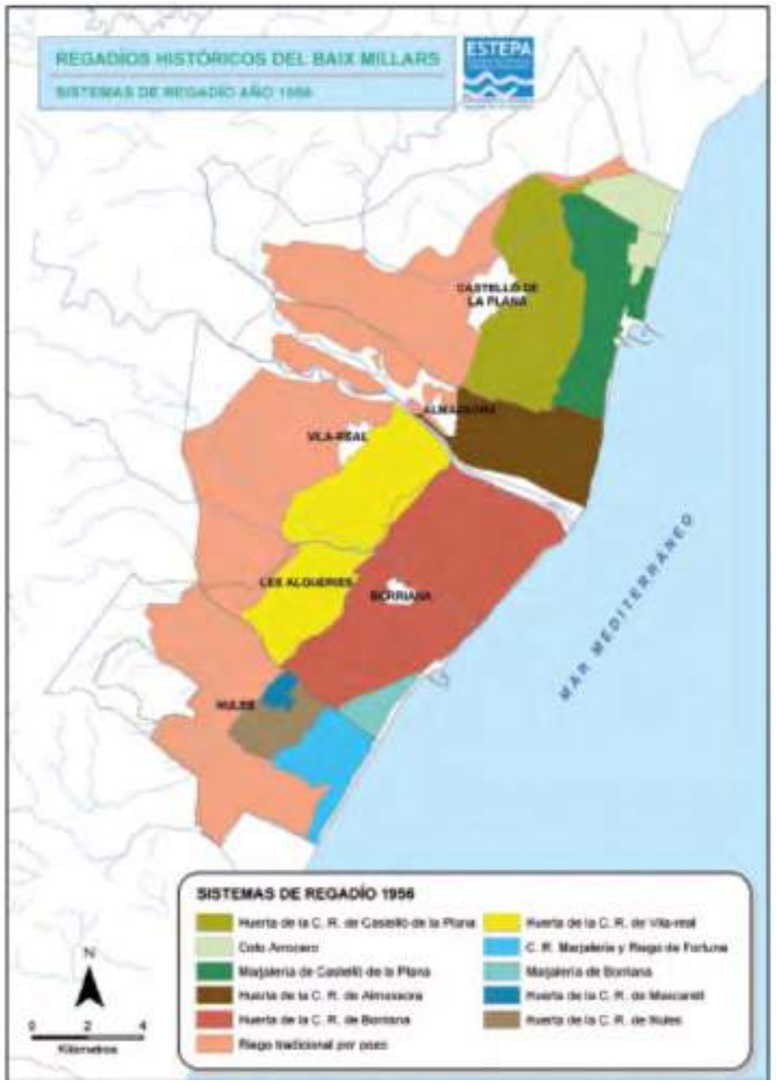


Figura 4. Sistema de regadío en 1956

El ligero descenso de la topografía hacia la costa contribuyó al fomento y desarrollo de una vasta red de acequias madres, que fluían siguiendo las curvas de nivel; y que se acompañaban por una miríada de derivaciones secundarias (brazales, ojos o filas), de traza perpendicular, que confluían a éstas, con componente oeste-este y noroeste-sureste, dependiendo del grado de pendiente. Éstas se extendieron hacia los terrenos bajos, ocupados por los terrenos de marjales. En definitiva, funcionaban como una densa malla de riegos, homogénea, conexa y

coherente, trazada magistralmente para aprovechar hasta el último resquicio de tierra y para obtener un uso eficaz del agua.

Esta transformación dio lugar a la configuración de red mallada de acequias, caminos azagadores, muretes y rellenos de los campos de cultivo y del terreno de las parcelas agrícolas que tuvieron como consecuencia la modificación de la topografía inicial de la zona con la elevación de las cotas iniciales del terreno.

Más recientemente, y ligado al proceso de urbanización e industrialización, con la construcción de nuevas residencias, equipamientos y vías de comunicación, industrias, almacenes, naves, etc., e incluso la instalación de los sistemas de riego localizado, se asiste a un nuevo cambio en este paisaje tradicional en algunas zonas y se produce la supresión y/o modificación de determinados tramos de acequias, en particular los eminentemente urbanos.

Todo este proceso antrópico ha modificado también el modelo de comportamiento de la llanura de inundación en el entorno de la zona en estudio. No existe un flujo continuo de agua, sino que se trata de vaguadas planas ocupadas por campos de cultivo y campos diversos, que ha derivado en la formación de una zona de avenamiento natural con flujos de agua difusos y difícilmente identificables, debido a que el agua discurre por los elementos propios de la explotación agrícola con una lámina de agua reducida y con zonas con capacidad de embalsamiento.



Figura 5 Fotografía aérea tomada mediante dron para el proyecto en redacción

En este análisis, el esquema histórico inicial del comportamiento del flujo de agua en la zona en estudio obedecía a un esquema similar al marcado por PATRICOVA, en el que el propio Sedeny del Carmen hacía las funciones de elemento drenante. Este hecho queda constatado por los cerramientos existentes a ambos márgenes del camino como protección de las propiedades por el paso del agua.



Figura 6 Senda del Sedeny del Carme



Figura 7 Vista de los muretes elevados en el Camí del Sedeny del Carmen

No obstante se ha puesto de manifiesto que la acción del hombre ha modificado claramente el trazado del flujo del agua, lo que ha derivado en falsos encauzamientos conformados por acequias y muretes. El análisis a una escala menor del entorno, las visitas de campo llevadas a cabo y la toma de datos de topografía han puesto de manifiesto estos hechos, tal y como se describe a continuación.

Haciendo un recorrido de la zona y comenzando por el norte, aguas arriba, el punto más inmediato en el que existe constancia de paso eventual de aguas es en el Camí de Miralcamp. En el cruce de este camino se aprecia un camino azagador que hace las funciones de cauce.



Figura 8 Planta del área de estudio entre Camí de Miralcamp y Camí de Betxí



Figura 9 Sección aguas arriba del Camí de Miralcamp



Figura 10 Sección aguas abajo del Camí de Miralcamp

Entre el Camí de Miralcamp y el de Betxí se aprecia un encauzamiento informal conformado por los campos de su alrededor y que se prolonga parcialmente hasta el Camí de Betxí.



Figura 11 Tramo encauzado al norte del Camí de Betxí



Figura 12 Tramo Norte- encauzado

El curso de agua encauzado se encuentra en la zona de afección de la peligrosidad de PATRICOVA, llega al Camí de Betxí unos metros antes de la futura rotonda 2. Desde ahí, debido a la configuración antropizada actual, el flujo discurre siguiendo las cotas descendentes a lo largo de la cuneta del camino hasta alcanzar el cauce sur.

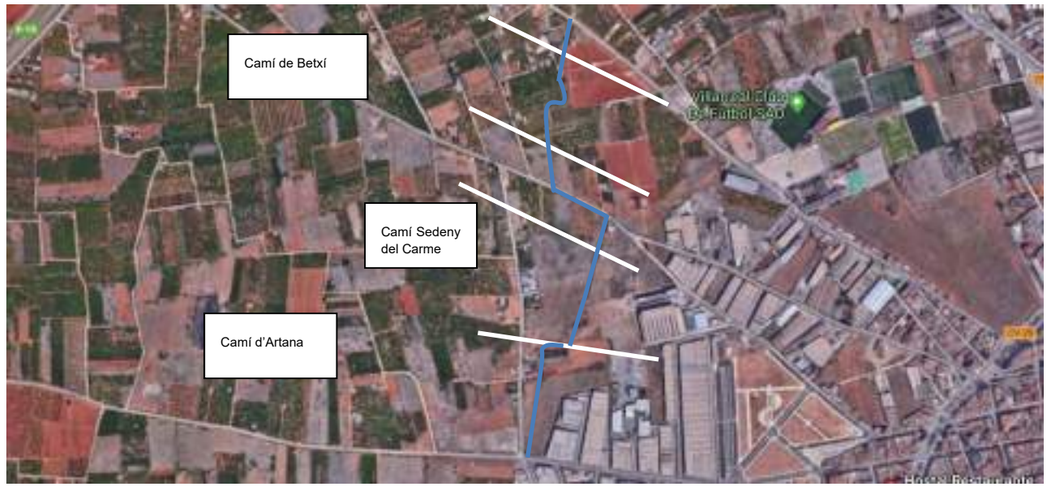


Figura 13 Planta del área de estudio entre Camí de Betxí y el Camí d'Artana



Figura 14 Vista aérea 1 de Camí de Betxí en confluencia con la zona sur



Figura 15 Vista aérea 2 de Camí de Betxí en confluencia con la zona sur



Figura 16 Camí de Betxí, entrada hacia el encauzamiento sur.



Figura 17 Vista del encauzamiento sur desde Camí de Betxí

Este último encauzamiento hacia el sur, en el entorno del cruce con la Ronda, se encuentra ligeramente desplazado respecto al que recoge PATRICOVA, discurriendo el flujo, por la zona indicada en las imágenes mostradas (ver figura 13).

Esta confluencia de la zona alta y la zona baja del área inundable con el Camí de Betxí, presenta también trazados poco naturales, que hace que el flujo del agua discurra por las zonas más bajas creadas artificialmente.

Se ha comprobado, topográficamente y con visitas a campo, que las parcelas lindantes al Camí de Betxí por la zona sur, están delimitadas por unos muretes de piedra de entre ochenta centímetros y un metro de altura. Adosada al muro, se localiza una acequia. La cota de estas parcelas es ligeramente inferior a la de coronación de estos muros, y superior al Camí de Betxí



Figura 18 Diferencia de cotas entre Camí de Betxí y parcelas al sur del mismo

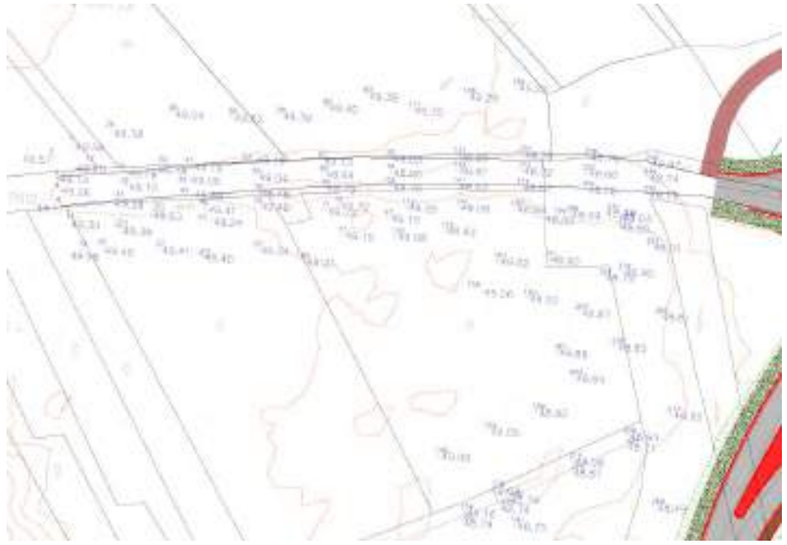


Figura 19 Topografía de la zona. Camí Betxí y campos de alrededor

También se puede comprobar en la sección realizada en ARCGIS en el modelo digital del terreno (proviene del vuelo LIDAR del Plan Nacional de Ortofoto Aérea con densidad de 0.5 puntos /m^2) que la pendiente del terreno se orienta hacia el encauzamiento señalado (ver figura 20):

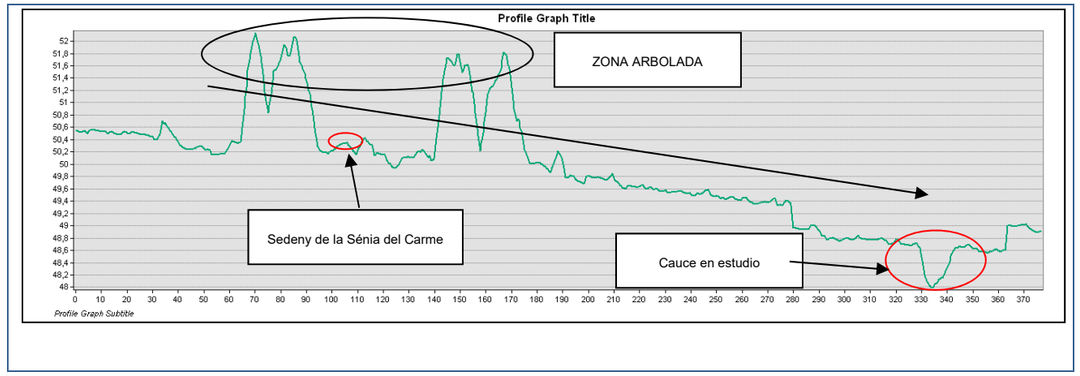


Figura 20 Sección del Modelo Digital del Terreno en la zona en estudio

En consecuencia y fruto de las sucesivas modificaciones y alteraciones sufridas (asfaltados, muros etc),, la Senda Sedeny de la Sénia del Carme se registra, actualmente, como una zona más elevada respecto al terreno circundante, pese a que antaño circuló agua por ella.

Además, en la visita realizada a campo, se ha observado que el murete del Camí de Betxí enfrentado con el cauce Norte-Oeste presenta daños que dejan al descubierto la acequia adosada, muy probablemente debido al efecto del agua (ver figura 21



Figura 21 Confluencia del cauce Norte-Oeste con el camino de Betxí. Daños en el muro. Apreciable desnivel respecto al Camí de Betxí.

Este segundo encauzamiento al sur, una vez rebasado el Camí de Betxí se prolonga en alineación más o menos recta hasta el entorno de la intersección del Camí del Sedeny con el Camí de la Carretera, donde existe un cruce de caminos con indicios de nuevo de paso de aguas



Figura 22 Continuidad del flujo de agua a través de los muros existentes en las parcelas

4. CONCLUSIONES TRAS LA IDENTIFICACIÓN DEL LUGAR

Fruto de todo este análisis, se deduce que la red actual de drenaje está conformada por caminos azagadores y acequias que dan como resultado una configuración de los flujos de agua diferente al que existía históricamente.

Por tanto el modelo hidráulico se va a realizar a partir de la configuración actual de los flujos de agua, lo que dará como resultado el dimensionamiento de una obra de drenaje cuya ubicación se encuentra en el cruce de la futura Ronda con el encauzamiento artificial descrito con anterioridad y denominado como "cauce sur".

No obstante lo anterior, cabe hacer la reflexión siguiente:

Sí desaparecieran los elementos antrópicos que han generado la configuración actual del drenaje (muros y terreno elevado adyacente al Camí de Betxi), el flujo del agua tendería a alcanzar en ese caso zonas próximas al Sedeny del Carmen, coincidiendo con el trazado original de la avenida.

Dadas estas circunstancias, cabe plantearse la adopción de soluciones adicionales que permitan la continuidad del flujo de agua en caso de que dichos elementos desaparecieran y el flujo volviera a su cauce histórico, máxime, dado que en este caso los valores de caudales no implican el diseño de grandes infraestructuras, como podrá verse en apartados posteriores.

Por tanto, y como actuación complementaria se opta por diseñar dos infraestructuras, una ubicada en el actual "cauce sur" y otra ubicada en las proximidades del cruce de la Ronda con el Sedeny del Carmen, en el que se ha detectado evidencias de que el flujo de agua ha podido discurrir por el Sedeny del Carmen o por las obras de paso existentes en el muro de separación de las parcelas.

5. GEOMORFOLOGÍA

A continuación se muestra un esquema geomorfológico de la zona, extraídos de las publicaciones acerca de las publicaciones de la Plana de Castelló, del departamento de Geografía de la Universidad de Valencia.

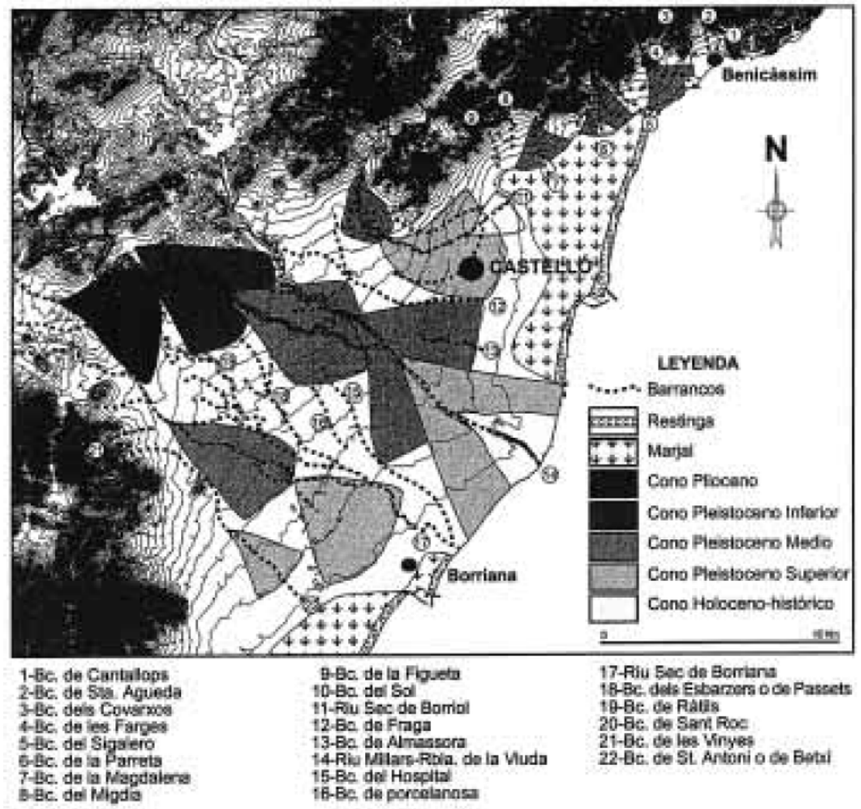


Figura 23 Esquema geomorfológico de los abanicos aluviales de la llanura costera entre Oropesa y Burriana. Fuente: Las inundaciones de la Plana de Castelló por Francisca S.Segura Beltrán, departamento de Geografía de la UV.

6. MODELO HIDRÁULICO. PATRICOVA

6.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

6.1.1. Cálculo de la precipitación máxima en 24 h

6.1.1.1. Recopilación y análisis de los datos a partir de los registros pluviométricos de las estaciones seleccionadas

Para poder determinar los caudales máximos para diversos períodos de retorno se requiere un análisis estadístico de las series de precipitación de las estaciones estudiadas. La definición de la lluvia para un período de retorno determinado debe incluir: la duración de la tormenta, la cantidad total de lluvia, su distribución temporal a lo largo de la duración de la tormenta, y su distribución espacial dentro de la cuenca objeto de estudio.

De las estaciones pluviométricas existentes en la zona de estudio, se ha seleccionado, por su longitud de datos históricos de años completos, la estación 8547-VILA – REAL cuyos datos han sido solicitados a la Agencia Estatal de Meteorología - AEMET. Gobierno de España. Estos datos se recogen en el Apéndice 1.

6.1.1.2. Criterios de validación de datos

La estación seleccionada se considera válida si la serie de datos tiene:

10 años válidos consecutivos

15 años válidos aunque no sean consecutivos.

Se considera un año válido:

1) Si cuenta con los 12 valores (correspondiente a cada mes del año).
2) Si le falta un dato y el máximo de los 11 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 20 % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada.
3) Si le faltan dos datos y el máximo de los 10 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 10 % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada.
4) Si le faltan tres datos y el máximo de los 9 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del 5 % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada.
5) Si le faltan más de tres datos y el máximo existente es el máximo de la serie completa.

Según estos criterios, y tal y como se indica en el Apéndice 2 del presente Estudio, la estación seleccionada 8547-Vila – Real resulta ser una serie válida.

En los últimos años, el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (Ministerio de Fomento) ha recomendado la utilización para el Levante español de otra ley de distribución, la ley SQRT-ETMÁX, al considerarse que muestra un mejor ajuste para períodos de retorno altos. En este trabajo se utiliza esta segunda ley de distribución, aunque se realizan cálculos adicionales utilizando la distribución de Gumbel, con el fin de poder comparar los resultados obtenidos. Todos estos cálculos se contrastan con los obtenidos a partir de la publicación "Mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular" editada por el Ministerio de Fomento y que se desarrolla en apartados posteriores.

La Ley de Distribución de Gumbel ha sido tradicionalmente utilizada en España y presenta una gran estabilidad para bajos períodos de retorno. La distribución responde a la siguiente expresión:

$$F(x) = \Pr ob(X < x) = e^{-e^{-(x - x_o/\alpha)}}$$

en la que sus parámetros x_o y α son ajustados por los métodos siguientes:

- Ajuste 1.- Método de los momentos.
- Ajuste 2.- Método de la máxima verosimilitud.
- Ajuste 3.-Método de mínimos cuadrados con la distancia según una recta de pendiente contraria.
- Ajuste 4.- Método de mínimos cuadrados con la distancia según la normal.

Los resultados de cada uno de estos métodos se recopilan en las tablas que figuran en el Apéndice 3 del presente Estudio. Sin embargo, señalar que para altos períodos de retorno la experiencia indica que los valores calculados resultan generalmente inferiores a los observados y conducen en estos casos a resultados del lado de la inseguridad. Esta incertidumbre en el cálculo de los valores para altos períodos de retorno ha conducido a Etho, T. et al. (1986) a proponer una nueva ley con dos parámetros: "SQRT - *Exponential Type Distribution on Maximum*" (*Procceding of International Symposium on Flood Frecuency and Risk Analysis. Louisiana May 1986. pp -253.264*), conocida como SQRT-ETMÁX.

Con la Ley de SQRT-ETMÁX el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX ha obtenido resultados, en general, más realistas y más conservadores que los obtenidos con Gumbel. La expresión de la distribución SQRT-ETMÁX es la siguiente:

$$F(x) = \Pr ob(X < x) = e^{-a\left(1+\sqrt{bx}\right)^{\left(-\sqrt{bx}\right)}}$$

donde b (parámetro de escala) y a (parámetro de frecuencia) definen la ley y deben ser ajustados a los datos existentes.

Esta Ley aplicada a máximas lluvias diarias puede ser deducida teóricamente bajo ciertas hipótesis:

1) La duración e intensidad máxima de un episodio tormentoso son fenómenos independientes.
2) La duración se distribuye de forma exponencial y la intensidad sigue una ley Gamma.
3) La cantidad total de lluvia es proporcional al producto de sus distribuciones.
4) La ocurrencia de grandes chubascos sigue la distribución de Poisson.

En el Apéndice 3, y a efectos comparativos, se presentan ambos ajustes para cada una de las estaciones utilizadas, y para distintos períodos de retorno considerados. Se observa que para períodos de retorno bajos ambas leyes de distribución muestran valores muy similares. Sin embargo, para períodos de retorno de 50 años o superiores, la distribución SQRT-ETMÁX proporciona valores más conservadores que Gumbel.

6.1.1.3. Obtención de la precipitación media ponderada (Pd)

A partir de los ajustes de Gumbel y SQRT-ETmáx anteriores se obtienen los valores de Pd, los cuales se recopilan en la Figura 24 para la cuenca de estudio y periodo de retorno considerado. Los valores de Pd se han obtenido mediante promedio de los valores obtenidos con las distribuciones Gumbel y SQRT-ETmáx, ya que los valores

que arroja la distribución SQRT-ETmáx parecen demasiado conservadores. No obstante, el promedio permite trabajar con valores del lado de la seguridad.

Periodo de retorno	Frecuencia	GUMBEL		GUMBEL (Weibull)		GUMBEL (intermed.)		GUMBEL (Gingorten)		SQRT-ET MAX	
		(momentos)	(max.vero-similitud)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)		
T (años)	F(x)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	VALOR SELECC.
2	0.50000	67.1	66.6	67.3	67.2	67.9	67.8	67.2	67.1	64.2	*66.91*
5	0.80000	96.2	94.4	98.8	99.1	99.0	99.4	96.8	97.3	94.5	*97.27*
10	0.90000	115.4	112.8	119.6	120.2	119.6	120.3	116.5	117.4	117.3	*117.68*
25	0.96000	139.8	136.1	145.9	146.9	145.6	146.8	141.3	142.7	149.3	*143.81*
50	0.98000	157.8	153.3	165.4	166.7	164.9	166.4	159.7	161.5	175.2	*163.44*
100	0.99000	175.7	170.5	184.8	186.3	184.1	185.9	178.0	180.2	202.8	*183.14*
250	0.99600	199.3	193.0	210.3	212.2	209.3	211.5	202.1	204.8	241.9	*209.38*
300	0.99667	204.0	197.5	215.3	217.3	214.3	216.6	206.9	209.6	250.1	*214.63*
500	0.99800	217.1	210.1	229.5	231.7	228.4	230.9	220.2	223.3	273.6	*229.43*
1,000	0.99900	234.9	227.1	248.8	251.2	247.4	250.2	238.4	241.8	307.0	*249.66*
5,000	0.99980	276.2	266.6	293.4	296.5	291.6	295.1	280.5	284.9	391.4	*297.37*
10,000	0.99990	294.0	283.6	312.7	316.0	310.6	314.5	298.7	303.4	430.7	*318.25*

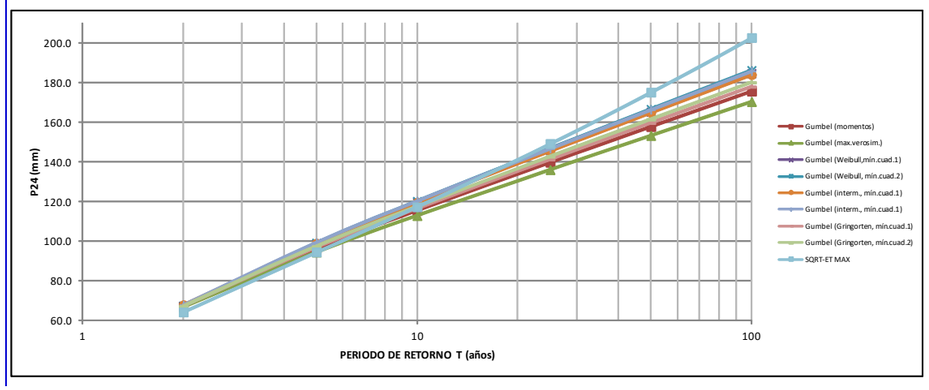


Figura 24 Precipitación media ponderada (Pd) (mm/día)

6.1.1.4. Períodos de retorno

De acuerdo con la normativa del PATRICOVA se ha calculado la Pd asociada a 500 años de periodo de retorno, indicado para el caso de zonas inundables.

Zonas inundables Pd (T_{500}) = 229.43 mm/d

6.1.2. CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA

Tal y como se ha indicado en apartados anteriores, se considera el método racional modificado propuesto por Témez como formulación idónea para el cálculo de caudales de avenidas. A continuación se describe la metodología propuesta.

Para llegar al cálculo del caudal en la cuenca interceptada, partiendo de los resultados obtenidos de precipitaciones máximas en 24 horas, hay que determinar los siguientes parámetros:

Características geométricas de la cuenca:

- Superficie.
- Longitud del curso principal.
- Pendiente del curso principal.
- Tiempo de concentración.
- Intensidad de lluvia de un aguacero de duración igual al tiempo de concentración.
- Coeficiente de escorrentía.

6.1.2.1. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el necesario para que las precipitaciones caídas en las zonas más alejadas de la cuenca puedan llegar al punto de desagüe.

El tiempo es independiente de la configuración y magnitudes del aguacero y sólo depende de las características morfológicas de la cuenca.

Para estimarlo se emplea la fórmula propuesta por Témez:

$$Tc = 0.3 \cdot L_C^{\ 0.76} \cdot J_C^{\ -0.19}$$

En la que:

T_c = tiempo de concentración, en horas

L_c = longitud del curso principal, en kilómetros

J_c = pendiente media del curso principal, en tanto por uno

6.1.2.2. Intensidad de lluvia

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se utiliza la precipitación diaria media ponderada (P_d) obtenida mediante el procedimiento descrito anteriormente.

A la hora de obtener la intensidad de lluvia se considera que el caso más desfavorable es aquél cuyo aguacero tiene una duración igual a la del tiempo de concentración para el correspondiente período de retorno considerado.

La intensidad de precipitación I (T, t) correspondiente a un período de retorno T, y a una duración del aguacero t, a emplear en la estimación de caudales por el método racional, se obtendrá por medio de la siguiente fórmula:

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

Donde:

I (T, t)	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno *T* y a una duración del agua cero *t*.

I_d	(mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno *T*.
F_{int}	(adimensional)	Factor de intensidad.

La intensidad de precipitación a considerar en el cálculo del caudal máximo anual para el período de retorno T, en el punto de desagüe de la cuenca, es la que corresponde a una duración del aguacero igual al tiempo de concentración (t = t_c) de dicha cuenca.

6.1.2.3. Intensidad media de la precipitación

La intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T, se obtiene mediante la fórmula:

$$Id = \frac{Pd \cdot K_A}{24}$$

Donde:

I_d	(mm/h)	Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente período de retorno *T*
P_d *(mm)*		Precipitación diaria correspondiente al período de retorno *T*
K_A	(adimensional)	Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.

Para la determinación de la precipitación diaria correspondiente al período de retorno T, Pd, se debe adoptar el mayor valor de los obtenidos a partir de:

- Datos publicados por la Dirección General de Carreteras.
- Estudio estadístico de las series de precipitaciones diarias máximas anuales, medidas en los pluviómetros existentes en la cuenca, o próximos a ella. Se debe ajustar a la serie de precipitaciones máximas registrada en cada pluviómetro, la función de distribución extremal más apropiada a los datos de la zona, considerando al menos las funciones Gumbel y SQRT ET-máx.

6.1.2.4. Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

El factor reductor de la precipitación por área de la cuenca K_A, tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

Si $K_A < 1\ km^2$ $\qquad K_A = 1$

SI $K_A \geq 1\ km^2$ $\qquad K_A = 1 - \frac{Log_{10} A}{15}$

donde:

K_A	(adimensional)	Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca
A	(km^2)	Área de la cuenca

6.1.2.5. Factor de intensidad F_{int}

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de:

- La duración del aguacero t
- El período de retorno T, si se dispone de curvas intensidad - duración - frecuencia (IDF) aceptadas por la Dirección General de Carreteras, en un pluviógrafo situado en el entorno de la zona de estudio que pueda considerarse representativo de su comportamiento.

Se tomará el mayor valor de los obtenidos de entre los que se indican a continuación:

$$F_{int} = máx\ (F_a, F_b)$$

donde:

F_{int}	(adimensional)	Factor de intensidad
F_a	(adimensional)	Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad *(I_1/I_d)*
F_b	(adimensional)	Factor obtenido a partir de las curvas IDF

El cálculo de los factores F_a y F_b se realiza aplicando las siguientes formulaciones:

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

Fa (adimensional)	Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d).
I_1/I_d (adimensional)	Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida. Su valor se determina en función de la zona geográfica, a partir del mapa de la figura siguiente.
t (horas)	Duración del aguacero.



Figura 25 Mapa de Índice de torrencialidad en España

$$Fb = k_b \frac{I_{IDF}(T,tc)}{I_{IDF}(T,24)}$$

F_b	(adimensional)	Factor obtenido a partir de las curvas IDF
I_{IDF} (T,tc)	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y al tiempo de concentración tc, obtenido a través de las curvas IDF
I_{IDF} (T,24)	(mm/h)	Intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno T y a un tiempo de aguacero igual a veinticuatro horas (t = 24 h), obtenido a través de curvas IDF

6.1.2.6. Determinación de los umbrales de escorrentía (Po)

El umbral de escorrentía (P_0) es el único parámetro necesario para evaluar la infiltración. Depende de cuatro variables que engloban buena parte de las características físicas de la zona de estudio:

1. Tipo de suelo, atendiendo con especial interés a la capacidad drenante del terreno.
2. Cubierta del suelo
3. Pendiente del terreno
4. Condiciones previas de humedad del complejo suelo-vegetación

La relación entre el umbral de escorrentía y las tres primeras variables es de tipo tabular; los valores de umbral de escorrentía así calculados deben corregirse en función de la cuarta variable; a tal efecto, se definen tres estados previos de humedad del suelo, en función de la precipitación total de los cinco días anteriores, que determinan el factor corrector del P_0.

En el presente estudio, para la determinación del parámetro P_0 se han utilizado las tablas especificadas en la Instrucción I.C. 5.2 para condiciones previas de humedad de suelo de tipo medio.

Estos valores del umbral de escorrentía se han afectado con el correspondiente coeficiente corrector por condiciones previas de humedad del complejo suelo-vegetación, cuyo valor es variable según la siguiente formulación:

$$P_0 = P'_0 \cdot \beta$$

P_0 (mm) umbral de escorrentía

P'_0 (mm) valor inicial del umbral de escorrentía

β (adimensional)

6.1.2.7. Coeficiente corrector del umbral de escorrentía β_m

La formulación del método racional efectuada en los epígrafes precedentes requiere una calibración con datos reales de las cuencas, que se introduce en el método a través de un coeficiente corrector del umbral de escorrentía .

Se pueden distinguir los siguientes casos, en función de los datos disponibles:

- Cuando se disponga de una calibración específica para una cuenca concreta, el valor del coeficiente corrector a aplicar es, directamente, el obtenido en ella.

- Cuando se disponga de datos sobre caudales suficientemente representativos para una cuenca concreta o cuencas próximas similares, se debe efectuar una calibración por comparación entre datos reales y resultados del método racional, de tal forma que los caudales correspondientes a distintos períodos de retorno obtenidos a partir del análisis estadístico de los datos de caudal, coincidan sensiblemente con los obtenidos mediante la aplicación del método.

- Cuando no se disponga de información suficiente en la propia cuenca de cálculo o en cuencas próximas similares, para llevar a cabo la calibración, se puede tomar el valor del coeficiente corrector a partir de los datos de la siguiente tabla, correspondientes a las regiones de la figura adjunta:

Región	Valor medio, βm	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período de retorno *T* (años), *FT*				
		50%	*67%*	*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_{10}=1,00

Tabla 2 Coeficiente corrector del umbral de escorrentía



Figura 26 Mapa de regiones de caracterización del coeficiente corrector del umbral de escorrentía inicial

Dependiendo del tipo de obra de drenaje a diseñar:

- Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y otros elementos anejos (siempre que el funcionamiento hidráulico de estas obras no afecte a la carretera principal) y drenaje de plataforma y márgenes:

Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del período de retorno T, considerado para el caudal de proyecto en el elemento de que en cada caso se trate:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

- Drenaje transversal de la carretera (puentes y obras de drenaje transversal): producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía corregido por el valor correspondiente al intervalo de confianza del cincuenta por ciento, por un factor dependiente del período de retorno T considerado para el caudal de proyecto, es decir:

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T$$

donde:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

β^{PM} (adimensional): Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje de plataforma y márgenes, o drenaje transversal de vías auxiliares

β^{DT} (adimensional): Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la carretera

β_m (adimensional): Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía

Δ_{50} (adimensional): Desviación respecto al valor medio. Intervalo de confianza correspondiente al 50%.

Cabe mencionar que para las zonas de levante y sureste peninsular, la norma vigente 5.2 I.C revisada en Marzo de 2016 indica que para periodos de retorno superiores a 25 años y debido a que no se dispone de coeficientes F_T que proporcionen el cálculo del coeficiente corrector del umbral de escorrentía (β_m) se realice el cáculo de caudales de avenida mediante una formulación alternativa.

Desde la perspectiva de la experiencia, esta formulación concreta de aplicación en dichas zonas proporciona valores de caudales colosales y desproporcionados, hasta tal punto de dar valores diez veces superiores a los obtenidos con los coeficientes que se empleaban previa revisión de la 5.2 I.C de marzo de 2016. Estos resultados corresponden a probabilidades de lluvia nunca ocurridos y de probabilidades jamás estudiadas, siendo totalmente inverosímiles.

Por tanto, para ser cautos se considera adecuado el empleo del coeficiente medio (β_m)para dicha zona sin aplicar la formulación anterior, ya que el coeficiente Δ_{50} lo aminora. De esta forma se obtienen resultados reales e hidrológica e hidráulicamente coherentes y adecuados a los registros de lluvias históricas disponibles en la zona de estudio.

6.1.2.8. Determinación de los umbrales de escorrentía inicial (P'$_o$)

La deteminación del umbral de escorrentía se ha venido haciendo tradicionalmente mediante la superposición de los mapas correspondientes de cada una de las variables de las que depende; en la actualidad mediante la utilización de sistemas de información geográfica, este tipo de operaciones espaciales se puede realizar de forma automática y con mayor precisión. En este estudio, se han empleado el software ArcMap v10.1.

La información que ha sido necesaria para estimar las variables tipo y cubierta de suelo ha sido la que se enumera a continuación:

i. Cubierta de suelo: Mapas en formato digital de usos del suelo a escala 1:50.000 de la Consellería d´Obres Públiques i Urbanisme de la Generalitat Valenciana.

ii. Pendientes del terreno: Obtenidas a partir de un modelo digital de elevación de terreno de 50x50 m facilitado por la Confederación Hidrográfica del Júcar.

iii. Mapa digital de usos del suelo, generando digitalmente la tipología de las coberturas, clasificando los distintos polígonos de la región analizada de acuerdo a los criterios propuestos por el SCS para deteminar el umbral de escorrentía.

Las equivalencias establecidas a partir de los "campos tipo" de las coberturas de la Consellería d´Obres Públiques i Urbanisme se muestran en el cuadro siguiente:

Código campo "tipo"	Descripción del uso según COPUT	Cubierta del suelo para obtener Po Ferrer, 1993
01 - 11	Urbano, industrial y equipamientos	Urbano e industrial
20 - 25	Cultivos de Regadío	Cultivos en hilera R
36	Herbáceos de secano	Pradera pobre
37 - 40	Secano: viñedo, olivo y frutales	Plantación regular de aprovechamiento forestal pobre
69	Matorral bajo	Masa forestal clara
6x+69 69+6x 73	Suelo predominantemente cubierto por matorral bajo con asociación de coníferas o frondosas.	Masa forestal media
6x 6x+6x 70	Suelo predominantemente cubierto por coníferas o frondosas.	Masa forestal espesa
72	Pastoreo	Pradera pobre
82 - 84	Marjales, ríos, ramblas y masas de agua	Roca impermeable (si corriente perenne) Barbecho (si corriente efímera)

Tabla 3 Tipología de cubierta de suelo

Se ha determinado el grupo de suelo a partir de la clasificación establecida en la Instrucción 5.2-I.C.

- Suelo tipo A: En ellos el agua se infiltra rápidamente, aún estando muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosos o areno-limosos), suelen estar excesivamente drenados.
- Suelo tipo B: Con una humedad elevada, tienen una capacidad de infiltración moderada. La profundidad del suelo es de media a profunda y su textura es franco-arenosa, franca, franco-arcillosa o franco-limosa. Están moderadamente drenados.
- Suelo tipo C: Con humedades elevadas, la infiltración es lenta. La profundidad del suelo es inferior a la media y la textura es franco-arcillosa, franco-arcillo-limosa o arcillo-arenosa. Son suelos imperfectamente drenados.
- Suelo tipo D: La infiltración es muy lenta con humedades elevadas. Tienen horizontes de arcilla próximos a la superficie y están pobremente drenados. Se incluyen en esta tipología los terrenos con nivel freático permanentemente alto y suelos de poco espesor.

En el caso de las pendientes del terreno, se ha hecho uso de un mapa de pendientes clasificado a efectos de la capacidad de infiltación del terreno (en celdas con valor de pendiente inferior o superior al 3%), construido a partir de un modelo digital de elevación del terreno de resolución 50x50 m.

Por intersección de las coberturas de usos del suelo y pendientes con las de delimitación de subcuencas, se obtienen las superficies de la cuenca ocupadas por las distintas tipologías de cubierta de suelo y pendientes.

Como paso final, el valor de umbral de escorrentía asignado a la cuenca hidrológica se obtiene por promediación areal de los valores del umbral correspondientes a cada polígono de territorio contenido en dicha cuenca.

6.1.2.9. Cálculo de la escorrentía

El coeficiente de escorrentía es el porcentaje de agua que en un aguacero no es absorbida por el terreno, sino que discurre por la superficie.

A partir del parámetro determinado del umbral de escorrentía Po, el coeficiente de escorrentía se determina con la fórmula:

$$C = \frac{(Pd \cdot K_A - Po)(Pd \cdot K_A + 23Po)}{(Pd \cdot K_A + 11Po)^2},$$

siendo Pd la precipitación máxima diaria, según los períodos de retorno considerados y K_A Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca

6.1.2.10. Cálculo de caudales de avenida

Para la cuenca interceptada por la carretera, el caudal en el punto de desagüe se obtiene mediante la expresión:

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

Donde:

Q caudal en m^3/s.

I_t intensidad máxima del aguacero de duración igual al tiempo de concentración en mm/h.

A superficie de la cuenca en km^2,

El coeficiente de uniformidad K varía de unos episodios a otros, pero su valor medio en una cuenca concreta depende fundamentalmente del valor de su tiempo de concentración, y de forma tan prevalente que a efectos prácticos pueden despreciarse la influencia de las restantes variables tales como la torrencialidad del clima, etc.

Para su estimación, en valores medios, se propone la siguiente expresión:

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

siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca.

Los caudales calculados son los siguientes:

CUENCA	Caudal 25 años m^3/s	Caudal 100 años m^3/s	Caudal 500 años m^3/s
C2	2.78	3.53	5.30

Tabla 4 Caudales de cálculo

6.2. ESTUDIO HIDRÁULICO

6.2.1. DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE EMPLEADO

Para la delimitación de la zona inundable se ha empleado el modelo HEC-RAS, sistema de simulación de flujo unidimensional. Dicho software ha sido desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers, y la extensión para Gis (ArcGis 10) del HEC-GEORAS que permitirá la modelación en régimen permanente 1D procesando los datos georreferenciados y completando el trabajo en Hec-Ras.

El modelo matemático HEC-RAS está basado en la ecuación de la conservación de la energía, expresada en términos unidimensionales, con la pérdida de carga valorada según la ecuación de Manning, con las siguientes hipótesis básicas:

1. El flujo es estacionario. Los valores de las variables no dependen del tiempo, que no interviene en los cálculos.
2. El flujo es gradualmente variado: no hay cambios bruscos de las características hidráulicas, de manera que puede suponerse una distribución hidrostática de la presión.
3. El flujo se considera unidimensional con corrección para distribución horizontal de velocidad. La altura de la energía es igual para todos los puntos de cada sección.
4. La pendiente de la línea de energía es uniforme entre dos secciones transversales.
5. El lecho del cauce es fijo.

El modelo matemático resuelve de forma iterativa la ecuación de la conservación de la energía para calcular el nivel del agua en una sección a partir de un nivel conocido de otra. El sistema es capaz de simular perfiles de lámina de agua con flujo subcrítico, supercrítico y mixto.

Para la caracterización de las secciones transversales en la situación actual se han tomado datos del levantamiento topográfico realizado en sistema de coordenadas ETRS89 en julio de 2017, complementados por:

- La cartografía base a escala 1/1000 que ha sido facilitada por la Conselleria d´Habitatge, Obres Públiques i Vertebració del Territori obtenida a partir de un vuelo fotogramétrico realizado en diciembre de 2016.
- La cartografía del Instituto cartográfico Valenciano realizada mediante restitución fotogramétrica a partir de vuelo digital de 2007.

<u>Parámetros hidráulicos de la modelación</u>

Los datos hidráulicos necesarios para la simulación son:

- Caudales de cálculo
- Condiciones de contorno
- Tipo de régimen hidráulico
- Número de Manning
- Coeficientes de contracción y expansión

Condiciones de contorno

Se han considerado calado normal tanto en el tramo aguas arriba como en el tramo aguas abajo del tramo en estudio, con pendientes medias 0.0063 y 0.002 respectivamente, ya que no se identifica ningún cambio brusco de sección o de pendiente que pueda producir el paso por el calado crítico.

Tipo de régimen hidráulico

El Hec-Ras permite simular en régimen lento, rápido o mixto. Se ha elegido este último, por razones de compatibilidad del flujo con las secciones de control elegidas.

Números de Manning considerados

De acuerdo a las observaciones en campo que se han realizado se ha optado por considerar una rugosidad de Manning de 0.04 para márgenes y lecho del cauce.

Coeficientes de contracción y expansión

Estos coeficientes definen las pérdidas entre dos secciones consecutivas debido a la contracción o expansión del flujo por un estrechamiento o ensanchamiento entre ambas secciones. Se adoptan los siguientes (siguiendo las recomendaciones del Hydraulic Reference Manual del HEC-RAS):

- Coeficiente de perdidas por contracción en cauces: 0.1
- Coeficiente de perdidas por expansión en cauces: 0.3

6.2.2. MODELIZACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

6.2.2.1. Configuración del modelo

El modelo hidráulico correspondiente a la situación actual se ha ceñido a una longitud de cauce de unos 560 m con ocho secciones transversales.

De esta forma el modelo se ha ajustado al cruce de la cuenca con el vial proyectado, ya que la "carga de agua" se produce junto a la rotonda, y no en el inicio de la zona de influencia. Esta consideración es suficiente dada la entidad de los caudales totales estimados.

El modelo se realiza con objeto de conocer el comportamiento del flujo procedente de dicha cuenca; en las situaciones:

1. Previa a los efectos de la construcción de la carretera

2. Tras la construcción de la misma, proceder a su adecuado drenaje (este último análisis se llevará a cabo en el apartado 6.2.3.)

El modelo del terreno continuo del programa utilizado da una aproximación del lado de la seguridad respecto al terreno real, formado por una colección de planos ligeramente inclinados y escalonados, con una red informal de drenaje.

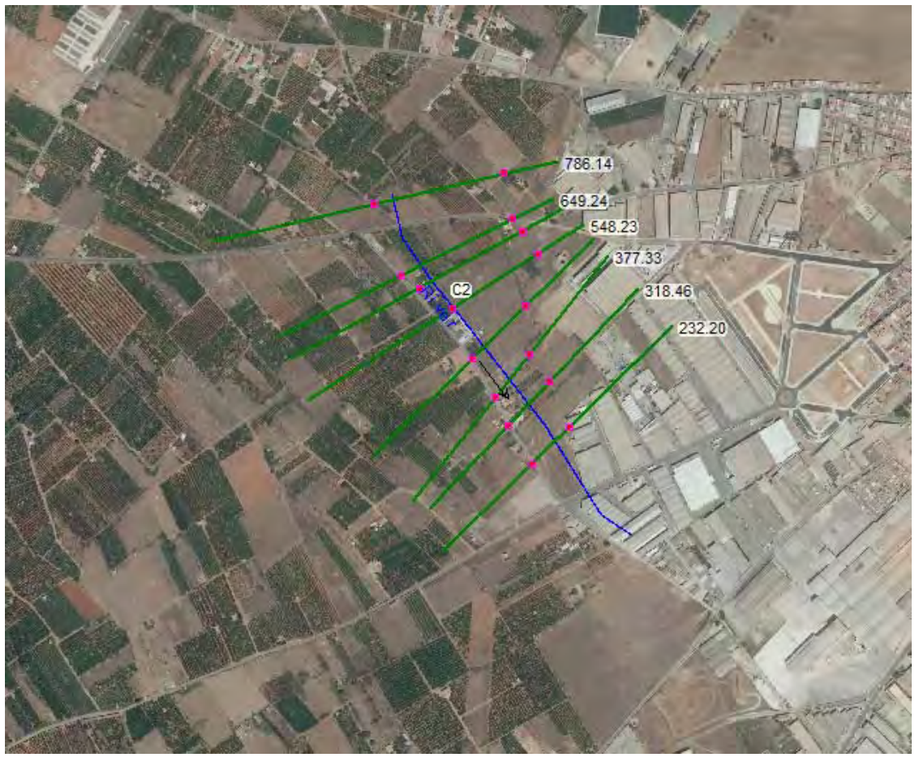


Figura 27 planta del modelo HEC RAS para la situación actual. Resultado de la modelación hidráulica

Se ha analizado la inundabilidad para los caudales asociados a 25, 100 y 500 años de periodo de retorno.

El perfil longitudinal de la lámina de agua para 500 años se muestra en la Figura 28.

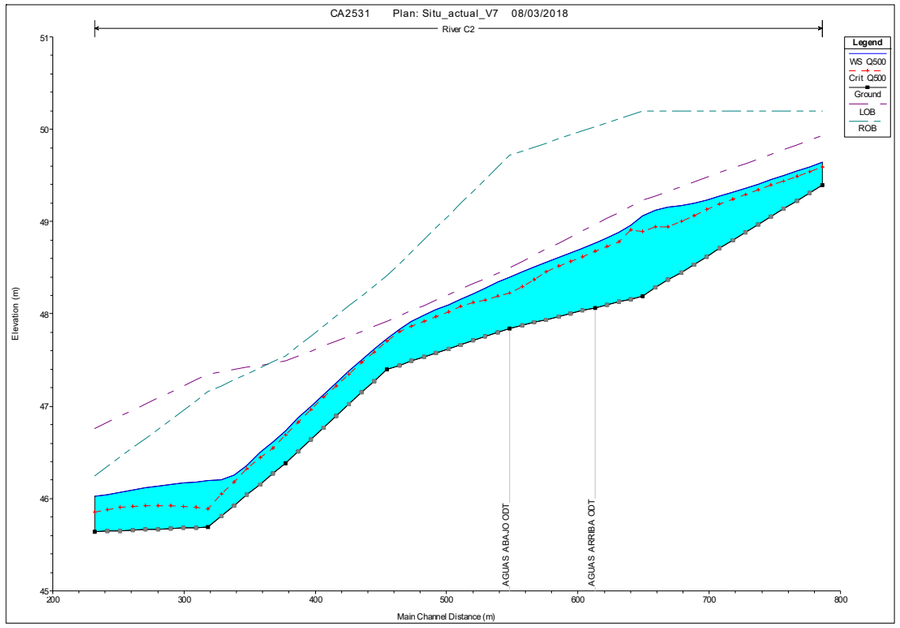


Figura 28 Perfil longitudinal para la simulación de la situación actual y caudal asociado a 500 años de periodo de retorno

Como se puede comprobar, la simulación hidráulica para caudales asociados a 500 años de periodo de retorno arroja resultados cuyo ancho de ocupación del agua es superior a 35 m y con calados menores que 0.80 m de forma generalizada, siendo en su mayoría inferiores a 0.45 m. El flujo de agua se realiza de nordeste a suroeste, acercándose al Sedeny de la Sènia del Carme según avanza hacia el sur.

Los calados y velocidades registradas en la simulación de la situación actual son las mostradas en las siguientes tablas, para los caudales asociados a los periodos de retorno analizados:

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q25	v	49.61	49.4	0.21	49.55	49.61	0.005106	0.32	8.76	116.57	0.37	553.98	0.15
649.24	Q25	2.78	48.93	48.19	0.74	48.78	48.96	0.005111	0.83	3.37	9.95	0.45	417.05	0.59
612.81	Q25	2.78	48.7	48.07	0.63	48.62	48.71	0.005941	0.48	5.8	46.45	0.43	380.62	0.55
548.23	Q25	2.78	48.28	47.85	0.43	48.14	48.3	0.003721	0.55	5.05	23.17	0.38	316.04	0.29
454.54	Q25	2.78	47.7	47.4	0.3	47.68	47.71	0.011558	0.4	6.93	119.89	0.53	222.33	0.28
377.33	Q25	2.78	46.65	46.39	0.26	46.6	46.68	0.013453	0.82	3.38	22.24	0.68	145.13	0.22
318.46	Q25	2.78	46.08	45.69	0.39	45.82	46.08	0.00068	0.29	9.59	31.89	0.17	86.26	0.13
232.2	Q25	2.78	45.93	45.64	0.29	45.8	45.94	0.002	0.33	8.35	50.97	0.26		0.16

Tabla 5 Simulación estado actual T=25 años

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q100	3.53	49.62	49.4	0.22	49.57	49.62	0.005632	0.35	10.09	125.15	0.39	553.98	0.17
649.24	Q100	3.53	49.02	48.19	0.83	48.82	49.04	0.008078	0.52	6.75	59.11	0.49	417.05	0.63
612.81	Q100	3.53	48.72	48.07	0.65	48.64	48.73	0.005948	0.51	6.95	51.21	0.44	380.62	0.57
548.23	Q100	3.53	48.33	47.85	0.48	48.17	48.34	0.003679	0.57	6.18	26.71	0.38	316.04	0.32
454.54	Q100	3.53	47.71	47.4	0.31	47.69	47.72	0.011992	0.45	7.91	119.89	0.55	222.33	0.29
377.33	Q100	3.53	46.68	46.39	0.29	46.63	46.71	0.015647	0.82	4.31	32.18	0.71	145.13	0.24
318.46	Q100	3.53	46.12	45.69	0.43	45.85	46.12	0.000767	0.33	10.86	33.31	0.18	86.26	0.15
232.2	Q100	3.53	45.96	45.64	0.32	45.81	45.97	0.002001	0.35	9.97	55.62	0.27		0.17

Tabla 6 Simulación estado actual T=100 años

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q500	5.3	49.64	49.4	0.24	49.59	49.65	0.005718	0.4	13.39	139.55	0.41	553.98	0.19
649.24	Q500	5.3	49.07	48.19	0.88	48.9	49.08	0.007084	0.56	9.42	67.1	0.48	417.05	0.7
612.81	Q500	5.3	48.77	48.07	0.7	48.68	48.78	0.005978	0.55	9.68	63.91	0.45	380.62	0.61
548.23	Q500	5.3	48.4	47.85	0.55	48.23	48.42	0.00595	0.59	8.99	53.17	0.46	316.04	0.38
454.54	Q500	5.3	47.73	47.4	0.33	47.7	47.74	0.011704	0.52	10.17	119.89	0.57	222.33	0.3
377.33	Q500	5.3	46.73	46.39	0.34	46.69	46.77	0.016123	0.82	6.45	49.04	0.72	145.13	0.31
318.46	Q500	5.3	46.19	45.69	0.5	45.89	46.2	0.000941	0.39	13.46	36.05	0.21	86.26	0.2
232.2	Q500	5.3	46.02	45.64	0.38	45.85	46.03	0.002	0.39	13.51	64.65	0.27		0.21

Tabla 7 Simulación estado actual T=500 años

El Plano 1 recoge la envolvente de calados máximos para 25, 100 y 500 años de periodo de retorno. El Plano 3 recoge la peligrosidad de inundación asociada a la situación actual. De forma generalizada, en la situación actual, la zona inundable está vinculada a peligrosidad de inundación de nivel 3, asociada a sucesos de frecuencia alta y bajo calado.

6.2.3. MODELIZACIÓN DE LA SITUACIÓN FUTURA

A partir del modelo realizado para la situación actual, se ha planteado dar continuidad al drenaje de la zona baja, para lo que se ha realizado el modelo de la situación futura mediante la incorporación de una obra de drenaje en el cruce con el vial proyectado. La obra de drenaje se ha modelizado como un único "Culvert" de tipo "marco", al que, como apoyo en la toma de decisiones, se ha dado diferentes dimensiones y analizado el resultado obtenido. La dimensión en altura ha sido siempre de 1 m, comprobándose el comportamiento hidráulico para anchos de 3 m, 6 m, 8 m y 10 m.

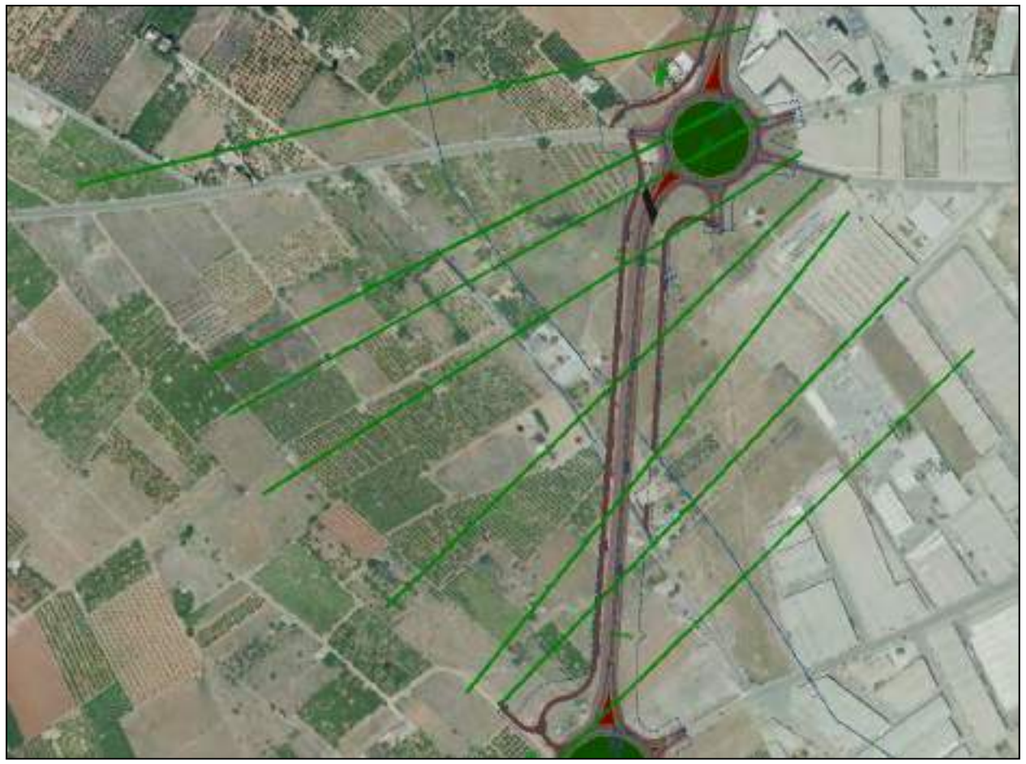


Figura 29 Planta del modelo HEC RAS para la situación futura

Se realiza en general la comparación de los resultados de la situación actual para el caudal asociado al periodo de retorno de 500 años, por ser el más desfavorable y el exigido por PATRICOVA para el dimensionamiento de la obra de drenaje transversal.

Para la situación con la construcción del vial, **una obra de drenaje de 3 m de ancho** y el caudal asociado a 500 años de periodo de retorno se obtiene el perfil longitudinal mostrado en la Figura 30. Puede observarse que para dicha obra de drenaje propuesta, se presenta desbordamiento aguas arriba de la obra de drenaje; así como unos incrementos de calados superiores a 10 cm y al 10%. Los calados y velocidades registradas son los presentados en la Tabla 8. Las diferencias de calado y velocidades son las mostradas en la Tabla 9.

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q500	5.3	49.64	49.4	0.24	49.59	49.65	0.005708	0.4	13.4	139.59	0.41	553.97	0.19
649.24	Q500	5.3	49.38	48.19	1.19	48.9	49.38	0.000018	0.05	87.94	212.73	0.03	417.05	0.7
612.81	Q500	5.3	49	48.07	0.93	49	49.34	0.019563	2.59	2.04	195.49	1	380.62	0.94
610		Obra drje.												
548.23	Q500	5.3	48.57	47.85	0.72	48.57	48.91	0.017797	2.58	2.05	184.79	1	316.04	0.72
454.54	Q500	5.3	47.73	47.4	0.33	47.7	47.74	0.011704	0.52	10.17	119.89	0.57	222.33	0.3
377.33	Q500	5.3	46.73	46.39	0.34	46.69	46.77	0.016123	0.82	6.45	49.04	0.72	145.13	0.31
318.46	Q500	5.3	46.19	45.69	0.5	45.89	46.2	0.000941	0.39	13.46	36.05	0.21	86.26	0.2
232.2	Q500	5.3	46.02	45.64	0.38	45.85	46.03	0.002	0.39	13.51	64.65	0.27		0.21

Tabla 8 Simulación obra drenaje 3 m ancho. T=500 años

River Sta	DIFERENCIA CALADOS (m)	% CALADO S. FUT/CALADO S. ACTUAL	% VELOCIDAD S. FUTURA/VELOC S. ACTUAL
786.14	0	100.00%	100.00%
649.24	0.31	135.23%	8.93%
612.81	0.23	132.86%	470.91%
610-Obra de drenaje	-	-	-
548.23	0.17	130.91%	437.29%
454.54	0	100.00%	100.00%
377.33	0	100.00%	100.00%
318.46	0	100.00%	100.00%
232.2	0	100.00%	100.00%

Tabla 9 Diferencia de calados y velocidades respecto a la situación actual. Situación futura. Obra drenaje de 3 m ancho

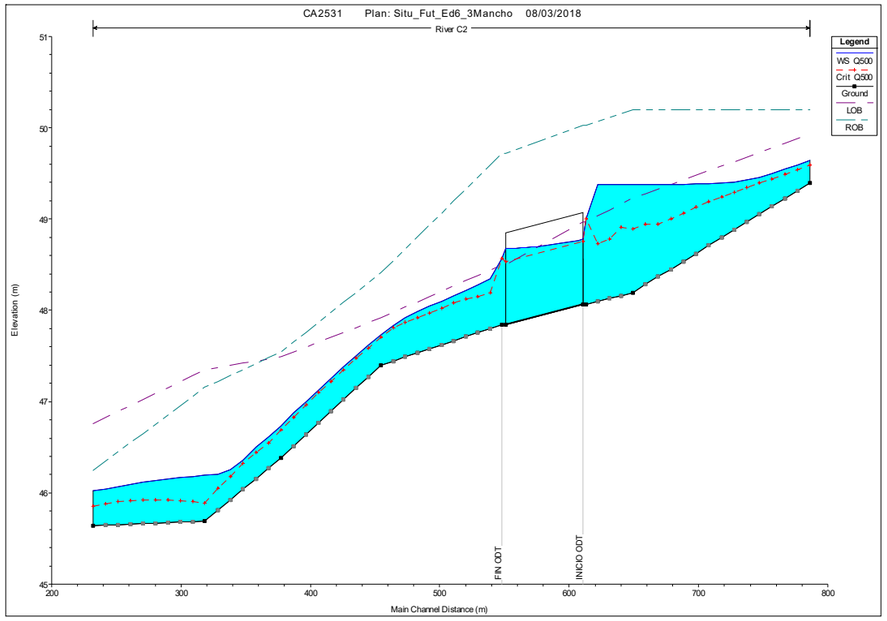


Figura 30 Perfil longitudinal para la simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 3 m

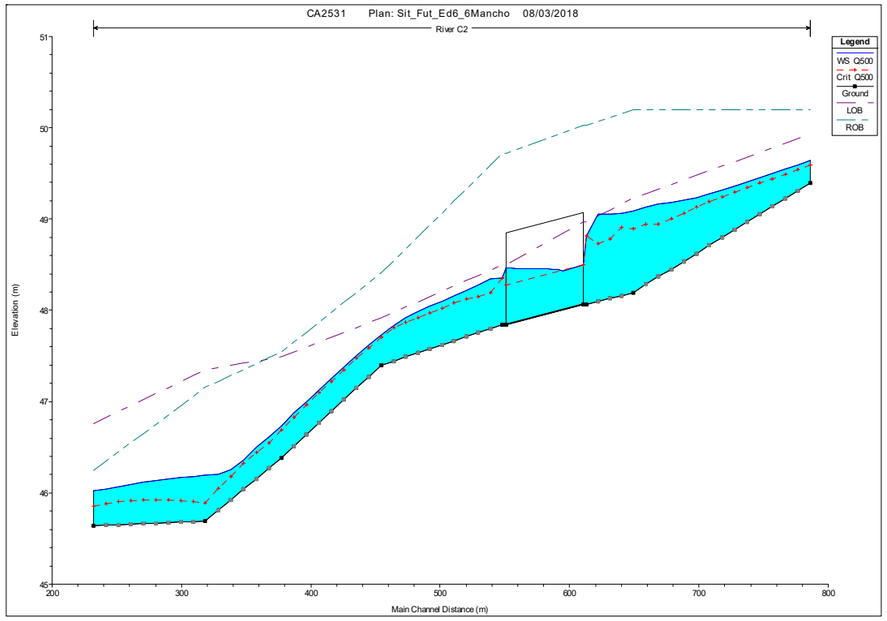


Figura 31 Figura 8 Perfil longitudinal para la simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 6 m.

Para la simulación del escenario con la construcción del vial, **una obra de drenaje de 6 m de ancho** y el caudal asociado a 500 años de periodo de retorno se obtiene el perfil longitudinal mostrado en la Figura 31. Puede observarse que para dicha obra de drenaje propuesta, se presenta un desbordamiento aguas arriba de la obra de drenaje; los incrementos de calados son inferiores a 10 cm y al 10%. Las velocidades presentan un incremento superior al 10% aguas arriba y aguas abajo de la obra de drenaje. Los calados y velocidades registradas son los presentados en la Tabla 10. Las diferencias de calado y velocidades son las mostradas en la Tabla 11

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q500	5.3	49.64	49.4	0.24	49.59	49.65	0.005718	0.4	13.39	139.55	0.41	553.97	0.19
649.24	Q500	5.3	49.09	48.19	0.9	48.9	49.1	0.00462	0.48	10.97	71.34	0.39	417.05	0.7
612.81	Q500	5.3	48.82	48.07	0.75	48.82	49.03	0.021709	2.05	2.58	78.92	1	380.62	0.75
610		Obra drje.												
548.23	Q500	5.3	48.35	47.85	0.5	48.35	48.57	0.020973	2.06	2.58	33.23	1	316.04	0.51
454.54	Q500	5.3	47.73	47.4	0.33	47.7	47.74	0.011704	0.52	10.17	119.89	0.57	222.33	0.3
377.33	Q500	5.3	46.73	46.39	0.34	46.69	46.77	0.016123	0.82	6.45	49.04	0.72	145.13	0.31
318.46	Q500	5.3	46.19	45.69	0.5	45.89	46.2	0.000941	0.39	13.46	36.05	0.21	86.26	0.2
232.2	Q500	5.3	46.02	45.64	0.38	45.85	46.03	0.002	0.39	13.51	64.65	0.27		0.21

Tabla 10 Simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 6 m

River Sta	DIFERENCIA CALADOS (m)	% CALADO S. FUT/CALADO S. ACTUAL	% VELOCIDAD S. FUTURA/VELOC S. ACTUAL
786.14	0	100.00%	100.00%
649.24	0.02	102.27%	85.71%
612.81	0.05	107.14%	372.73%
610-obra de drenaje			
548.23	-0.05	90.91%	349.15%
454.54	0	100.00%	100.00%
377.33	0	100.00%	100.00%
318.46	0	100.00%	100.00%
232.2	0	100.00%	100.00%

Tabla 11 Diferencia de calados y velocidades respecto a la situación actual. Situación futura. Obra drenaje de 6 m ancho

Para la siguiente simulación del escenario futuro, con la construcción del vial, **una obra de drenaje de 8 m** de ancho y el caudal asociado a 500 años de periodo de retorno se obtiene el perfil longitudinal mostrado en la Figura 32. El régimen es lento en todo el tramo, pasando por el crítico en la entrada en la obra de drenaje lo que supone una sobrelevación de la lámina de agua aguas arriba de ésta. Puede observarse que para dicha obra de drenaje propuesta y el periodo de retorno de cálculo ya no se presenta un desbordamiento aguas arriba de la obra de drenaje. De la Tabla 15 se concluye que los incrementos de calados son inferiores a 10 cm y al 10%. Las velocidades presentan un incremento superior al 10% aguas arriba y aguas abajo de la obra de drenaje. Para los periodos de retorno de 100 y 25 años, el comportamiento es muy similar.

Los calados y velocidades registradas son los presentados en la Tabla 12. Las diferencias de calado y velocidades para un periodo de retorno de 500 años son las mostradas en la Tabla 15.

Adicionalmente, se muestran los resultados para las simulaciones de 100 y 25 años de periodo de retorno en las Tabla 13 y Tabla 14.

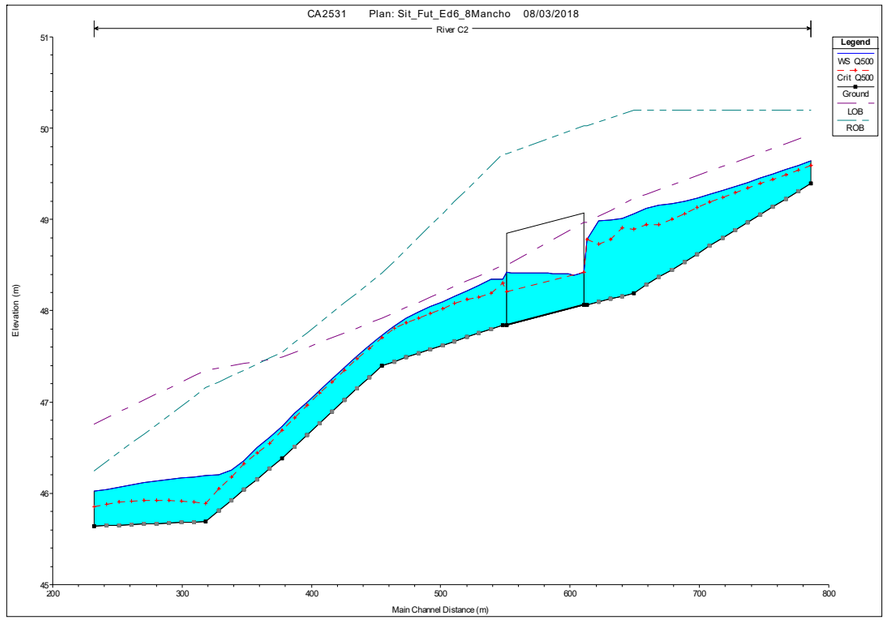


Figura 32 Perfil longitudinal para la simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 8 m.

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q500	5.3	49.64	49.4	0.24	49.59	49.65	0.005722	0.4	13.39	139.59	0.41	553.97	0.19
649.24	Q500	5.3	49.07	48.19	0.88	48.9	49.08	0.007105	0.56	9.41	67.07	0.48	417.05	0.7
612.81	Q500	5.3	48.78	48.07	0.71	48.78	48.96	0.023036	1.87	2.84	68.56	1	380.62	0.72
610		Obra drje.												
548.23	Q500	5.3	48.34	47.85	0.49	48.3	48.49	0.015405	1.67	3.17	30.25	0.85	316.04	0.46
454.54	Q500	5.3	47.73	47.4	0.33	47.7	47.74	0.011704	0.52	10.17	119.89	0.57	222.33	0.3
377.33	Q500	5.3	46.73	46.39	0.34	46.69	46.77	0.016123	0.82	6.45	49.04	0.72	145.13	0.31
318.46	Q500	5.3	46.19	45.69	0.5	45.89	46.2	0.000941	0.39	13.46	36.05	0.21	86.26	0.2
232.2	Q500	5.3	46.02	45.64	0.38	45.85	46.03	0.002	0.39	13.51	64.65	0.27		0.21

Tabla 12 Simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 8 m

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q100	3.53	49.62	49.4	0.22	49.57	49.62	0.005637	0.35	10.09	125.18	0.39	553.97	0.17
649.24	Q100	3.53	49.03	48.19	0.84	48.82	49.04	0.007474	0.51	6.93	59.7	0.48	417.05	0.63
612.81	Q100	3.53	48.7	48.07	0.63	48.7	48.83	0.025296	1.63	2.16	46.78	1	380.62	0.63
610		Obra drje.												
548.23	Q100	3.53	48.31	47.85	0.46	48.22	48.38	0.009478	1.23	2.87	24.98	0.65	316.04	0.37
454.54	Q100	3.53	47.71	47.4	0.31	47.69	47.72	0.011992	0.45	7.91	119.89	0.55	222.33	0.29
377.33	Q100	3.53	46.68	46.39	0.29	46.63	46.71	0.015647	0.82	4.31	32.18	0.71	145.13	0.24
318.46	Q100	3.53	46.12	45.69	0.43	45.85	46.12	0.000767	0.33	10.86	33.31	0.18	86.26	0.15
232.2	Q100	3.53	45.96	45.64	0.32	45.81	45.97	0.002001	0.35	9.97	55.62	0.27		0.17

Tabla 13 Simulación de la situación futura y 100 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 8 m.

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	Calado	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q25	2.78	49.61	49.4	0.21	49.55	49.61	0.005109	0.32	8.76	116.59	0.37	553.97	0.15
649.24	Q25	2.78	48.94	48.19	0.75	48.78	48.97	0.004612	0.8	3.48	9.96	0.43	417.05	0.59
612.81	Q25	2.78	48.66	48.07	0.59	48.66	48.77	0.026707	1.51	1.85	38.77	1	380.62	0.59
610		Obra drje.												
548.23	Q25	2.78	48.26	47.85	0.41	48.18	48.33	0.009003	1.1	2.53	22.33	0.62	316.04	0.33
454.54	Q25	2.78	47.7	47.4	0.3	47.68	47.71	0.011558	0.4	6.93	119.89	0.53	222.33	0.28
377.33	Q25	2.78	46.65	46.39	0.26	46.6	46.68	0.013453	0.82	3.38	22.24	0.68	145.13	0.22
318.46	Q25	2.78	46.08	45.69	0.39	45.82	46.08	0.00068	0.29	9.59	31.89	0.17	86.26	0.13
232.2	Q25	2.78	45.93	45.64	0.29	45.8	45.94	0.002	0.33	8.35	50.97	0.26		0.16

Tabla 14 Simulación de la situación futura y 25 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 8 m.

River Sta	DIFERENCIA CALADOS (m)			% CALADO S. FUT/CALADO S. ACTUAL			% VELOCIDAD S. FUTURA/VELOC S. ACTUAL		
	T500	T100	T25	T500	T100	T25	T500	T100	T25
786.14	0	0	0	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
649.24	0	0.01	0.01	100.00%	101.20%	101.35%	100.00%	98.08%	96.39%
612.81	0.01	-0.02	-0.04	101.43%	96.92%	93.65%	340.00%	319.61%	314.58%
610-obra de drenaje									
548.23	-0.06	-0.02	-0.02	89.09%	95.83%	95.35%	283.05%	215.79%	200.00%
454.54	0	0	0	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
377.33	0	0	0	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
318.46	0	0	0	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
232.2	0	0	0	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Tabla 15 Diferencia de calados y velocidades respecto a la situación actual. Situación futura. Obra drenaje de 8 m y 500, 100 Y 25 años de periodo de retorno.

Por último, para la simulación realizada en el escenario futuro, el caudal asociado a 500 años de periodo de retorno y la obra de drenaje con 10 m de ancho, se obtiene el perfil longitudinal mostrado en la Figura 33. El resultado es muy simular al obtenido con la obra de drenaje de 8 m de longitud sin producirse una mejora respecto de ésta desde el punto de vista de la inundabilidad. Por ello, **se ha tomado como solución para la continuidad del flujo la obra de drenaje compuesta por 4 marcos de hormigón de 1×2 m.**

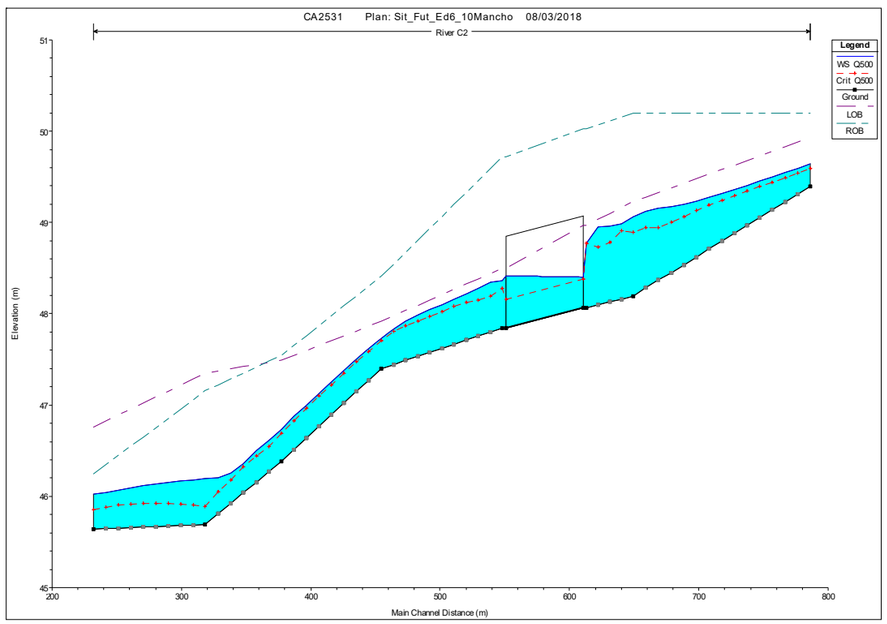


Figura 33 Perfil longitudinal para la simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 10 m

River Sta	Profile	Q Total	W.S. Elev	Min Ch El	CALADO	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Cum Ch Len	Crit Depth
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)
786.14	Q500	5.3	49.64	49.4	0.24	49.59	49.65	0.005718	0.4	13.39	139.55	0.41	553.97	0.19
649.24	Q500	5.3	49.06	48.19	0.87	48.9	49.08	0.007481	0.57	9.24	66.59	0.49	417.05	0.7
612.81	Q500	5.3	48.77	48.07	0.7	48.77	48.92	0.023936	1.73	3.06	64.28	1	380.62	0.7
610		Obra drje.												
548.23	Q500	5.3	48.36	47.85	0.51	48.28	48.46	0.010359	1.36	3.9	38.54	0.69	316.04	0.43
454.54	Q500	5.3	47.73	47.4	0.33	47.7	47.74	0.011704	0.52	10.17	119.89	0.57	222.33	0.3
377.33	Q500	5.3	46.73	46.39	0.34	46.69	46.77	0.016123	0.82	6.45	49.04	0.72	145.13	0.31
318.46	Q500	5.3	46.19	45.69	0.5	45.89	46.2	0.000941	0.39	13.46	36.05	0.21	86.26	0.2
232.2	Q500	5.3	46.02	45.64	0.38	45.85	46.03	0.002	0.39	13.51	64.65	0.27		0.21

Tabla 16 Simulación de la situación futura y 500 años de periodo de retorno. Obra de drenaje con ancho 10 m.

River Sta	DIFERENCIA CALADOS (m)	% CALADO S. FUT/CALADO S. ACTUAL	% VELOCIDAD S. FUTURA/VELOC S. ACTUAL
786.14	0	100.00%	100.00%
649.24	-0.01	98.86%	101.79%
612.81	0	100.00%	314.55%
610-obra de drenaje			
548.23	-0.04	92.73%	230.51%
454.54	0	100.00%	100.00%
377.33	0	100.00%	100.00%
318.46	0	100.00%	100.00%
232.2	0	100.00%	100.00%

Tabla 17 Diferencia de calados y velocidades respecto a la situación actual. Situación futura. Obra drenaje de 10 m. T500

El aumento que se registra en la velocidad aguas arriba y agua abajo de la obra de drenaje proyectada queda fuera de las restricciones que PATRICOVA marca, para todas las simulaciones realizadas. No obstante se observa una disminución poco representativa de velocidad con el aumento de ancho de la obra de drenaje. Dado que estas velocidades se consideran bajas, y dada la ínfima influencia del aumento de ancho en la disminución de velocidades, se plantea realizar el drenaje de la cuenca en estudio para un periodo de retorno de 500 años mediante una obra de drenaje de 8 m de ancho útil y 1 m de alto (distribuida en cuatro marcos de 1× 2 m). Las velocidades registradas son inferiores a 2 m/s (ver Tabla 18), y se producen de forma localizada en la entrada y la salida de la obra de drenaje. Se considera por lo tanto una solución adecuada para el actual cauce. El calado máximo registrado en el interior de la obra de drenaje con estas dimensiones sería de 0.57 m, según la simulación realizada.

Sección del modelo HEC RAS	Velocidad situación actual (m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 3 m ancho(m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 6 m ancho(m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 8 m ancho(m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 10 m ancho(m/s)
786.14	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
649.24	0.56	0.05	0.48	0.56	0.57
612.81	0.55	2.59	2.05	1.87	1.73

Sección del modelo HEC RAS	Velocidad situación actual (m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 3 m ancho(m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 6 m ancho(m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 8 m ancho(m/s)	Velocidad situación futura; ODT de 10 m ancho(m/s)
610-obra de drenaje					
548.23	0.59	2.58	2.06	1.67	1.36
454.54	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
377.33	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
318.46	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39
232.2	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39

Tabla 18 Velocidades registradas en los diferentes escenarios y 500 años de periodo de retorno

El Plano 2 recoge la envolvente de calados máximos para 25, 100 y 500 años de periodo de retorno para la situación futura. El Plano 4 recoge la peligrosidad de inundación asociada a la situación futura. De forma generalizada, en la situación futura, la zona inundable está vinculada a peligrosidad de inundación de nivel 3, asociada a sucesos de frecuencia alta y bajo calado.

6.2.4. COMPARACIÓN DE ESCENARIOS

Tras el estudio plasmado en los apartados anteriores se comprueba que la obra de drenaje proyectada cumple los requerimientos de PATRICOVA en cuanto al incremento de calado, que limitan la sobreelevación a 10 cm y un 10% adicional al de la situación actual.

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Calado (m)				Velocidad (m)			
			actual	futura	incremento	%	actual	futura	incremento	%
786.14	Q500	5.3	0.24	0.24	0	< 10%	0.4	0.4	0	< 10%
649.24	Q500	5.3	0.88	0.88	0	< 10%	0.56	0.56	0	< 10%
612.81	Q500	5.3	0.7	0.71	0.01	< 10%	0.55	1.87	1.32	>10%
610							obra de drenaje			
548.23	Q500	5.3	0.55	0.49	-0.06	< 10%	0.59	1.67	1.08	>10%
454.54	Q500	5.3	0.33	0.33	0	< 10%	0.52	0.52	0	< 10%
377.33	Q500	5.3	0.34	0.34	0	< 10%	0.82	0.82	0	< 10%
318.46	Q500	5.3	0.5	0.5	0	< 10%	0.39	0.39	0	< 10%
232.2	Q500	5.3	0.38	0.38	0	< 10%	0.39	0.39	0	< 10%

Tabla 19 Incremento de calado y velocidad de la situación futura respecto de la situación actual.

Como se ha comentado, el incremento de velocidad de forma localizada en la entrada y en la salida de la obra de drenaje es superior al 10% indicado por PATRICOVA, siendo inferior a 2 m/s.

7. CONCLUSIONES FINALES

Se diseña y proyecta la Ronda Suroeste de Vila – Real, para ello se redacta el proyecto de construcción denominado "*PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA RONDA SUROESTE DE VILA – REAL (CASTELLÓN)*.

Se trata de un tramo urbano, previsto en el Plan General de Ordenación Urbana vigente de Villarreal, aprobado por la Comisión Territorial de Urbanismo de Castellón el 23 de febrero de 1993 (BOP núm. 36, de 25 de marzo de 1993), complementado por varias correcciones y modificaciones puntuales posteriores, incluida una modificación puntual PGMOU "Ronda sudoeste y Ciudad Deportiva" aprobada por Resolución del Conseller de Medio Ambiente, Agua, Urbanismo y Vivienda de 13 de julio de 2009.

La traza de la ronda proyectada cruza una única zona identificada como inundable en el PATRICOVA. Discurre desde la carretera de Onda paralela al Sedeny de la Sénia del Carme y está catalogada como zona con Riesgo de Inundación Muy Bajo, lo que se corresponde con un Nivel de Peligrosidad 6, según PATRICOVA.

En este sentido debe someterse a las determinaciones e indicaciones de Patricova, del mismo modo que se da cumplimiento al resto de normativa vigente en el resto de disciplinas que nos ocupan.

No resultan afectadas con la traza de la nueva Ronda, las zonas también calificadas por PATRICOVA como afectadas por peligrosidad de inundación, y que se sitúan al norte de la misma, (Barranc de l'Hospital) y al sur (Barranc d'Esbarzers y Barranc de Ràtils),

El cauce en estudio no se encuentra afectado por inundabilidad según el Sistema Nacional de Zonas Inundables. Su cuenca asociada tiene 0.463 km^3 y el caudal calculado para la avenida de 500 años de periodo de retorno es de 5.3 m^3/s. Se trata por lo tanto de una cuenca pequeña, siendo además el trazado de su cauce en parte difuso y con pequeños encauzamientos de las aguas conformados de forma artificial a partir de los elementos antrópicos que se construyeron con una finalidad puramente hidráulica. En consecuencia y fruto de las sucesivas modificaciones y alteraciones sufridas (asfaltados, muros etc), la Senda Sedeny de la Sénia del Carme se registra, actualmente, como una zona más elevada respecto al terreno circundante, pese a que antaño el propio Sedeny del Carmen hacía las funciones de "elemento drenante", y el cauce de la zona obedecía a un esquema similar al marcado por PATRICOVA. Este hecho queda constatado por los cerramientos existentes a ambos márgenes del camino como protección de las propiedades ante el paso de agua.

Fruto de todo este análisis, el modelo hidráulico realizado a partir de la configuración actual de los flujos de agua, arroja el dimensionamiento de una obra de drenaje cuya ubicación se encuentra en el cruce de la futura Ronda con el encauzamiento artificial que existe actualmente en la zona.

Dadas las circunstancias expuestas, las buenas prácticas en la materia aconsejan analizar también situaciones en las que elementos antrópicos que condicionan el discurrir de las avenidas pueden desaparecer convirtiendo en afectadas zonas que, con el modelo analizado no lo sean. Cabe señalar que en este caso los elementos antrópicos son de escasa magnitud y que su variación no está condicionada a licencia o cualquier otro acto administrativo preventivo, por lo que la actuación de particulares (o como por ejemplo es el caso, la inacción de conservación) puede provocar en el futuro daños indeseables a terceros. En este sentido resulta necesario adoptar soluciones que permitan el normal desarrollo de las aguas en ambos casos, en especial dado que no suponen un coste significativo.

Por tanto, y como solución final se opta por diseñar dos infraestructuras, una ubicada en el actual cauce y otra ubicada en las proximidades del cruce de la Ronda con el Sedeny del Carmen. Ambas tendrán un ancho útil 8 m, compuestas por 4 marcos de hormigón de 1×2 m.

Respecto al análisis de resultados, de forma generalizada, en la situación actual sin la Ronda, la zona inundable está vinculada a peligrosidad de inundación de nivel 3, asociada a sucesos de frecuencia alta y bajo calado. El régimen es lento en todo el tramo analizado para caudales asociados a 500 años de periodo de retorno, siendo el ancho de ocupación del agua es superior a 35 m y con calados menores que 0.80 m, siendo en su mayoría inferiores a 0.45 m.

Se ha comprobado que la obra de drenaje proyectada cumple los requerimientos de PATRICOVA en cuanto al incremento de calado, que limitan la sobreelevación a 10 cm y un 10% adicional al de la situación actual para 500 años de periodo de retorno. No obstante, se produce un incremento de velocidad de forma localizada en la entrada y en la salida de la obra de drenaje superior al 10% indicado por PATRICOVA, siendo inferior a 2 m/s. El calado en el interior de la obra de drenaje para este periodo de retorno es de 0.57 m. Igual que en la situación actual, en la situación futura, la zona inundable está vinculada a peligrosidad de inundación de nivel 3, asociada a sucesos de frecuencia alta y bajo calado.

Por todo ello, se considera adecuada la solución planteada para resolver la inundabilidad del tramo estudiado sin producir afecciones significativas a las parcelas adyacentes.

APÉNDICE 1 DATOS PLUVIOMÉTRICOS

Máx de Pd MAX (mm)	MES												
AÑO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Total general
1914								25	26	8.4	20	0.6	26
1915	0.8	23	8	27.6	52.2	9.2	3.2	3.1	17.8	15.6			52.2
1920	4	56	7.6	3	8.2	15	5	6	5.4	23	36	18.4	56
1921	0	26	14.4	32.7	32	8.6	15.6		28.6	41.6			41.6
1922	11			15		20.4				60	26.6		60
1947												0	0
1948	6.2	44	7.3	9.5	2.7	15	11	10.5	27.6	26	0	59	59
1949	6	43.1	21	17.2	21	7.1	0	13	103	25.6	2.2	52	103
1950	7	0	5.4	7	45.3	0	0	15.5	20.4	1.7	0	24.5	45.3
1951	28.8	0	8.3	26	8.9	4.4	12.8	82.4	61.9	89.5	15.5	18.1	89.5
1952	3.6	6	2.5	0	6.1	2.8		13.7	7	37	1.8	1.1	37
1953	3.8	6	19.5	3	3	29	0	3.1	18.2	17.9	15.5	18	29
1954	0	27	38.8	20.2	20.3	13.1	9	12	5	6	5.2	0	38.8
1955				6.5	7	4.9	33.4	21	9.7	13	48.2	39.2	48.2
1956	2	14	25.3	13.8	34.2	13.2	2	50.5	23	147	16.8	0	147
1957	48	5.4	0	10	25	10	0	11.3	18.2	95.5	21.8	18.3	95.5
1958	29	1.8	14	39	8.2	13.5	0	0	10	40.7	37	36	40.7
1959	14	26	18	13	45.1	60	3.5	5.3	78	12	55	2	78
1960	15.4	87	19	16	18.3	28.5	2	18.7	7.1	22.5	0.8	22.2	87
1961	10.7	0	7	0	15.5	7.5	0	8.5	46.5	23.8	18.5	9	46.5
1962	28.5	51	20.2	17.2	49	8.6	0	4.1	29.9	94	26		94
1963	13.8	15.5	0	6.2	1.6	6.8	1.6	12.7	78	0	5.4	17.5	78
1964	4.8	4.3	10.2	4	1.8	3.6	0	7.5	24.5	43.4	11.7	48.5	48.5
1965	6.7	6.5	5.6	3.5	30.3	21.6	0	17.3	7.8	40.5	17	15.4	40.5
1966	6	21.4	1.4	10	6.9	28.7	5.4	44.2	5.5	113	3.8	0	113
1967	9	21	10.9	19.6	0.6	12	0	4	3.1	0	42.4	0	42.4
1968	0.5	11	47.6	4.8	7.9	41.6	0	43.2	5	0	23.3	37.7	47.6
1969	27.8	21.6	6.8	41.7	23.3	4.3	31.1	9.9	40.5	76.2	16.4	1.6	76.2
1970	6.2	0.2	4.9	13.3	4.2	8.5	0	9.6	0	64.1	26.5	45.1	64.1
1971	1.1	12.5	30.1	23.2	18.7	5.6	0.2	1	50.8	97.2	102.1	91.4	102.1
1972	20	10.4	31.4	0.1	15.2	7.7	0.2	11	48.7	110.6	40.9	11.2	110.6
1973	4.1	0.6	17	18.9	9.5	12.1	22.8	58	16.2	8.5	11.4	19.1	58
1974	0.7	3	47.5	24.1	33	4	10.2	45.2	1.4	12.9	0.6	0.3	47.5
1975	4	14.9	27.2	5.1	21.3	27.5	0	8	37.5	22.8	11.1	45.7	45.7
1976	0	14	3.1	10.4	15.1	14.2	35.2	61	12	37	5	36	61
1977	33	2	3	34	27	12	11	15	69	18	19	28	69
1978	12	6	8	17	24	15	0	2	32	6	20	12	32
1979	52	1	8	6	22	2	8	31	41	23	3	0	52
1980	34	17	9	40	25	17	4	4	7	0	27	5	40
1981	0	43	1.8	51	2	28	1	56	11	16	0	4	56
1982	20	38	76	83	20	8	0	29	20	54	11	0	83
1983	0	12	3	2	1	30	1	58	3	2	20	8	58
1984	4	42	2	32	86	7	0	5	2	19	37	7	86
1985	10	8	10	11	20	2	2	1	159	14	15	7	159
1986	5	12	10	20	12	9	30	4	45	87	12	12	87
1987	52	16	5	1	16	1	27	26	2	20	60	30	60
1988	21	7	1	42	25	25	1	17	46	97	35	0	97
1989	6	35	32	15	29	17	3	11	140	8	63	75	140
1990	34	1	8	18	25	21	2	7	11	82	23	8	82
1991	15	45	29	22	8	2	6	3	13	16	26	42	45
1992	14	36	13	5	18	87	5	10	5	26	0	102	102
1993	0	29	20	6	5	0	8	3	16	32	28	4	32
1994	0			0	10				22	136	15		136
1995				12	6.5	0	13	24	28	10	5	16	28
1996	64	30	3	13	14	9.5	5	27	28	7	13.5	33	64
1997	35	0	3	13	11	8.5	8.5	32	26	6	2	20	35
1998	38	27	0	9	17		0	16	2	6	9.5	49	49
1999	5	2.5	28	4.5	5	6.5	15	2	25	22	20	5	28
2000	38	0	10.1	5	26	11	1	1	5	137	0	9	137
2001	14	13	9	12	17	8	4	36	75	13	37	19	75
2002	15	0	9	26	66	24	2	18	13	15	3	42	66
2003	2	0	17	91	87	0	57	66	20	21	24	23	91
2004	0		80	24	45	15	6	5.5	89	8	7	26	89
2005	0	17	5	4	19	4	6	20	22	38	121	4	121
2006	70	62	4	4	0	10	0	1	44	8	39	1	70
2007	18	7	43	41	14	9	3	1	30	130	0	69	130
2008	1	24	8	0	30	12	11	2	19	30	45	20	45
2009	43	12	42	20	2	3	4	1	105	4	2	8	105
2010	21	15	10	18	36	17	0	12	5	35	1	5	36
2011	13	7	70	43	21	11	28	2	17	14	65	5	70
2012	41	0	32	10	0	1	1	2	44	41	16	1	44
2013	1	62	53	30	8	18	0	27	1	9	7	6	62
2014	14	12	9	8	3	7	14	37	38	1	35	26	38
2015	1	1	154	2	13	23	40	14	40	17	41	0	154
2016	0	3	21	8	11	0	0	6	31	6	65	61	65
2017	91	13	26										91
Total general	91	87	154	91	87	87	57	82.4	159	147	121	102	159

APÉNDICE 2. VALIDACIÓN DE DATOS

CRITERIOS DE VALIDACION DE DATOS

Criterio de validación de serie:

La serie es válida si tiene un caso o el otro:

10 años válidos consecutivos
15 años válidos aunque no sean consecutivos

Un año es válido si:

1) Si cuenta con los 12 valores
2) Si le falta un dato y el máximo de los 11 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del **20** % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
3) Si le faltan dos datos y el máximo de los 10 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del **10** % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
4) Si le faltan tres datos y el máximo de los 9 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del **5** % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
5) Si le faltan mas de tres datos y el máximo existente es el máximo de la serie completa

ses que no dispongan de dato se deben dejar en blanco

TRATAMIENTO DE DATOS PARA ESTUDIOS HIDROLÓGICO - HIDRÁULICOS

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 76

SERIE DE CAUDALES (m³/s)														
Año	**Enero**	**Febrero**	**Marzo**	**Abril**	**Mayo**	**Junio**	**Julio**	**Agosto**	**Septiembre**	**Octubre**	**Noviembre**	**Diciembre**	**Maximo**	**Fallos**
1914								25.00	26.00	8.40	20.00	0.60	**26.00**	7
1915	0.80	23.00	8.00	27.60	52.20	9.20	3.20	3.10	17.80	15.60			**52.20**	2
1920	4.00	56.00	7.60	3.00	8.20	15.00	5.00	6.00	5.40	23.00	36.00	18.40	**56.00**	0
1921	0.00	26.00	14.40	32.70	32.00	8.60	15.60		28.60	41.60			**41.60**	3
1922	11.00			15.00		20.40				60.00	26.60		**60.00**	7
1947												0.00	**0.00**	11
1948	6.20	44.00	7.30	9.50	2.70	15.00	11.00	10.50	27.60	26.00	0.00	59.00	**59.00**	0
1949	6.00	43.10	21.00	17.20	21.00	7.10	0.00	13.00	103.00	25.60	2.20	52.00	**103.00**	0
1950	7.00	0.00	5.40	7.00	45.30	0.00	0.00	15.50	20.40	1.70	0.00	24.50	**45.30**	0
1951	28.80	0.00	8.30	26.00	8.90	4.40	12.80	82.40	61.90	89.50	15.50	18.10	**89.50**	0
1952	3.60	6.00	2.50	0.00	6.10	2.80		13.70	7.00	37.00	1.80	1.10	**37.00**	1
1953	3.80	6.00	19.50	3.00	3.00	29.00	0.00	3.10	18.20	17.90	15.50	18.00	**29.00**	0
1954	0.00	27.00	38.80	20.20	20.30	13.10	9.00	12.00	5.00	6.00	5.20	0.00	**38.80**	0
1955				6.50	7.00	4.90	33.40	21.00	9.70	13.00	48.20	39.20	**48.20**	3
1956	2.00	14.00	25.30	13.80	34.20	13.20	2.00	50.50	23.00	147.00	16.80	0.00	**147.00**	0
1957	48.00	5.40	0.00	10.00	25.00	10.00	0.00	11.30	18.20	95.50	21.80	18.30	**95.50**	0
1958	29.00	1.80	14.00	39.00	8.20	13.50	0.00	0.00	10.00	40.70	37.00	36.00	**40.70**	0
1959	14.00	26.00	18.00	13.00	45.10	60.00	3.50	5.30	78.00	12.00	55.00	2.00	**78.00**	0
1960	15.40	87.00	19.00	16.00	18.30	28.50	2.00	18.70	7.10	22.50	0.80	22.20	**87.00**	0
1961	10.70	0.00	7.00	0.00	15.50	7.50	0.00	8.50	46.50	23.80	18.50	9.00	**46.50**	0
1962	28.50	51.00	20.20	17.20	49.00	8.60	0.00	4.10	29.90	94.00	26.00		**94.00**	1
1963	13.80	15.50	0.00	6.20	1.60	6.80	1.60	12.70	78.00	0.00	5.40	17.50	**78.00**	0
1964	4.80	4.30	10.20	4.00	1.80	3.60	0.00	7.50	24.50	43.40	11.70	48.50	**48.50**	0
1965	6.70	6.50	5.60	3.50	30.30	21.60	0.00	17.30	7.80	40.50	17.00	15.40	**40.50**	0
1966	6.00	21.40	1.40	10.00	6.90	28.70	5.40	44.20	5.50	113.00	3.80	0.00	**113.00**	0
1967	9.00	21.00	10.90	19.60	0.60	12.00	0.00	4.00	3.10	0.00	42.40	0.00	**42.40**	0
1968	0.50	11.00	47.60	4.80	7.90	41.60	0.00	43.20	5.00	0.00	23.30	37.70	**47.60**	0
1969	27.80	21.60	6.80	41.70	23.30	4.30	31.10	9.90	40.50	76.20	16.40	1.60	**76.20**	0
1970	6.20	0.20	4.90	13.30	4.20	8.50	0.00	9.60	0.00	64.10	26.50	45.10	**64.10**	0
1971	1.10	12.50	30.10	23.20	18.70	5.60	0.20	1.00	50.80	97.20	102.10	91.40	**102.10**	0
1972	20.00	10.40	31.40	0.10	15.20	7.70	0.20	11.00	48.70	110.60	40.90	11.20	**110.60**	0
1973	4.10	0.60	17.00	18.90	9.50	12.10	22.80	58.00	16.20	8.50	11.40	19.10	**58.00**	0
1974	0.70	3.00	47.50	24.10	33.00	4.00	10.20	45.20	1.40	12.90	0.60	0.30	**47.50**	0
1975	4.00	14.90	27.20	5.10	21.30	27.50	0.00	8.00	37.50	22.80	11.10	45.70	**45.70**	0
1976	0.00	14.00	3.10	10.40	15.10	14.20	35.20	61.00	12.00	37.00	5.00	36.00	**61.00**	0
1977	33.00	2.00	3.00	34.00	27.00	12.00	11.00	15.00	69.00	18.00	19.00	28.00	**69.00**	0
1978	12.00	6.00	8.00	17.00	24.00	15.00	0.00	2.00	32.00	6.00	20.00	12.00	**32.00**	0
1979	52.00	1.00	8.00	6.00	22.00	2.00	8.00	31.00	41.00	23.00	3.00	0.00	**52.00**	0
1980	34.00	17.00	9.00	40.00	25.00	17.00	4.00	4.00	7.00	0.00	27.00	5.00	**40.00**	0
1981	0.00	43.00	1.80	51.00	2.00	28.00	1.00	56.00	11.00	16.00	0.00	4.00	**56.00**	0
1982	20.00	38.00	76.00	83.00	20.00	8.00	0.00	29.00	20.00	54.00	11.00	0.00	**83.00**	0
1983	0.00	12.00	3.00	2.00	1.00	30.00	1.00	58.00	3.00	2.00	20.00	8.00	**58.00**	0
1984	4.00	42.00	2.00	32.00	86.00	7.00	0.00	5.00	2.00	19.00	37.00	7.00	**86.00**	0
1985	10.00	8.00	10.00	11.00	20.00	2.00	2.00	1.00	159.00	14.00	15.00	7.00	**159.00**	0
1986	5.00	12.00	10.00	20.00	12.00	9.00	30.00	4.00	45.00	87.00	12.00	12.00	**87.00**	0
1987	52.00	16.00	5.00	1.00	16.00	1.00	27.00	26.00	2.00	20.00	60.00	30.00	**60.00**	0
1988	21.00	7.00	1.00	42.00	25.00	25.00	1.00	17.00	46.00	97.00	35.00	0.00	**97.00**	0
1989	6.00	35.00	32.00	15.00	29.00	17.00	3.00	11.00	140.00	8.00	63.00	75.00	**140.00**	0
1990	34.00	1.00	8.00	18.00	25.00	21.00	2.00	7.00	11.00	82.00	23.00	8.00	**82.00**	0
1991	15.00	45.00	29.00	22.00	8.00	2.00	6.00	3.00	13.00	16.00	26.00	42.00	**45.00**	0
1992	14.00	36.00	13.00	5.00	18.00	87.00	5.00	10.00	5.00	26.00	0.00	102.00	**102.00**	0
1993	0.00	29.00	20.00	6.00	5.00	0.00	8.00	3.00	16.00	32.00	28.00	4.00	**32.00**	0
1994	0.00			0.00	10.00				22.00	136.00	15.00		**136.00**	6
1995				12.00	6.50	0.00	13.00	24.00	28.00	10.00	5.00	16.00	**28.00**	3
1996	64.00	30.00	3.00	13.00	14.00	9.50	5.00	27.00	28.00	7.00	13.50	33.00	**64.00**	0
1997	35.00	0.00	3.00	13.00	11.00	8.50	8.50	32.00	26.00	6.00	2.00	20.00	**35.00**	0
1998	38.00	27.00	0.00	9.00	17.00		0.00	16.00	2.00	6.00	9.50	49.00	**49.00**	1
1999	5.00	2.50	28.00	4.50	5.00	6.50	15.00	2.00	25.00	22.00	20.00	5.00	**28.00**	0
2000	38.00	0.00	10.10	5.00	26.00	11.00	1.00	1.00	5.00	137.00	0.00	9.00	**137.00**	0
2001	14.00	13.00	9.00	12.00	17.00	8.00	4.00	36.00	75.00	13.00	37.00	19.00	**75.00**	0
2002	15.00	0.00	9.00	26.00	66.00	24.00	2.00	18.00	13.00	15.00	3.00	42.00	**66.00**	0
2003	2.00	0.00	17.00	91.00	87.00	0.00	57.00	66.00	20.00	21.00	24.00	23.00	**91.00**	0
2004	0.00		80.00	24.00	45.00	15.00	6.00	5.50	89.00	8.00	7.00	26.00	**89.00**	1
2005	0.00	17.00	5.00	4.00	19.00	4.00	6.00	20.00	22.00	38.00	121.00	4.00	**121.00**	0
2006	70.00	62.00	4.00	4.00	0.00	10.00	0.00	1.00	44.00	8.00	39.00	1.00	**70.00**	0
2007	18.00	7.00	43.00	41.00	14.00	9.00	3.00	1.00	30.00	130.00	0.00	69.00	**130.00**	0
2008	1.00	24.00	8.00	0.00	30.00	12.00	11.00	2.00	19.00	30.00	45.00	20.00	**45.00**	0
2009	43.00	12.00	42.00	20.00	2.00	3.00	4.00	1.00	105.00	4.00	2.00	8.00	**105.00**	0
2010	21.00	15.00	10.00	18.00	36.00	17.00	0.00	12.00	5.00	35.00	1.00	5.00	**36.00**	0

Los meses que no dispongan de dato se deben dejar en blanco

TRATAMIENTO DE DATOS PARA ESTUDIOS DE AVENIDAS

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 76

SERIE ORDENADA EN FUNCION DE LOS MAXIMOS ANUALES				
Año	**Máximo**	**Fallos**	**Prob.**	**Vale**
1957	159.00	0	1.32	Vale
1987	154.00	0	2.63	Vale
1928	147.00	0	3.95	Vale
1961	140.00	0	5.26	Vale
1972	137.00	0	6.58	Vale
1966	136.00	6	7.89	No vale
1979	130.00	0	9.21	Vale
1977	121.00	0	10.53	Vale
1938	113.00	0	11.84	Vale
1944	110.60	0	13.16	Vale
1981	105.00	0	14.47	Vale
1921	103.00	0	15.79	Vale
1943	102.10	0	17.11	Vale
1964	102.00	0	18.42	Vale
1960	97.00	0	19.74	Vale
1929	95.50	0	21.05	Vale
1934	94.00	1	22.37	No vale
1989	91.00	9	23.68	No vale
1975	91.00	0	25.00	Vale
1923	89.50	0	26.32	Vale
1976	89.00	1	27.63	No vale
1958	87.00	0	28.95	Vale
1932	87.00	0	30.26	Vale
1956	86.00	0	31.58	Vale
1954	83.00	0	32.89	Vale
1962	82.00	0	34.21	Vale
1935	78.00	0	35.53	Vale
1931	78.00	0	36.84	Vale
1941	76.20	0	38.16	Vale
1973	75.00	0	39.47	Vale
1983	70.00	0	40.79	Vale
1978	70.00	0	42.11	Vale
1949	69.00	0	43.42	Vale
1974	66.00	0	44.74	Vale
1988	65.00	0	46.05	Vale
1942	64.10	0	47.37	Vale
1968	64.00	0	48.68	Vale
1985	62.00	0	50.00	Vale
1948	61.00	0	51.32	Vale
1959	60.00	0	52.63	Vale

TRATAMIENTO DE DATOS PARA ESTUDIOS DE AVENIDAS

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 76

SERIE ORDENADA EN FUNCION DE LOS MAXIMOS ANUALES				
Año	**Máximo**	**Fallos**	**Prob.**	**Vale**
1918	60.00	7	53.95	No vale
1920	59.00	0	55.26	Vale
1955	58.00	0	56.58	Vale
1945	58.00	0	57.89	Vale
1953	56.00	0	59.21	Vale
1916	56.00	0	60.53	Vale
1915	52.20	2.0	61.84	No vale
1951	52.00	0.0	63.16	Vale
1970	49.00	1.0	64.47	No vale
1936	48.50	0.0	65.79	Vale
1927	48.20	3.0	67.11	No vale
1940	47.60	0.0	68.42	Vale
1946	47.50	0.0	69.74	Vale
1933	46.50	0	71.05	Vale
1947	45.70	0	72.37	Vale
1922	45.30	0	73.68	Vale
1980	45.00	0	75.00	Vale
1963	45.00	0	76.32	Vale
1984	44.00	0	77.63	Vale
1939	42.40	0	78.95	Vale
1917	41.60	3	80.26	No vale
1930	40.70	0	81.58	Vale
1937	40.50	0	82.89	Vale
1952	40.00	0	84.21	Vale
1926	38.80	0	85.53	Vale
1986	38.00	0	86.84	Vale
1924	37.00	1	88.16	No vale
1982	36.00	0	89.47	Vale
1969	35.00	0	90.79	Vale
1965	32.00	0	92.11	Vale
1950	32.00	0	93.42	Vale
1925	29.00	0	94.74	Vale
1971	28.00	0	96.05	Vale
1967	28.00	3	97.37	No vale
1914	26.00	7	98.68	No vale
1919	0.00	11	100.00	No vale

VALIDA

SERIE RESULTANTE - VALIDADA		
Estacion nº:	8457-VILA-REAL	
1916	56.00	Vale
1920	59.00	Vale
1921	103.00	Vale
1922	45.30	Vale
1923	89.50	Vale
1925	29.00	Vale
1926	38.80	Vale
1928	147.00	Vale
1929	95.50	Vale
1930	40.70	Vale
1931	78.00	Vale
1932	87.00	Vale
1933	46.50	Vale
1935	78.00	Vale
1936	48.50	Vale
1937	40.50	Vale
1938	113.00	Vale
1939	42.40	Vale
1940	47.60	Vale
1941	76.20	Vale
1942	64.10	Vale
1943	102.10	Vale
1944	110.60	Vale
1945	58.00	Vale
1946	47.50	Vale
1947	45.70	Vale
1948	61.00	Vale
1949	69.00	Vale
1950	32.00	Vale
1951	52.00	Vale
1952	40.00	Vale
1953	56.00	Vale
1954	83.00	Vale
1955	58.00	Vale
1956	86.00	Vale
1957	159.00	Vale
1958	87.00	Vale
1959	60.00	Vale
1960	97.00	Vale
1961	140.00	Vale
1962	82.00	Vale
1963	45.00	Vale

VALIDA

SERIE RESULTANTE - VALIDADA		
Estacion nº:	8457-VILA-REAL	
1964	102.00	Vale
1965	32.00	Vale
1968	64.00	Vale
1969	35.00	Vale
1971	28.00	Vale
1972	137.00	Vale
1973	75.00	Vale
1974	66.00	Vale
1975	91.00	Vale
1977	121.00	Vale

APÉNDICE 3. AJUSTE ESTADÍSTICO

AJUSTE A UNA DISTRIBUCION EXTREMAL TIPO GUMBEL POR EL METODO DE LOS MOMENTOS , POR EL DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD Y POR MINIMOS CUADRADOS

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL $F(x) = e^{-e^{(-\alpha.(x-\beta))}}$

ASIGNACIÓN DE FRECUENCIAS

(sólo afecta alos ajustes 3 y 4)

Weibull $F_n(x) = 1 - \frac{i}{N+1}$

Intermedio $F_n(x) = 1 - \frac{2i}{2N+1}$

Gringorten $F_n(x) = 1 - \frac{i-0,44}{N+0,12}$

Weibull
Intermedio
Gringorten

PRUEBA DE KOLMOGOROV

$D_n = max[F_n(x) - F(x)]$

$z = \sqrt{n}.D_n$

$P(z) = 1 - k(z)$

AJUSTE 1. Método de los momentos
AJUSTE 2. Método de la máxima verosimilitud
AJUSTE 3. Método de mínimos cuadrados con la distancia según una recta de pendiente contraria
AJUSTE 4. Método de mínimos cuadrados con la distancia según la normal

---

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos (n): 63

Serie	Nº de dato m	Registro x	Frecuencia Fn(x)	P. retorno T
56.0	1	159.00	0.9911	112.71
59.0	2	154.00	0.9753	40.46
103.0	3	147.00	0.9594	24.66
45.3	4	140.00	0.9436	17.73
89.5	5	137.00	0.9278	13.84
29.0	6	130.00	0.9119	11.35
38.8	7	121.00	0.8961	9.62
147.0	8	113.00	0.8802	8.35
95.5	9	110.60	0.8644	7.37
40.7	10	105.00	0.8485	6.60
78.0	11	103.00	0.8327	5.98
87.0	12	102.10	0.8169	5.46
46.5	13	102.00	0.8010	5.03
78.0	14	97.00	0.7852	4.65
48.5	15	95.50	0.7693	4.34
40.5	16	91.00	0.7535	4.06
113.0	17	89.50	0.7376	3.81
42.4	18	87.00	0.7218	3.59
47.6	19	87.00	0.7060	3.40
76.2	20	86.00	0.6901	3.23
64.1	21	83.00	0.6743	3.07
102.1	22	82.00	0.6584	2.93
110.6	23	78.00	0.6426	2.80
58	24	78.00	0.6267	2.68
48	25	76.20	0.6109	2.57
46	26	75.00	0.5951	2.47
61	27	70.00	0.5792	2.38
69	28	70.00	0.5634	2.29
32	29	69.00	0.5475	2.21
52	30	66.00	0.5317	2.14
40	31	65.00	0.5158	2.07
56	32	64.10	0.5000	2.00
83	33	64.00	0.4842	1.94
58	34	62.00	0.4683	1.88
86	35	61.00	0.4525	1.83
159	36	60.00	0.4366	1.78
87	37	59.00	0.4208	1.73
60	38	58.00	0.4049	1.68
97	39	58.00	0.3891	1.64
140	40	56.00	0.3733	1.60
82	41	56.00	0.3574	1.56
45	42	52.00	0.3416	1.52
102	43	48.50	0.3257	1.48
32	44	47.60	0.3099	1.45
64	45	47.50	0.2940	1.42
35	46	46.50	0.2782	1.39
28	47	45.70	0.2624	1.36
137	48	45.30	0.2465	1.33
75	49	45.00	0.2307	1.30
66	50	45.00	0.2148	1.27
91	51	44.00	0.1990	1.25
121	52	42.40	0.1831	1.22
70	53	40.70	0.1673	1.20
130	54	40.50	0.1515	1.18
45	55	40.00	0.1356	1.16
105	56	38.80	0.1198	1.14
36	57	38.00	0.1039	1.12
70	58	36.00	0.0881	1.10
44	59	35.00	0.0722	1.08
62	60	32.00	0.0564	1.06
38	61	32.00	0.0406	1.04
154	62	29.00	0.0247	1.03
65	63	28.00	0.0089	1.01

Parámetros de la serie

Media x	D. Típica s
72.48	32.91

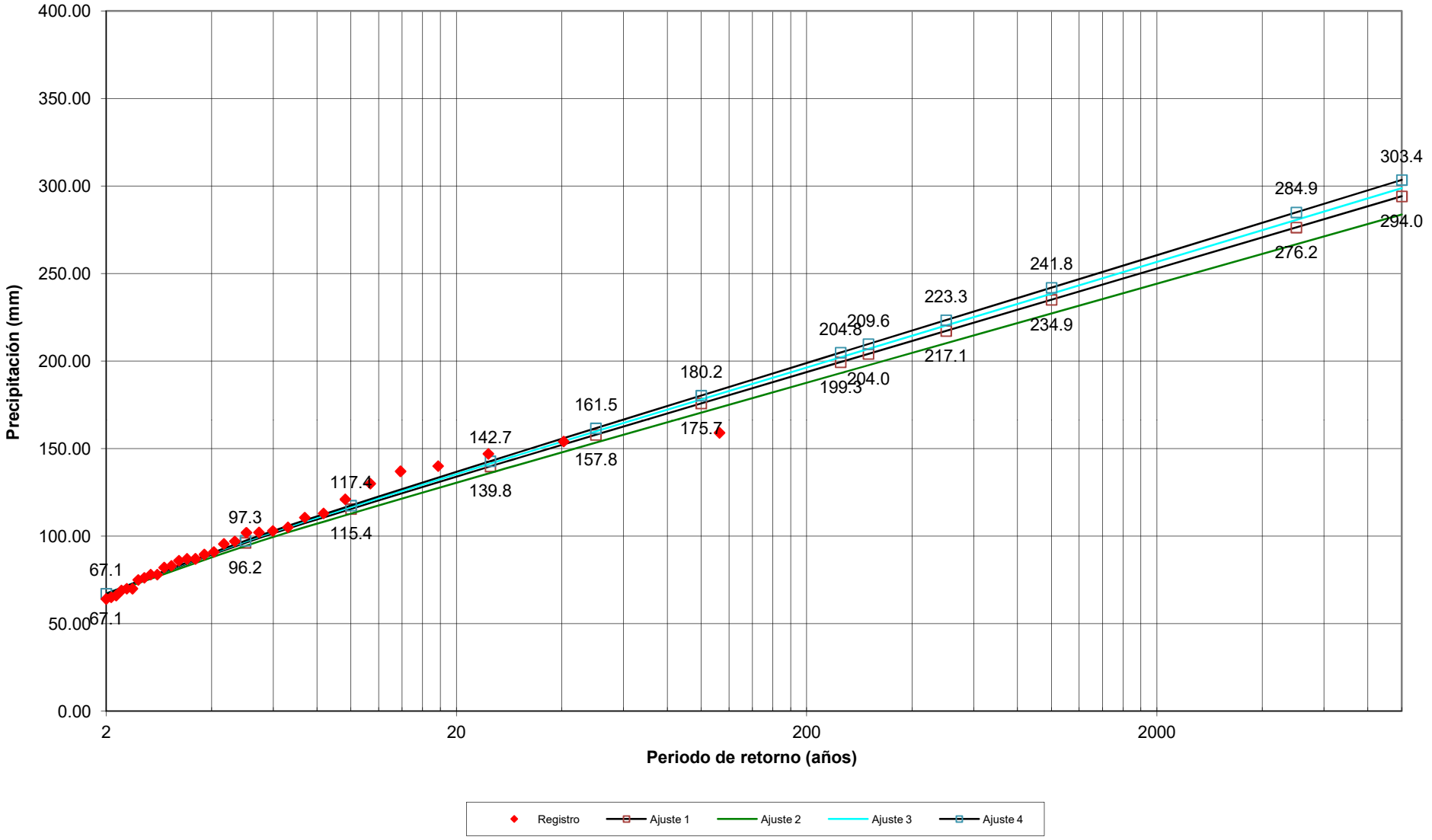
Parámetros del ajuste / **Prueba de Kolmogorov**

Ajuste	Alfa	Beta	Dmax	z	P(z)
	0.03897	57.67151	0.08872	0.70419	0.70420
	0.04074	57.56877	0.09285	0.73699	0.64908
	0.03820	57.56877	0.08495	0.67425	0.75351
	0.03742	57.25904	0.07852	0.62320	0.83009

P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste 1 x	Ajuste 2 x	Ajuste 3 x	Ajuste 4 x
2	0.5000	67.077	66.564	67.164	67.054
5	0.8000	96.163	94.382	96.838	97.343
10	0.9000	115.421	112.800	116.484	117.398
25	0.9600	139.753	136.072	141.307	142.736
50	0.9800	157.804	153.335	159.722	161.534
100	0.9900	175.721	170.472	178.002	180.193
250	0.9960	199.313	193.035	202.069	204.760
300	0.9967	204.000	197.518	206.851	209.642
500	0.9980	217.126	210.072	220.242	223.311
1000	0.9990	234.927	227.096	238.402	241.848
5000	0.9998	276.239	266.607	280.548	284.869
10000	0.9999	294.028	283.620	298.696	303.394

P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste 1 x	Ajuste 2 x	Ajuste 3 x	Ajuste 4 x
100	0.99	175.721337	170.471937	178.001672	180.192835

Ajuste estadístico a la distribución de Gumbel
Estación 8457-VILA-REAL



AJUSTE A UNA DISTRIBUCION EXTREMAL TIPO LOG-PEARSON III

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 63

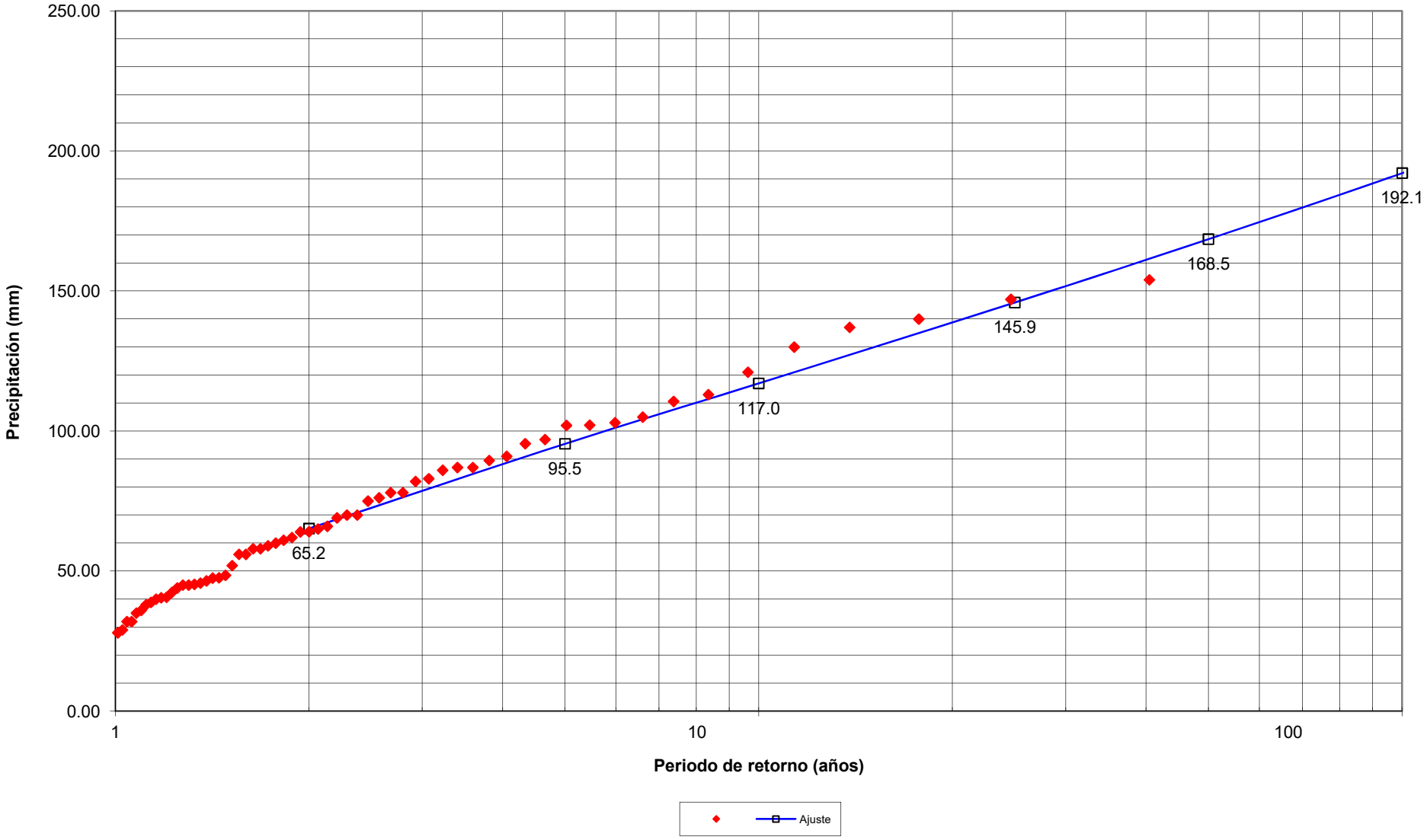
Serie	Nº de dato	Registro	Frecuencia	T Equivalente
56.0	1	159.00	0.991128	112.71
59.0	2	154.00	0.975285	40.46
103.0	3	147.00	0.959442	24.66
45.3	4	140.00	0.943599	17.73
89.5	5	137.00	0.927757	13.84
29.0	6	130.00	0.911914	11.35
38.8	7	121.00	0.896071	9.62
147.0	8	113.00	0.880228	8.35
95.5	9	110.60	0.864385	7.37
40.7	10	105.00	0.848542	6.60
78.0	11	103.00	0.832700	5.98
87.0	12	102.10	0.816857	5.46
46.5	13	102.00	0.801014	5.03
78.0	14	97.00	0.785171	4.65
48.5	15	95.50	0.769328	4.34
40.5	16	91.00	0.753485	4.06
113.0	17	89.50	0.737643	3.81
42.4	18	87.00	0.721800	3.59
47.6	19	87.00	0.705957	3.40
76.2	20	86.00	0.690114	3.23
64.1	21	83.00	0.674271	3.07
102.1	22	82.00	0.658428	2.93
110.6	23	78.00	0.642586	2.80
58	24	78.00	0.626743	2.68
48	25	76.20	0.610900	2.57
46	26	75.00	0.595057	2.47
61	27	70.00	0.579214	2.38
69	28	70.00	0.563371	2.29
32	29	69.00	0.547529	2.21
52	30	66.00	0.531686	2.14
40	31	65.00	0.515843	2.07
56	32	64.10	0.500000	2.00
83	33	64.00	0.484157	1.94
58	34	62.00	0.468314	1.88
86	35	61.00	0.452471	1.83
159	36	60.00	0.436629	1.78
87	37	59.00	0.420786	1.73
60	38	58.00	0.404943	1.68
97	39	58.00	0.389100	1.64
140	40	56.00	0.373257	1.60
82	41	56.00	0.357414	1.56
45	42	52.00	0.341572	1.52
102	43	48.50	0.325729	1.48
32	44	47.60	0.309886	1.45
64	45	47.50	0.294043	1.42
35	46	46.50	0.278200	1.39
28	47	45.70	0.262357	1.36
137	48	45.30	0.246515	1.33
75	49	45.00	0.230672	1.30
66	50	45.00	0.214829	1.27
91	51	44.00	0.198986	1.25
121	52	42.40	0.183143	1.22
70	53	40.70	0.167300	1.20
130	54	40.50	0.151458	1.18
45	55	40.00	0.135615	1.16
105	56	38.80	0.119772	1.14
36	57	38.00	0.103929	1.12
70	58	36.00	0.088086	1.10
44	59	35.00	0.072243	1.08
62	60	32.00	0.056401	1.06
38	61	32.00	0.040558	1.04
154	62	29.00	0.024715	1.03
65	63	28.00	0.008872	1.01

Media	Desviacion	Sesgo
1.817	0.194	0.11311

T	Frecuencia	Ajuste
2.00	0.5000	65.189
5.00	0.8000	95.458
10.00	0.9000	117.022
25.00	0.9600	145.883
50.00	0.9800	168.519
100.00	0.9900	192.091
250.00	0.9960	224.712
300.00	0.9967	231.416
500.00	0.9980	251.282
1000.00	0.9990	278.954
5000.00	0.9998	348.126
10000.00	0.9999	381.838

T	Frecuencia	Ajuste
200.00	0.9950	216.771

Ajuste estadístico a la distribución Log Pearson tipo III
Estación 8457-VILA-REAL



AJUSTE A UNA DISTRIBUCION EXTREMAL TIPO SQRT- ET POR EL METODO DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN SQRT

$$F(x) = e^{-\lambda\,(1+\sqrt{\beta\,x}).\,e^{-\sqrt{\beta\,x}}}$$

$$F_n(x) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

PRUEBA DE KOLMOGOROV

$$D_n = max\left[F_n(x) - F(x)\right]$$

$$z = \sqrt{n}.D_n$$

$$P(z) = 1 - k(z)$$

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos (n): 63

Serie	Nº de dato m	Registro x	Frecuencia Fn(x)	P. retorno T
56.0	1	159.00	0.9844	64.00
59.0	2	154.00	0.9688	32.00
103.0	3	147.00	0.9531	21.33
45.3	4	140.00	0.9375	16.00
89.5	5	137.00	0.9219	12.80
29.0	6	130.00	0.9063	10.67
38.8	7	121.00	0.8906	9.14
147.0	8	113.00	0.8750	8.00
95.5	9	110.60	0.8594	7.11
40.7	10	105.00	0.8438	6.40
78.0	11	103.00	0.8281	5.82
87.0	12	102.10	0.8125	5.33
46.5	13	102.00	0.7969	4.92
78.0	14	97.00	0.7813	4.57
48.5	15	95.50	0.7656	4.27
40.5	16	91.00	0.7500	4.00
113.0	17	89.50	0.7344	3.76
42.4	18	87.00	0.7188	3.56
47.6	19	87.00	0.7031	3.37
76.2	20	86.00	0.6875	3.20
64.1	21	83.00	0.6719	3.05
102.1	22	82.00	0.6563	2.91
110.6	23	78.00	0.6406	2.78
58	24	78.00	0.6250	2.67
48	25	76.20	0.6094	2.56
46	26	75.00	0.5938	2.46
61	27	70.00	0.5781	2.37
69	28	70.00	0.5625	2.29
32	29	69.00	0.5469	2.21
52	30	66.00	0.5313	2.13
40	31	65.00	0.5156	2.06
56	32	64.10	0.5000	2.00
83	33	64.00	0.4844	1.94
58	34	62.00	0.4688	1.88
86	35	61.00	0.4531	1.83
159	36	60.00	0.4375	1.78
87	37	59.00	0.4219	1.73
60	38	58.00	0.4063	1.68
97	39	58.00	0.3906	1.64
140	40	56.00	0.3750	1.60
82	41	56.00	0.3594	1.56
45	42	52.00	0.3438	1.52
102	43	48.50	0.3281	1.49
32	44	47.60	0.3125	1.45
64	45	47.50	0.2969	1.42
35	46	46.50	0.2813	1.39
28	47	45.70	0.2656	1.36
137	48	45.30	0.2500	1.33
75	49	45.00	0.2344	1.31
66	50	45.00	0.2188	1.28
91	51	44.00	0.2031	1.25
121.0	52	42.40	0.1875	1.23
70.0	53	40.70	0.1719	1.21
130.0	54	40.50	0.1563	1.19
45.0	55	40.00	0.1406	1.16
105.0	56	38.80	0.1250	1.14
36.0	57	38.00	0.1094	1.12
70.00	58	36.00	0.0938	1.10
44.00	59	35.00	0.0781	1.08
62.00	60	32.00	0.0625	1.07
38.00	61	32.00	0.0469	1.05
154.00	62	29.00	0.0313	1.03
65.00	63	28.00	0.0156	1.02

Parámetros de la serie

Media *	D. Tipica s
72.48	32.91

Parámetros del ajuste

Lambda	Beta
43.52915	0.58000

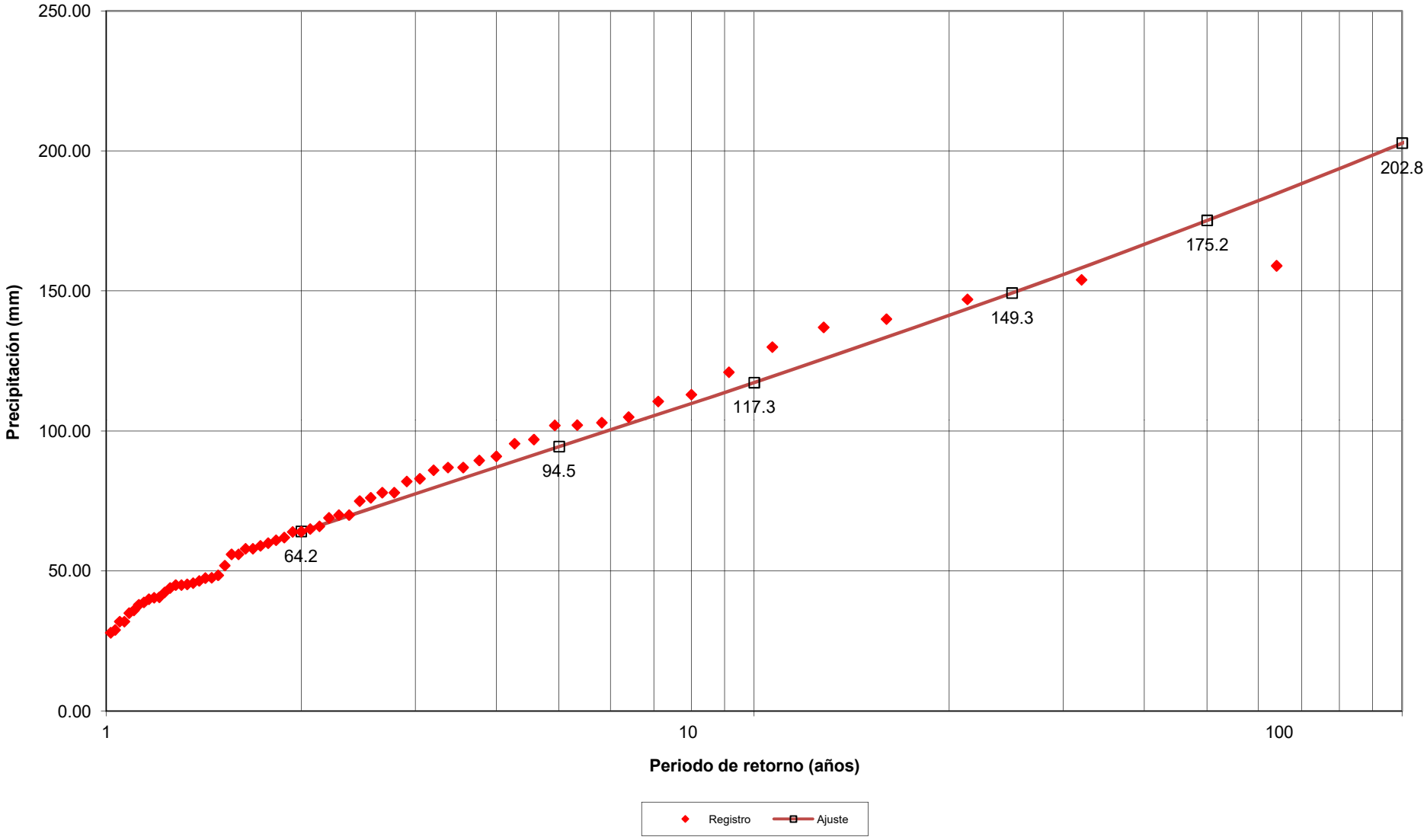
Prueba de Kolmogorov

Dmax	z	P(z)
0.07262	0.57643	0.89378

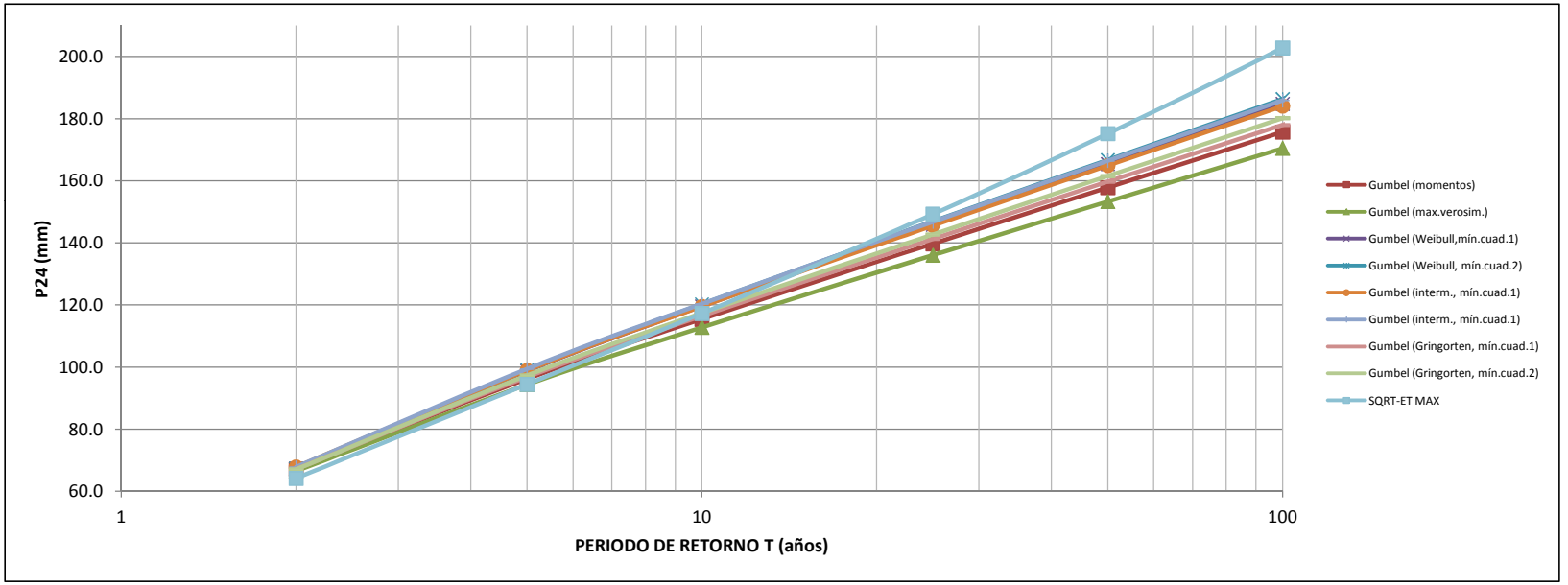
P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste x
2.00	0.5000	64.156
5.00	0.8000	94.460
10.00	0.9000	117.299
25.00	0.9600	149.267
50.00	0.9800	175.203
100.00	0.9900	202.803
250.00	0.9960	241.941
300.00	0.9967	250.094
500.00	0.9980	273.589
1000.00	0.9990	307.005
5000.00	0.9998	391.420
10000.00	0.9999	430.709

P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste 1 x
200.00	0.9950	1.724

Ajuste estadístico a la distribución SQRT
Estación 8457-VILA-REAL

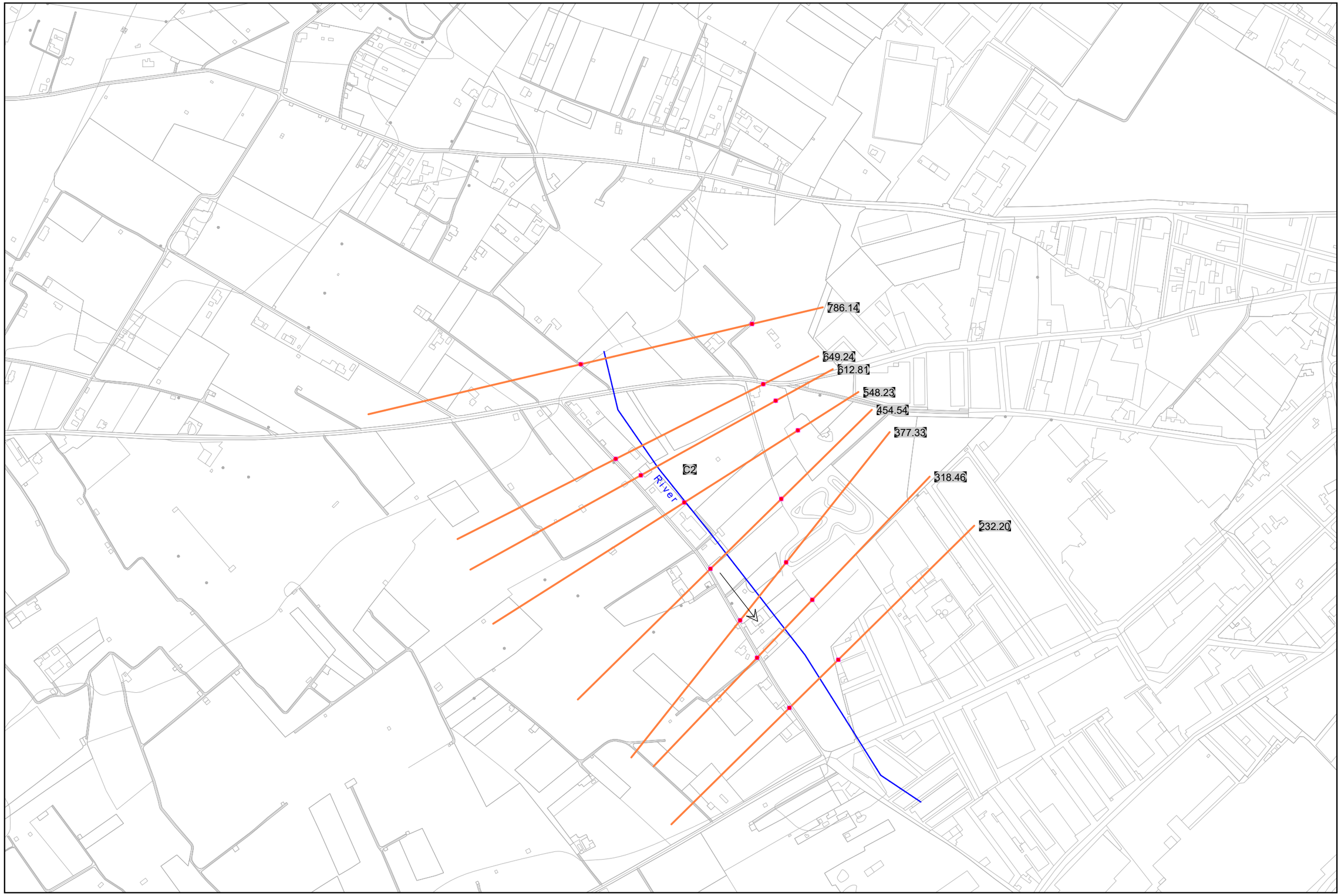


Periodo de retorno	Frecuencia	GUMBEL		GUMBEL (Weibull)		GUMBEL (intermed.)		GUMBEL (Gingorten)		SQRT-ET MAX	
		(momentos)	(max.vero-similitud)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)		
T (años)	F(x)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	*VALOR SELECC.*
2	0.50000	67.1	66.6	67.3	67.2	67.9	67.8	67.2	67.1	64.2	*66.91*
5	0.80000	96.2	94.4	98.8	99.1	99.0	99.4	96.8	97.3	94.5	*97.27*
10	0.90000	115.4	112.8	119.6	120.2	119.6	120.3	116.5	117.4	117.3	*117.68*
25	0.96000	139.8	136.1	145.9	146.9	145.6	146.8	141.3	142.7	149.3	*143.81*
50	0.98000	157.8	153.3	165.4	166.7	164.9	166.4	159.7	161.5	175.2	*163.44*
100	0.99000	175.7	170.5	184.8	186.3	184.1	185.9	178.0	180.2	202.8	*183.14*
250	0.99600	199.3	193.0	210.3	212.2	209.3	211.5	202.1	204.8	241.9	*209.38*
300	0.99667	204.0	197.5	215.3	217.3	214.3	216.6	206.9	209.6	250.1	*214.63*
500	0.99800	217.1	210.1	229.5	231.7	228.4	230.9	220.2	223.3	273.6	*229.43*
1,000	0.99900	234.9	227.1	248.8	251.2	247.4	250.2	238.4	241.8	307.0	*249.66*
5,000	0.99980	276.2	266.6	293.4	296.5	291.6	295.1	280.5	284.9	391.4	*297.37*
10,000	0.99990	294.0	283.6	312.7	316.0	310.6	314.5	298.7	303.4	430.7	*318.25*

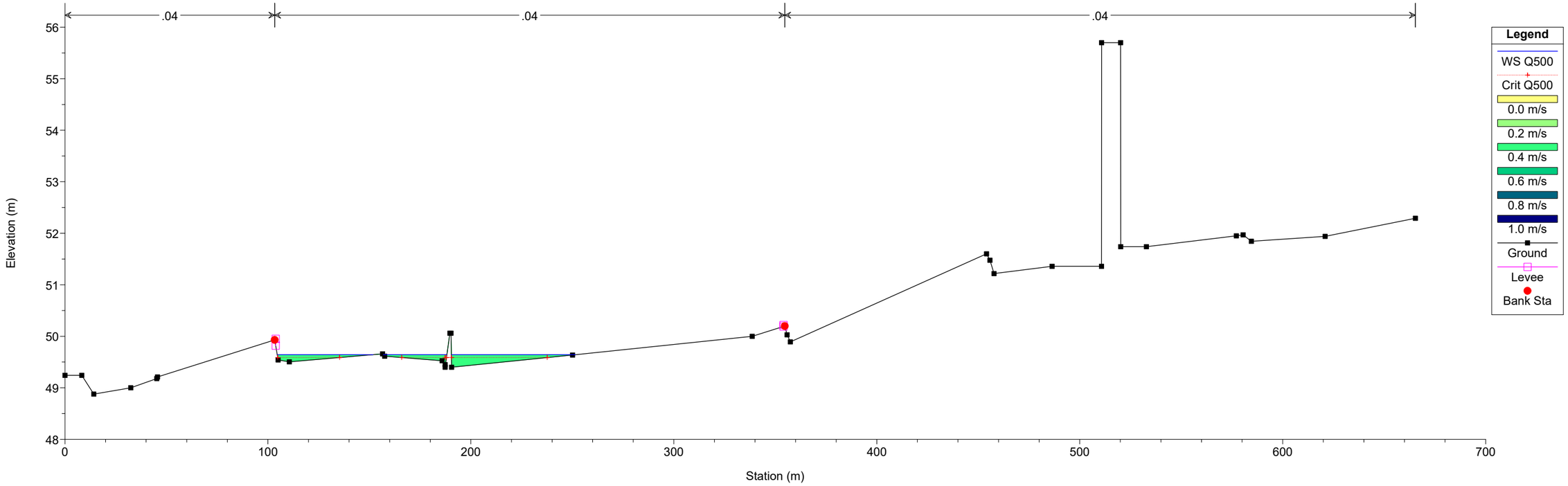


APÉNDICE 4. SECCIONES DE HEC-RAS

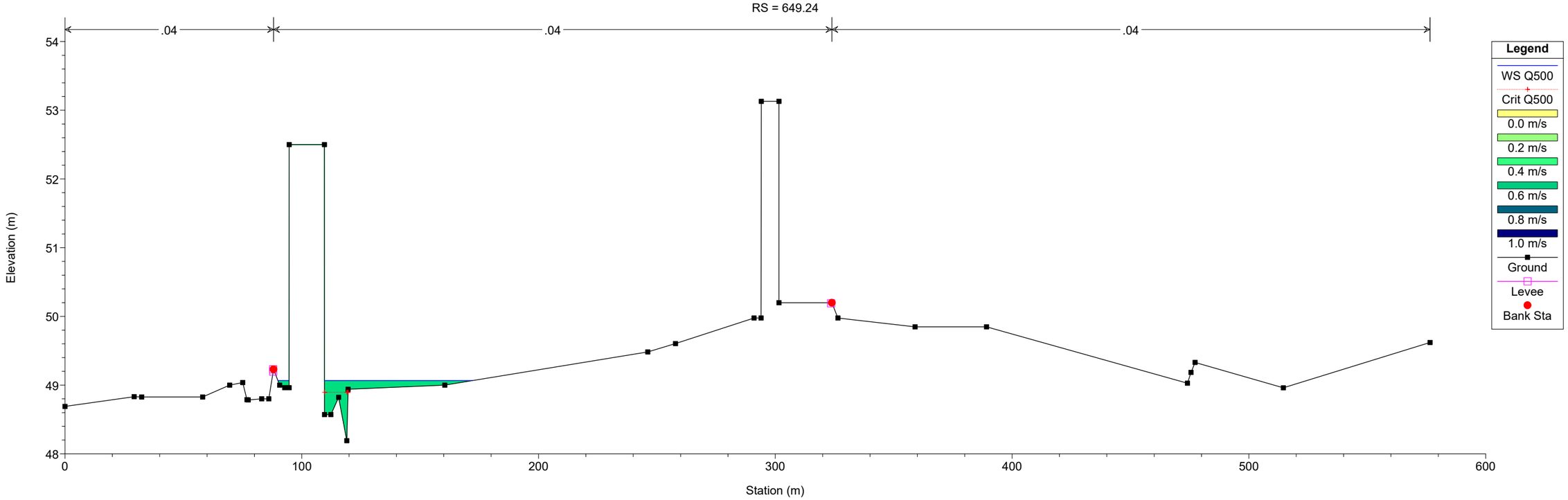
SITUACIÓN ACTUAL



Situ_actual_V7
RS = 786.14

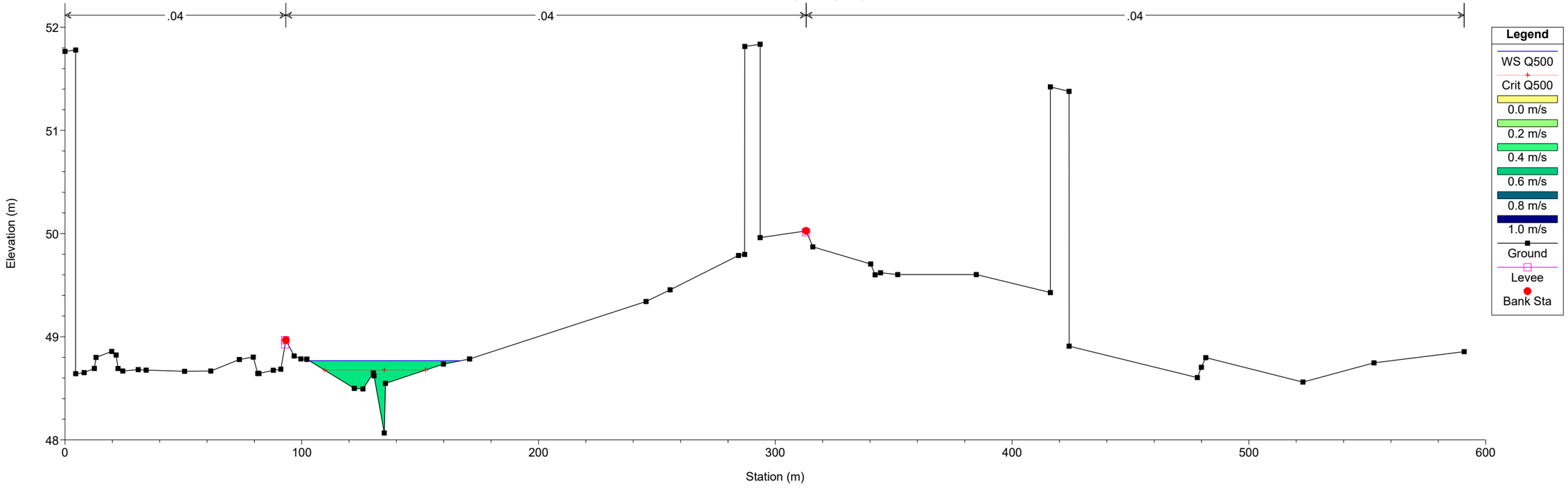


Situ_actual_V7
RS = 649.24



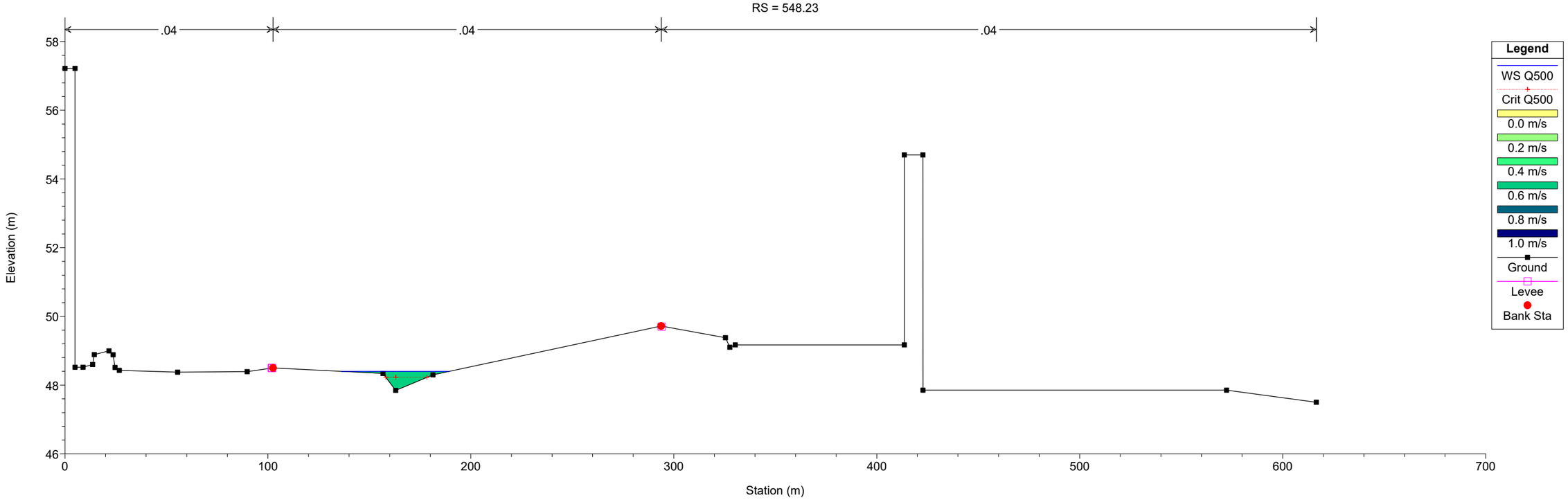
Situ_actual_V7

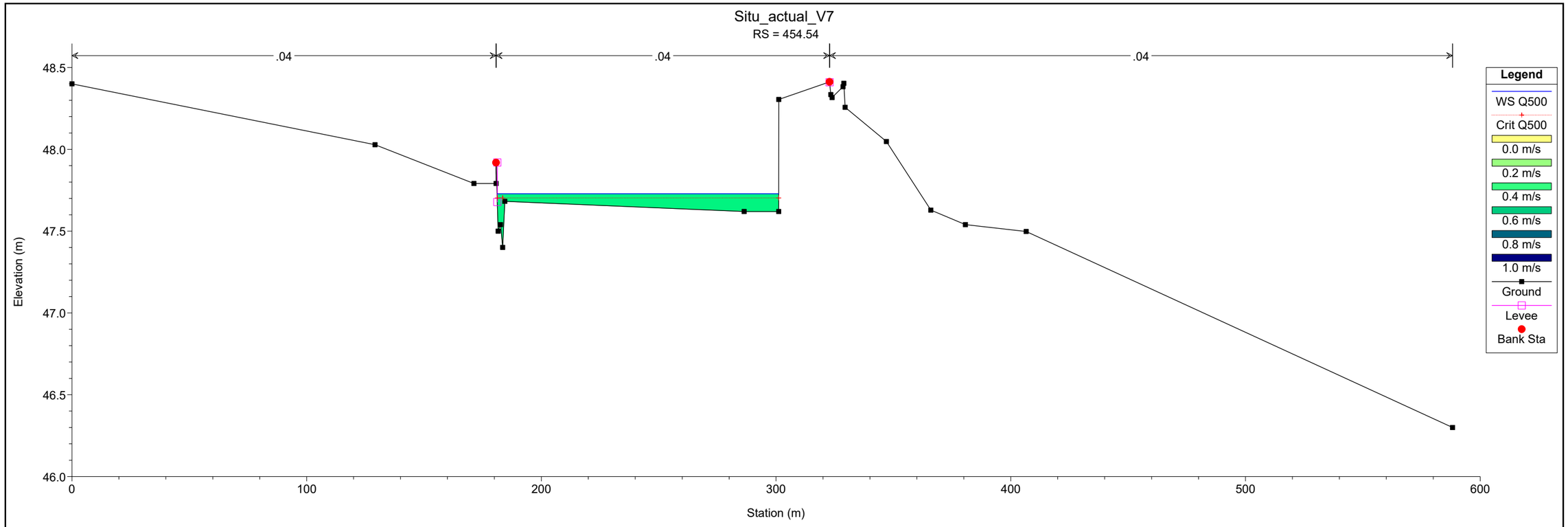
RS = 612.81 XS interpolada para puente

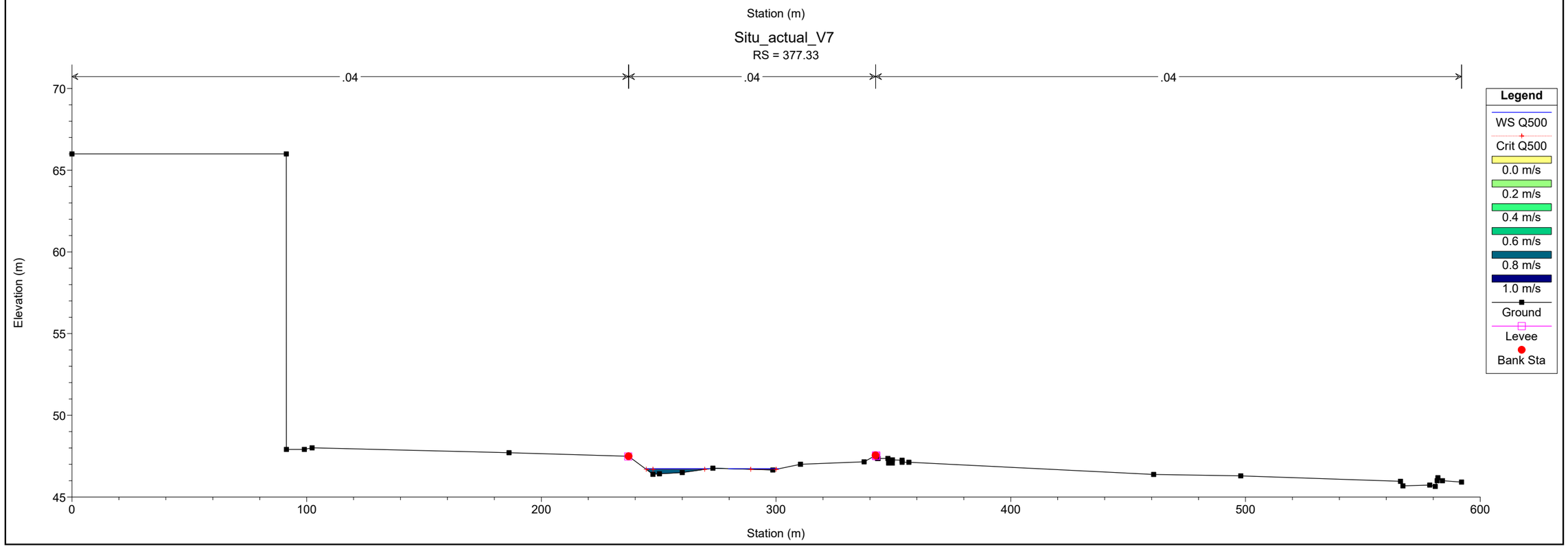


Situ_actual_V7

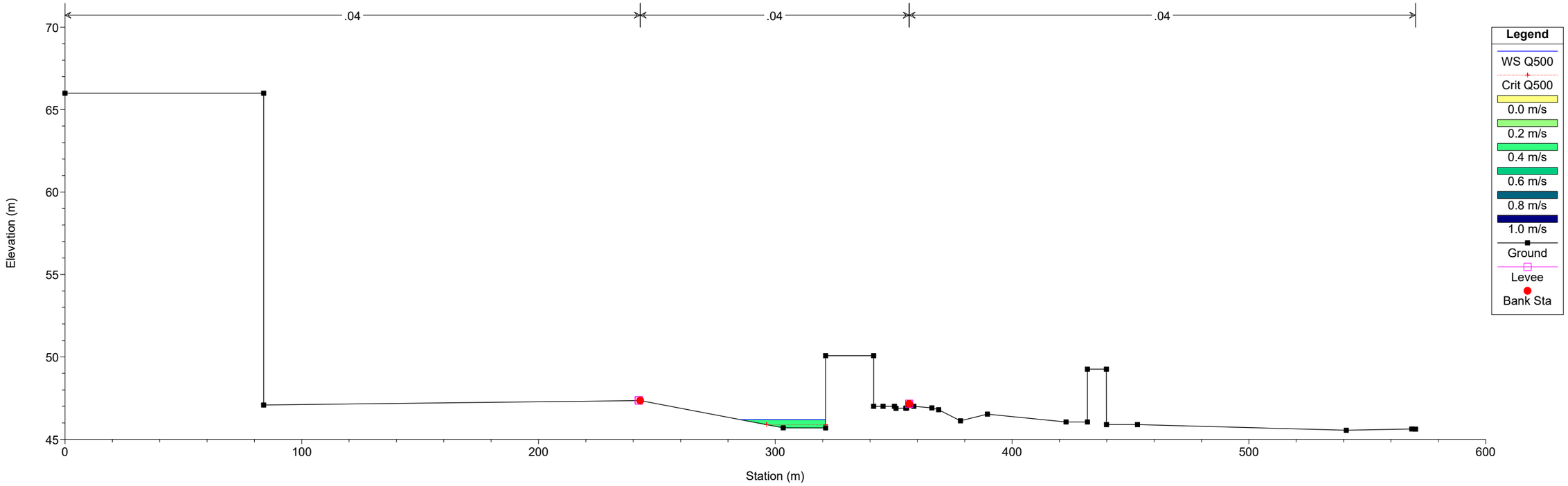
RS = 548.23



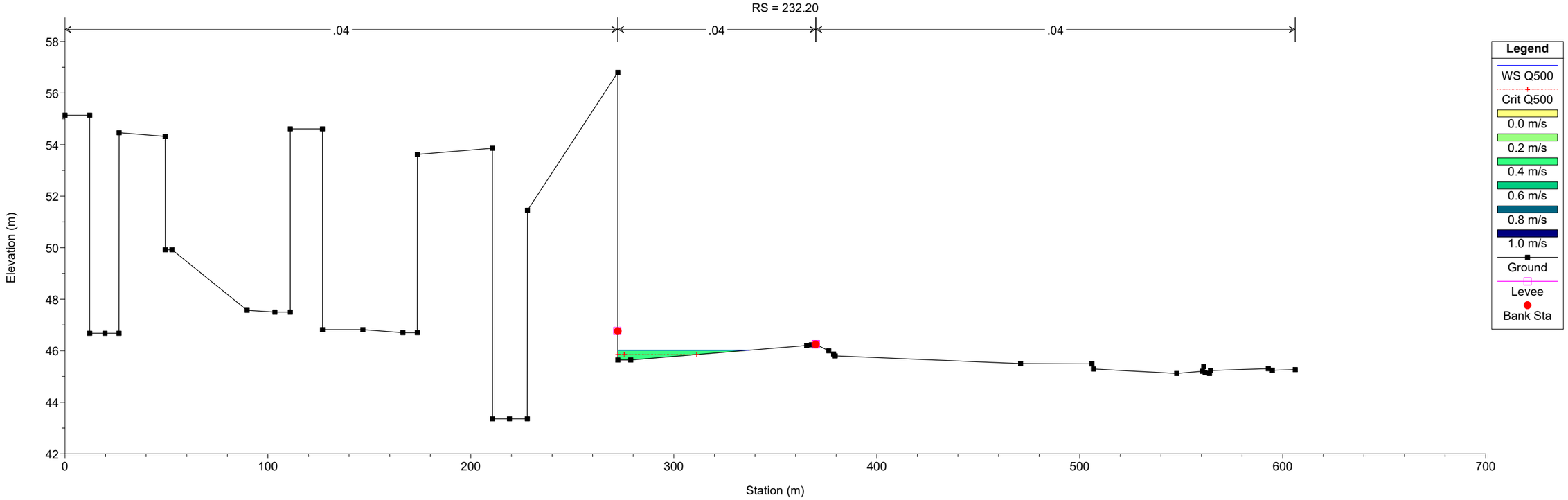

Situ_actual_V7
RS = 454.54
.04
.04
.04
48.5
48.0
47.5
47.0
46.5
46.0
Elevation (m)
0
100
200
300
400
500
600
Station (m)
Legend
WS Q500
Crit Q500
0.0 m/s
0.2 m/s
0.4 m/s
0.6 m/s
0.8 m/s
1.0 m/s
Ground
Levee
Bank Sta


Situ_actual_V7
RS = 377.33
.04
.04
.04
70
65
60
55
50
45
Elevation (m)
0
100
200
300
400
500
600
Station (m)
Legend
WS Q500
Crit Q500
0.0 m/s
0.2 m/s
0.4 m/s
0.6 m/s
0.8 m/s
1.0 m/s
Ground
Levee
Bank Sta

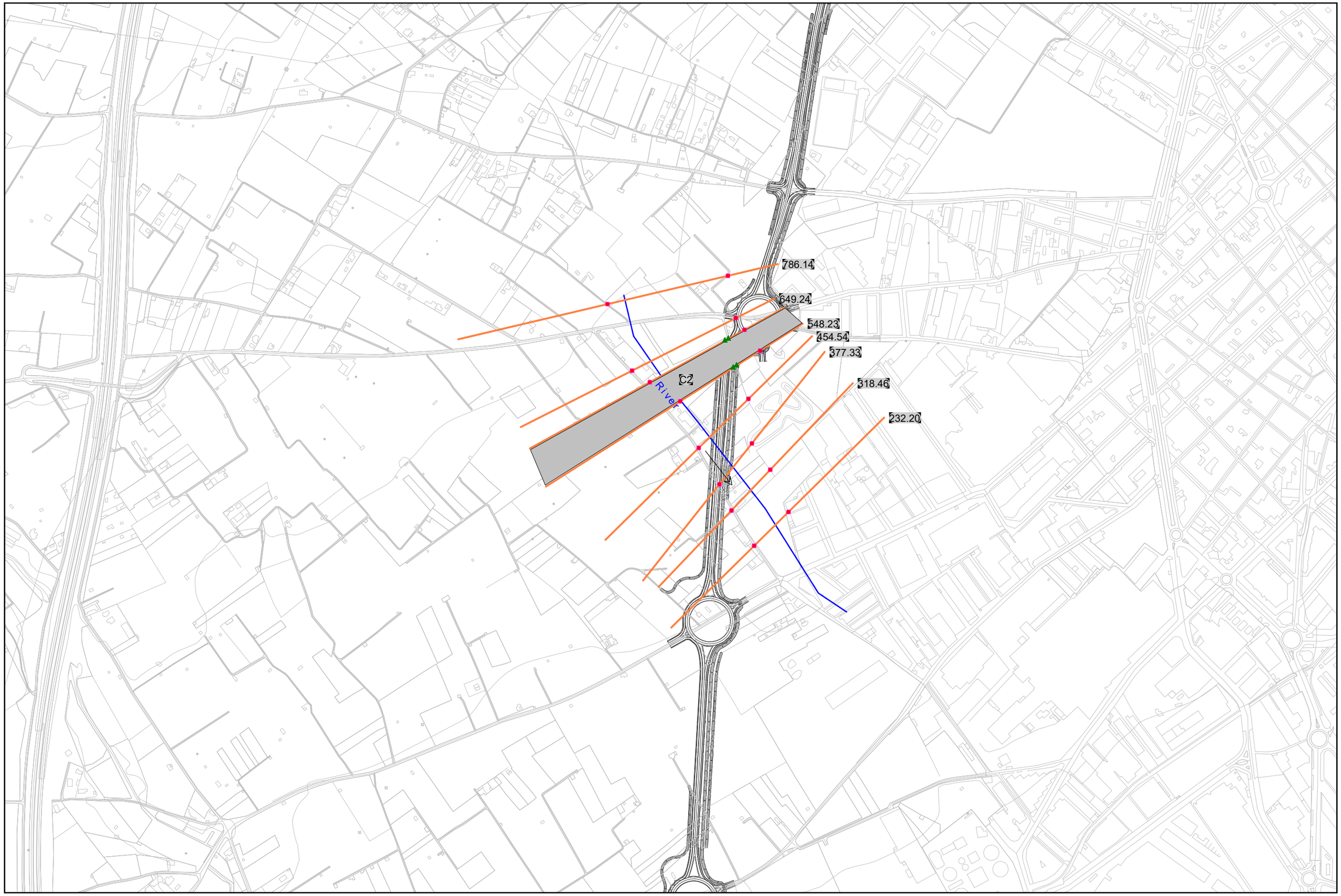
Situ_actual_V7
RS = 318.46



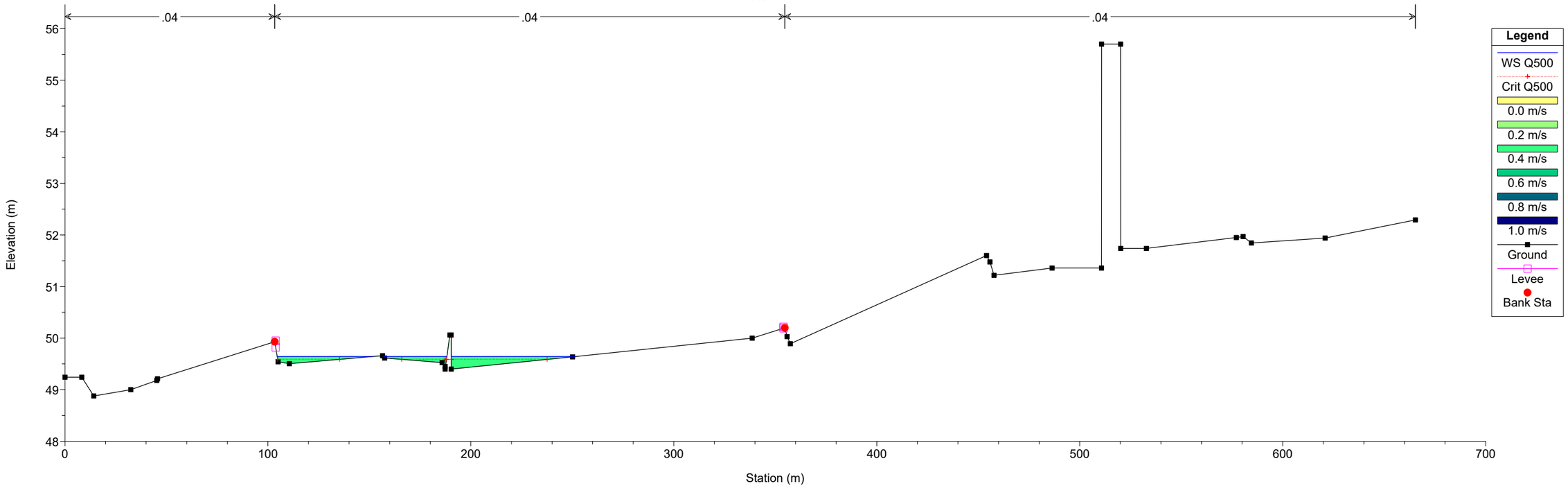
Situ_actual_V7
RS = 232.20



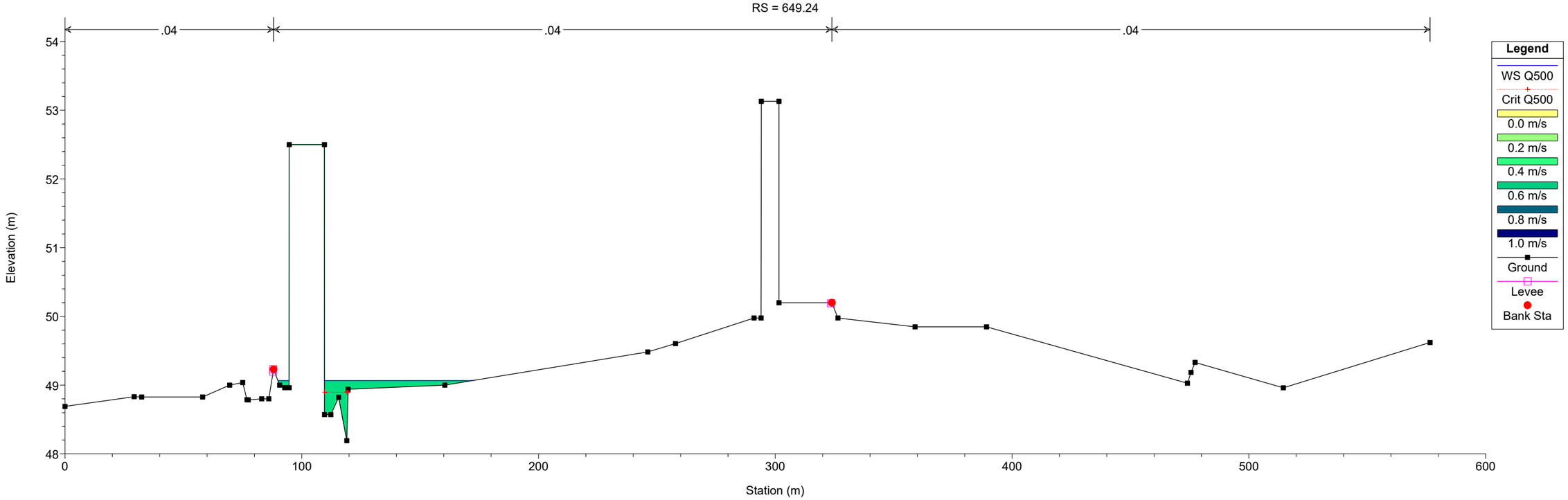
SITUACIÓN FUTURA



Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 786.14

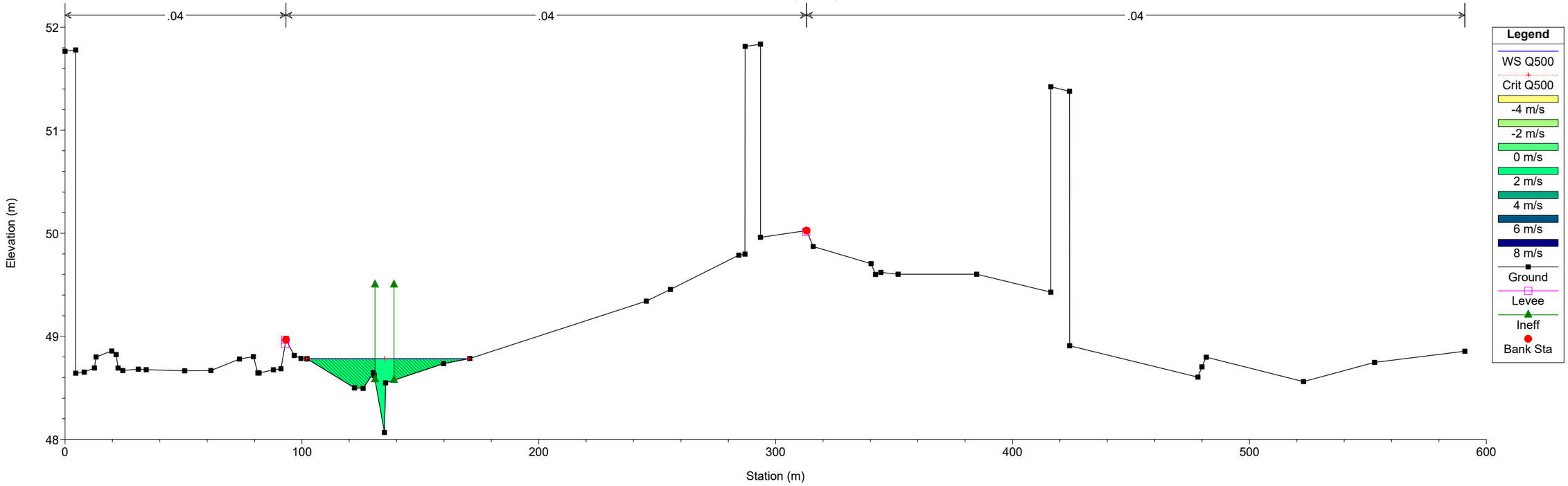


Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 649.24



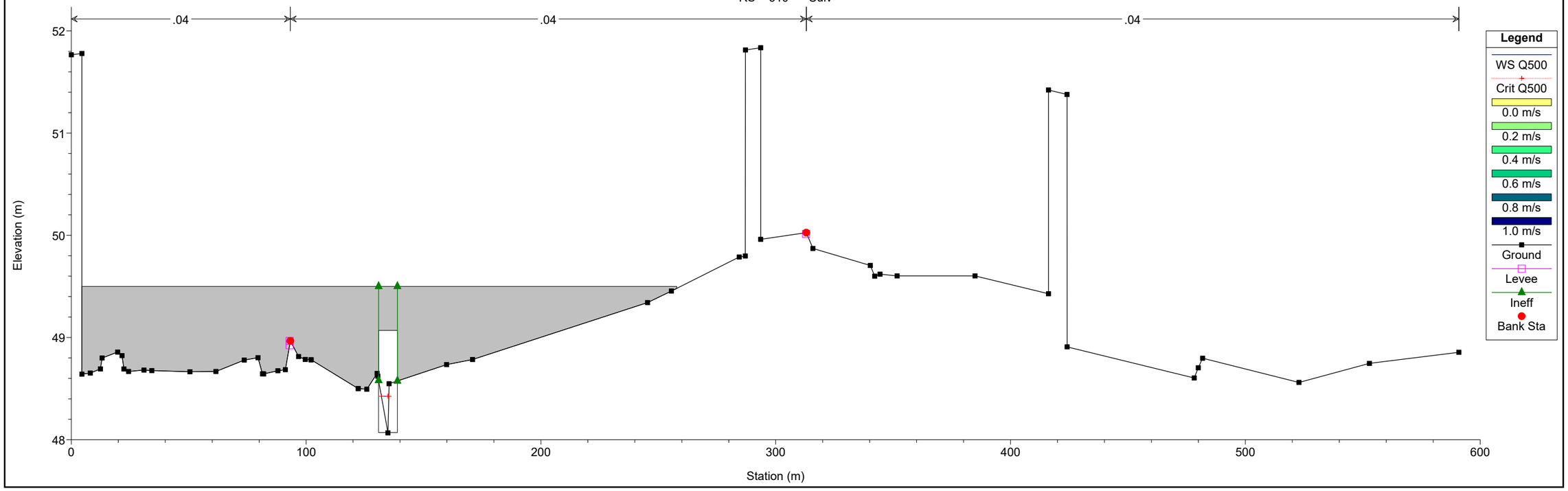
Sit_Fut_Ed6_8Mancho

RS = 612.81 XS interpolada para culvert

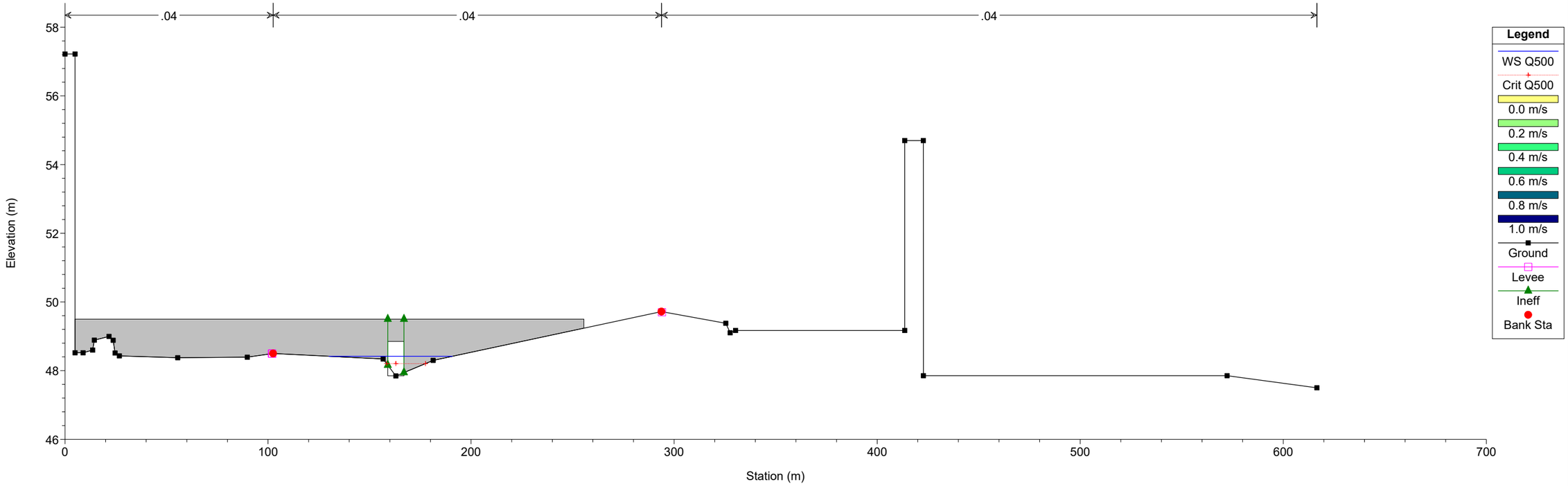


Sit_Fut_Ed6_8Mancho

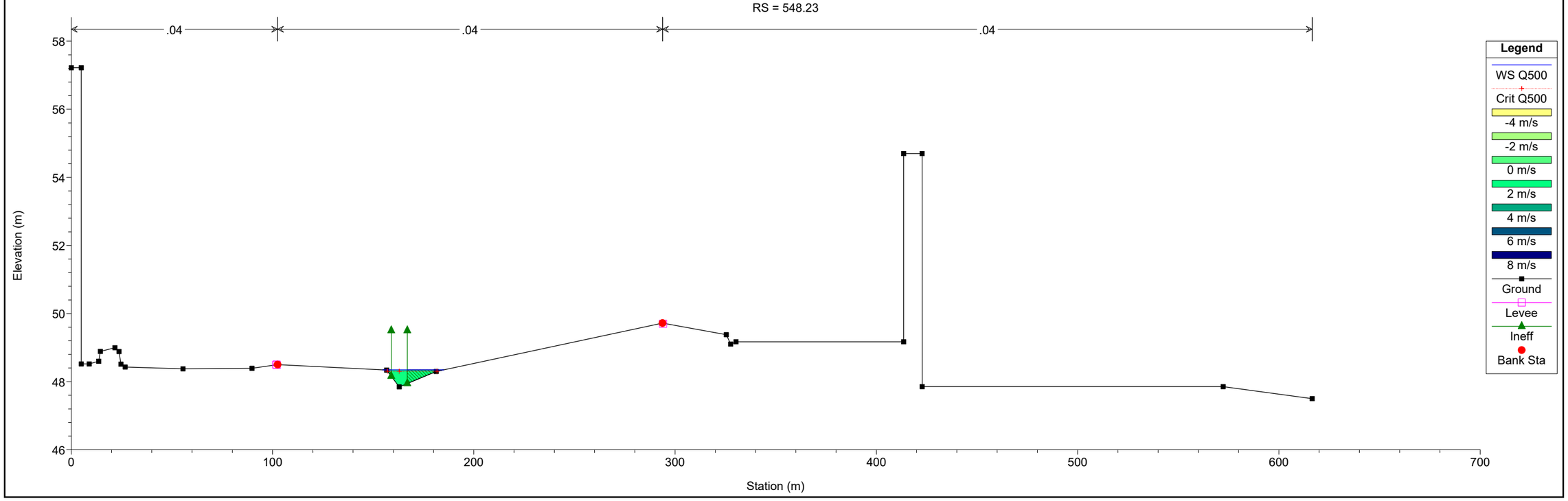
RS = 610 Culv

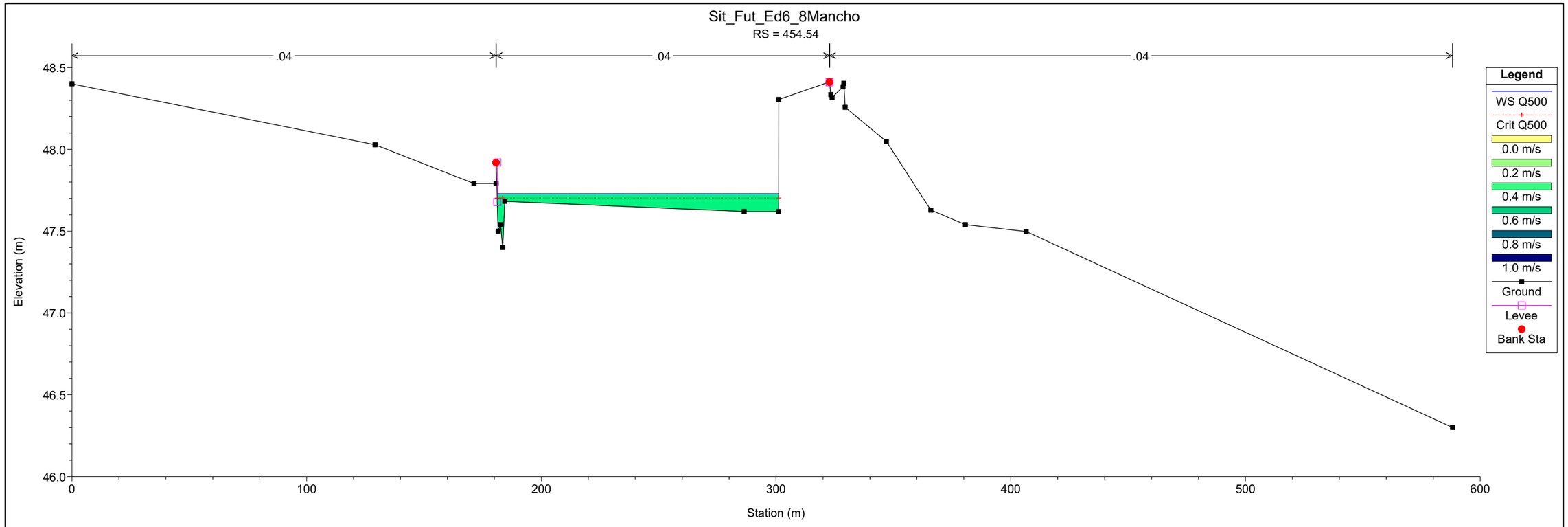


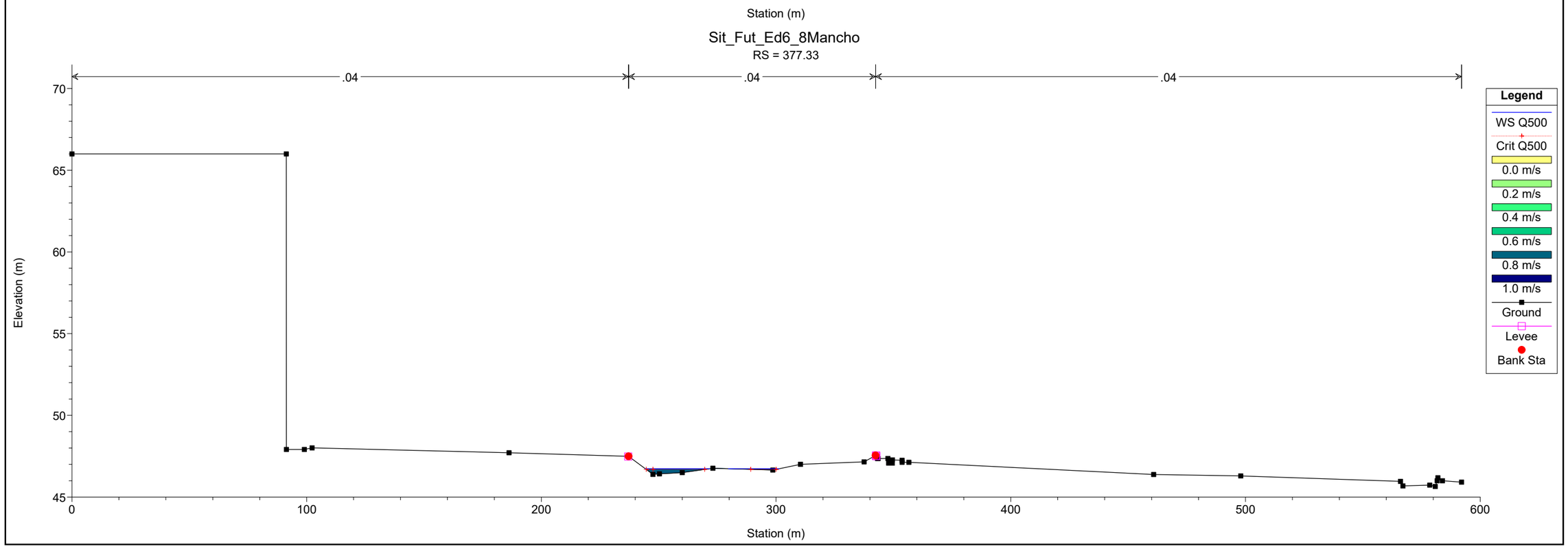
Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 610 Culv



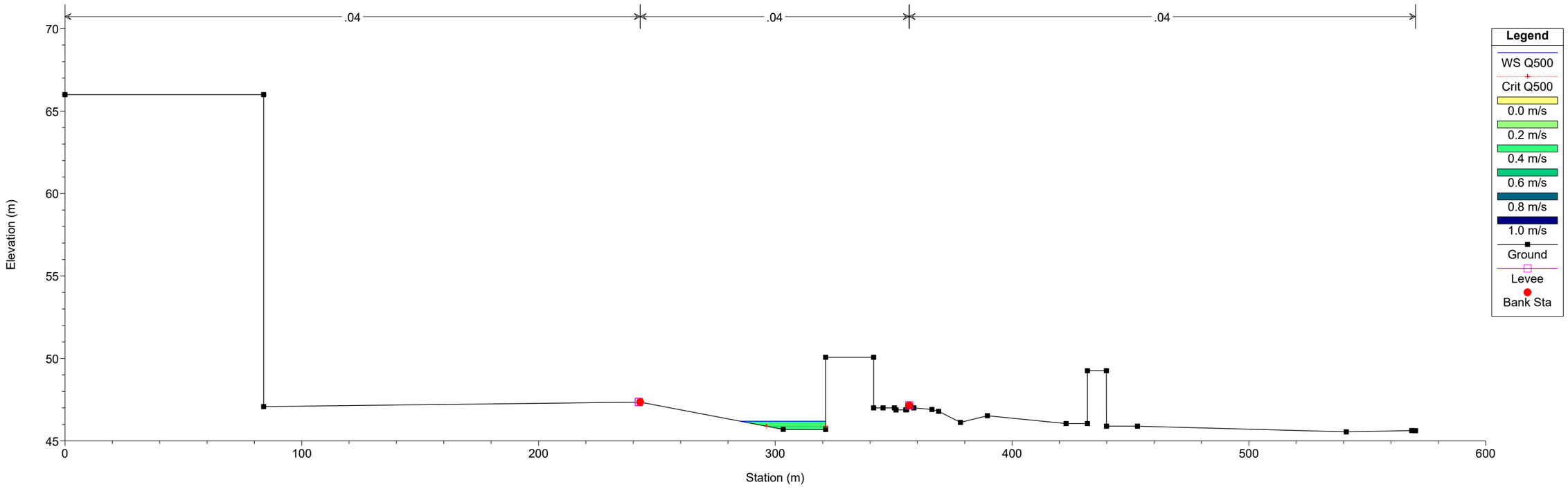
Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 548.23



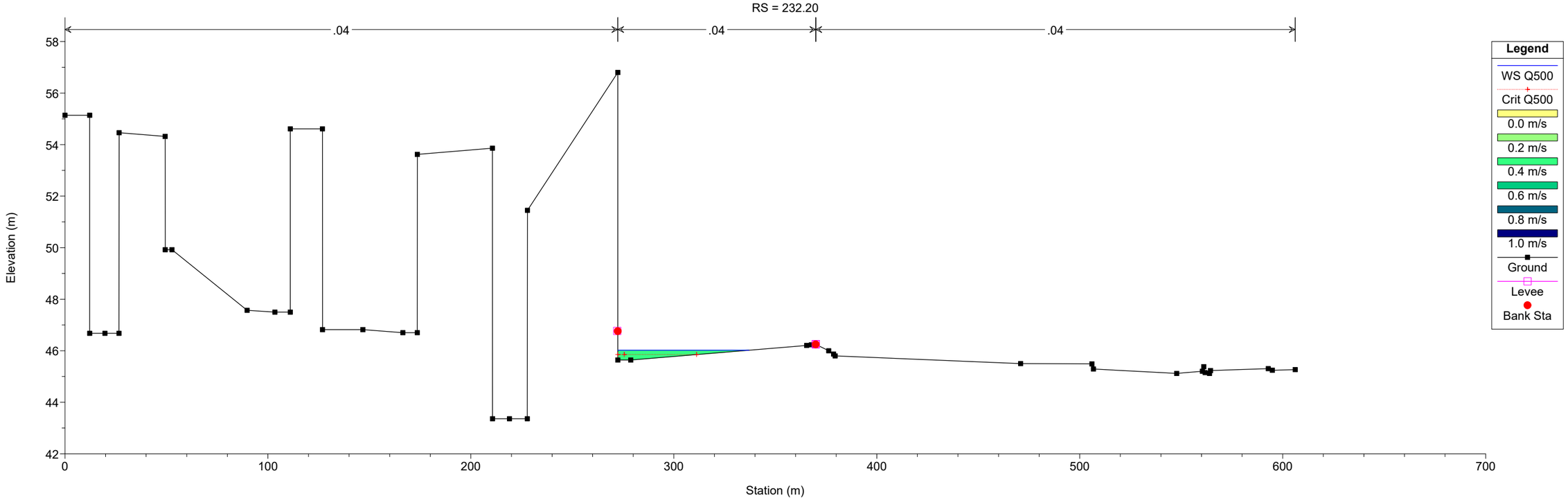

Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 454.54
.04
.04
.04
48.5
48.0
47.5
47.0
46.5
46.0
Elevation (m)
0
100
200
300
400
500
600
Station (m)
Legend
WS Q500
Crit Q500
0.0 m/s
0.2 m/s
0.4 m/s
0.6 m/s
0.8 m/s
1.0 m/s
Ground
Levee
Bank Sta


Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 377.33
.04
.04
.04
70
65
60
55
50
45
Elevation (m)
0
100
200
300
400
500
600
Station (m)
Legend
WS Q500
Crit Q500
0.0 m/s
0.2 m/s
0.4 m/s
0.6 m/s
0.8 m/s
1.0 m/s
Ground
Levee
Bank Sta

Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 318.46



Sit_Fut_Ed6_8Mancho
RS = 232.20



PLANOS



EMPRESA CONTULTORA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	Nº PLANO
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN ACTUAL T = 25 AÑOS	1 HOJA 1 DE 1



EMPRESA CONTULTORA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	Nº PLANO
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN ACTUAL T = 100 AÑOS	2 HOJA 1 DE 1



EMPRESA CONTULTORA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN ACTUAL T = 500 AÑOS	Nº PLANO 3 HOJA 1 DE 1



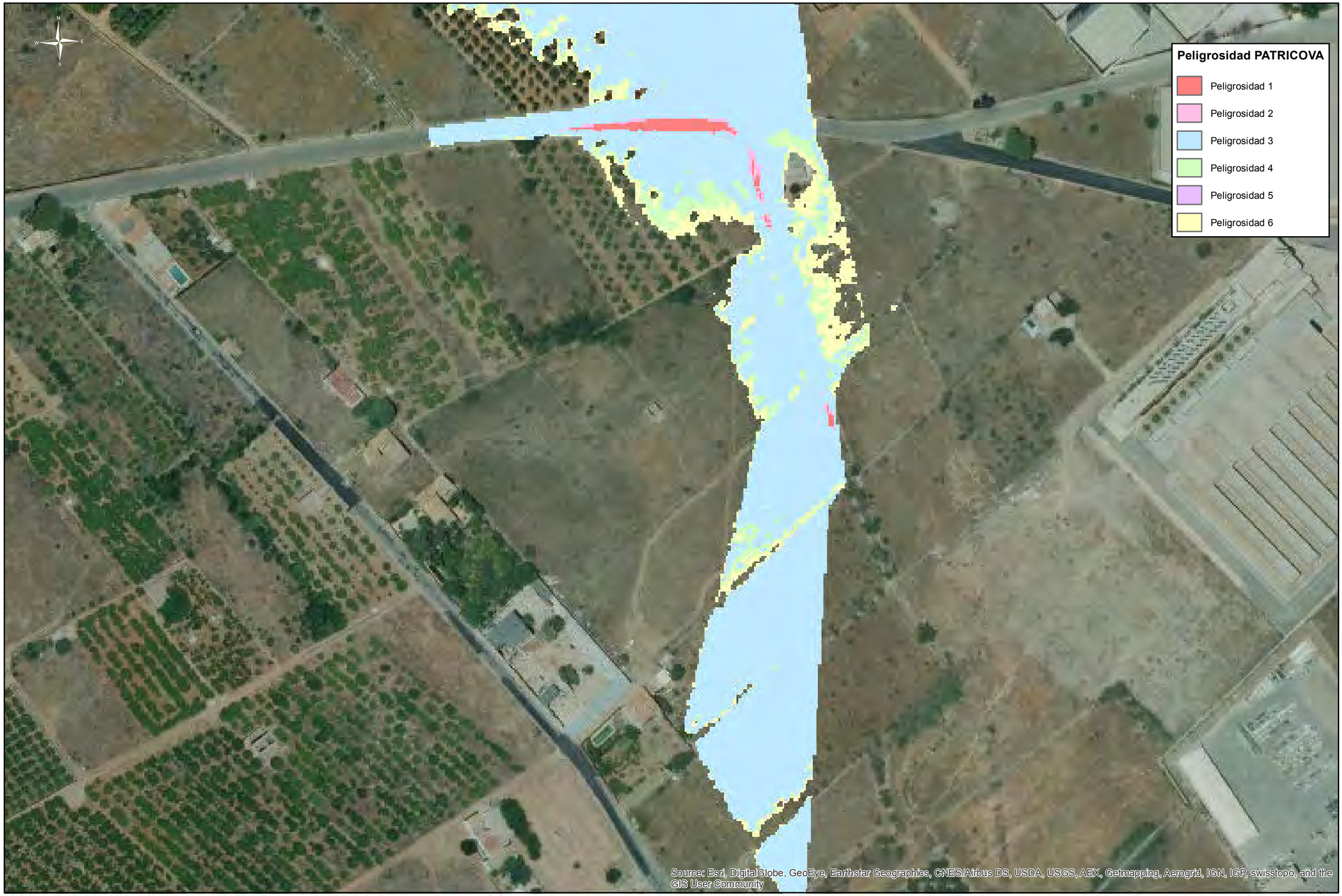
EMPRESA CONSULTORA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN FUTURA T = 25 AÑOS	Nº PLANO 4 HOJA 1 DE 1



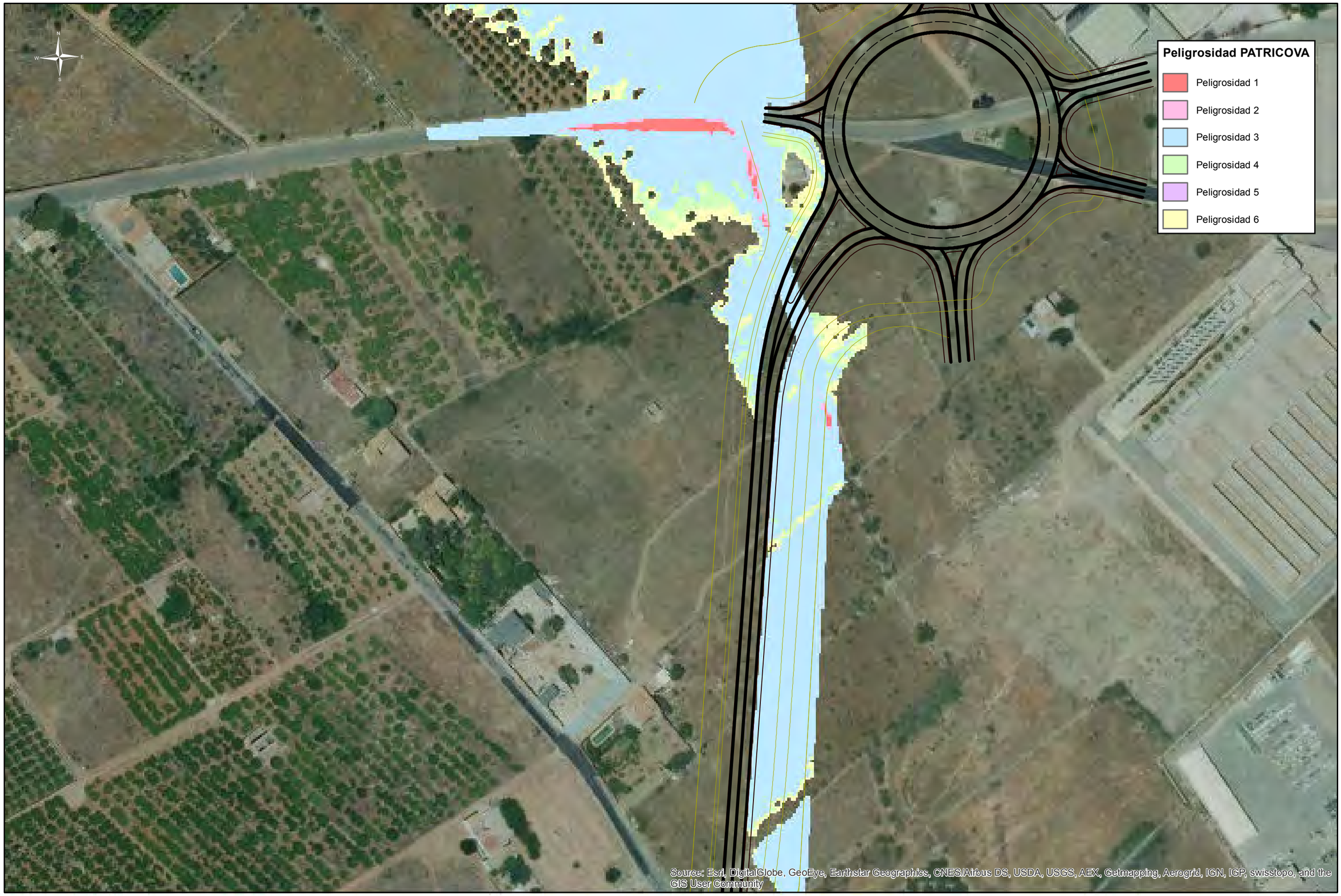
EMPRESA CONTRATISTA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	Nº PLANO
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN FUTURA T = 100 AÑOS	5 HOJA 1 DE 1



EMPRESA CONTRATISTA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	Nº PLANO
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE CALADOS MÁXIMOS SITUACIÓN FUTURA T = 500 AÑOS	6 HOJA 1 DE 1



EMPRESA CONSULTORA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE PELIGROSIDAD - PATRICOVA SITUACIÓN ACTUAL	Nº PLANO 7 HOJA 1 DE 1



EMPRESA CONTULTORA	ESCALA	TÍTULO DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO PLANO	
	1:2.500 0 5 10 20 m	REDACCIÓN DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN RONDA SUROESTE DE VILA-REAL ENTRE CV-20 Y N-340	ABRIL 2018	ESTUDIO DE INUNDABILIDAD MAPA DE PELIGROSIDAD - PATRICOVA SITUACIÓN FUTURA	Nº PLANO 8 HOJA 1 DE 1

APÉNDICE 2.- DATOS OBTENIDOS DEL INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA (AEMET)

Máx de Pd MAX (mm)	MES												
AÑO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Total general
1914								25	26	8.4	20	0.6	26
1915	0.8	23	8	27.6	52.2	9.2	3.2	3.1	17.8	15.6			52.2
1920	4	56	7.6	3	8.2	15	5	6	5.4	23	36	18.4	56
1921	0	26	14.4	32.7	32	8.6	15.6		28.6	41.6			41.6
1922	11			15		20.4				60	26.6		60
1947												0	0
1948	6.2	44	7.3	9.5	2.7	15	11	10.5	27.6	26	0	59	59
1949	6	43.1	21	17.2	21	7.1	0	13	103	25.6	2.2	52	103
1950	7	0	5.4	7	45.3	0	0	15.5	20.4	1.7	0	24.5	45.3
1951	28.8	0	8.3	26	8.9	4.4	12.8	82.4	61.9	89.5	15.5	18.1	89.5
1952	3.6	6	2.5	0	6.1	2.8		13.7	7	37	1.8	1.1	37
1953	3.8	6	19.5	3	3	29	0	3.1	18.2	17.9	15.5	18	29
1954	0	27	38.8	20.2	20.3	13.1	9	12	5	6	5.2	0	38.8
1955				6.5	7	4.9	33.4	21	9.7	13	48.2	39.2	48.2
1956	2	14	25.3	13.8	34.2	13.2	2	50.5	23	147	16.8	0	147
1957	48	5.4	0	10	25	10	0	11.3	18.2	95.5	21.8	18.3	95.5
1958	29	1.8	14	39	8.2	13.5	0	0	10	40.7	37	36	40.7
1959	14	26	18	13	45.1	60	3.5	5.3	78	12	55	2	78
1960	15.4	87	19	16	18.3	28.5	2	18.7	7.1	22.5	0.8	22.2	87
1961	10.7	0	7	0	15.5	7.5	0	8.5	46.5	23.8	18.5	9	46.5
1962	28.5	51	20.2	17.2	49	8.6	0	4.1	29.9	94	26		94
1963	13.8	15.5	0	6.2	1.6	6.8	1.6	12.7	78	0	5.4	17.5	78
1964	4.8	4.3	10.2	4	1.8	3.6	0	7.5	24.5	43.4	11.7	48.5	48.5
1965	6.7	6.5	5.6	3.5	30.3	21.6	0	17.3	7.8	40.5	17	15.4	40.5
1966	6	21.4	1.4	10	6.9	28.7	5.4	44.2	5.5	113	3.8	0	113
1967	9	21	10.9	19.6	0.6	12	0	4	3.1	0	42.4	0	42.4
1968	0.5	11	47.6	4.8	7.9	41.6	0	43.2	5	0	23.3	37.7	47.6
1969	27.8	21.6	6.8	41.7	23.3	4.3	31.1	9.9	40.5	76.2	16.4	1.6	76.2
1970	6.2	0.2	4.9	13.3	4.2	8.5	0	9.6	0	64.1	26.5	45.1	64.1
1971	1.1	12.5	30.1	23.2	18.7	5.6	0.2	1	50.8	97.2	102.1	91.4	102.1
1972	20	10.4	31.4	0.1	15.2	7.7	0.2	11	48.7	110.6	40.9	11.2	110.6
1973	4.1	0.6	17	18.9	9.5	12.1	22.8	58	16.2	8.5	11.4	19.1	58
1974	0.7	3	47.5	24.1	33	4	10.2	45.2	1.4	12.9	0.6	0.3	47.5
1975	4	14.9	27.2	5.1	21.3	27.5	0	8	37.5	22.8	11.1	45.7	45.7
1976	0	14	3.1	10.4	15.1	14.2	35.2	61	12	37	5	36	61
1977	33	2	3	34	27	12	11	15	69	18	19	28	69
1978	12	6	8	17	24	15	0	2	32	6	20	12	32
1979	52	1	8	6	22	2	8	31	41	23	3	0	52
1980	34	17	9	40	25	17	4	4	7	0	27	5	40
1981	0	43	1.8	51	2	28	1	56	11	16	0	4	56
1982	20	38	76	83	20	8	0	29	20	54	11	0	83
1983	0	12	3	2	1	30	1	58	3	2	20	8	58
1984	4	42	2	32	86	7	0	5	2	19	37	7	86
1985	10	8	10	11	20	2	2	1	159	14	15	7	159
1986	5	12	10	20	12	9	30	4	45	87	12	12	87
1987	52	16	5	1	16	1	27	26	2	20	60	30	60
1988	21	7	1	42	25	25	1	17	46	97	35	0	97
1989	6	35	32	15	29	17	3	11	140	8	63	75	140
1990	34	1	8	18	25	21	2	7	11	82	23	8	82
1991	15	45	29	22	8	2	6	3	13	16	26	42	45
1992	14	36	13	5	18	87	5	10	5	26	0	102	102
1993	0	29	20	6	5	0	8	3	16	32	28	4	32
1994	0			0	10				22	136	15		136
1995				12	6.5	0	13	24	28	10	5	16	28
1996	64	30	3	13	14	9.5	5	27	28	7	13.5	33	64
1997	35	0	3	13	11	8.5	8.5	32	26	6	2	20	35
1998	38	27	0	9	17		0	16	2	6	9.5	49	49
1999	5	2.5	28	4.5	5	6.5	15	2	25	22	20	5	28
2000	38	0	10.1	5	26	11	1	1	5	137	0	9	137
2001	14	13	9	12	17	8	4	36	75	13	37	19	75
2002	15	0	9	26	66	24	2	18	13	15	3	42	66
2003	2	0	17	91	87	0	57	66	20	21	24	23	91
2004	0		80	24	45	15	6	5.5	89	8	7	26	89
2005	0	17	5	4	19	4	6	20	22	38	121	4	121
2006	70	62	4	4	0	10	0	1	44	8	39	1	70
2007	18	7	43	41	14	9	3	1	30	130	0	69	130
2008	1	24	8	0	30	12	11	2	19	30	45	20	45
2009	43	12	42	20	2	3	4	1	105	4	2	8	105
2010	21	15	10	18	36	17	0	12	5	35	1	5	36
2011	13	7	70	43	21	11	28	2	17	14	65	5	70
2012	41	0	32	10	0	1	1	2	44	41	16	1	44
2013	1	62	53	30	8	18	0	27	1	9	7	6	62
2014	14	12	9	8	3	7	14	37	38	1	35	26	38
2015	1	1	154	2	13	23	40	14	40	17	41	0	154
2016	0	3	21	8	11	0	0	6	31	6	65	61	65
2017	91	13	26										91
Total general	91	87	154	91	87	87	57	82.4	159	147	121	102	159

APÉNDICE 3.- VALIDACIÓN DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS

CRITERIOS DE VALIDACION DE DATOS

Criterio de validación de serie:

La serie es válida si tiene un caso o el otro:

10 años válidos consecutivos
15 años válidos aunque no sean consecutivos

Un año es válido si:

1) Si cuenta con los 12 valores
2) Si le falta un dato y el máximo de los 11 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del **20** % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
3) Si le faltan dos datos y el máximo de los 10 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del **10** % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
4) Si le faltan tres datos y el máximo de los 9 datos existentes se encuentra dentro del cuantil del **5** % de los máximos anuales de la serie completa de la estación considerada
5) Si le faltan mas de tres datos y el máximo existente es el máximo de la serie completa

ses que no dispongan de dato se deben dejar en blanco

TRATAMIENTO DE DATOS PARA ESTUDIOS HIDROLÓGICO - HIDRÁULICOS

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 76

SERIE DE CAUDALES (m³/s)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Maximo	Fallos
1914								25.00	26.00	8.40	20.00	0.60	**26.00**	7
1915	0.80	23.00	8.00	27.60	52.20	9.20	3.20	3.10	17.80	15.60			**52.20**	2
1920	4.00	56.00	7.60	3.00	8.20	15.00	5.00	6.00	5.40	23.00	36.00	18.40	**56.00**	0
1921	0.00	26.00	14.40	32.70	32.00	8.60	15.60		28.60	41.60			**41.60**	3
1922	11.00			15.00		20.40				60.00	26.60		**60.00**	7
1947												0.00	**0.00**	11
1948	6.20	44.00	7.30	9.50	2.70	15.00	11.00	10.50	27.60	26.00	0.00	59.00	**59.00**	0
1949	6.00	43.10	21.00	17.20	21.00	7.10	0.00	13.00	103.00	25.60	2.20	52.00	**103.00**	0
1950	7.00	0.00	5.40	7.00	45.30	0.00	0.00	15.50	20.40	1.70	0.00	24.50	**45.30**	0
1951	28.80	0.00	8.30	26.00	8.90	4.40	12.80	82.40	61.90	89.50	15.50	18.10	**89.50**	0
1952	3.60	6.00	2.50	0.00	6.10	2.80		13.70	7.00	37.00	1.80	1.10	**37.00**	1
1953	3.80	6.00	19.50	3.00	3.00	29.00	0.00	3.10	18.20	17.90	15.50	18.00	**29.00**	0
1954	0.00	27.00	38.80	20.20	20.30	13.10	9.00	12.00	5.00	6.00	5.20	0.00	**38.80**	0
1955				6.50	7.00	4.90	33.40	21.00	9.70	13.00	48.20	39.20	**48.20**	3
1956	2.00	14.00	25.30	13.80	34.20	13.20	2.00	50.50	23.00	147.00	16.80	0.00	**147.00**	0
1957	48.00	5.40	0.00	10.00	25.00	10.00	0.00	11.30	18.20	95.50	21.80	18.30	**95.50**	0
1958	29.00	1.80	14.00	39.00	8.20	13.50	0.00	0.00	10.00	40.70	37.00	36.00	**40.70**	0
1959	14.00	26.00	18.00	13.00	45.10	60.00	3.50	5.30	78.00	12.00	55.00	2.00	**78.00**	0
1960	15.40	87.00	19.00	16.00	18.30	28.50	2.00	18.70	7.10	22.50	0.80	22.20	**87.00**	0
1961	10.70	0.00	7.00	0.00	15.50	7.50	0.00	8.50	46.50	23.80	18.50	9.00	**46.50**	0
1962	28.50	51.00	20.20	17.20	49.00	8.60	0.00	4.10	29.90	94.00	26.00		**94.00**	1
1963	13.80	15.50	0.00	6.20	1.60	6.80	1.60	12.70	78.00	0.00	5.40	17.50	**78.00**	0
1964	4.80	4.30	10.20	4.00	1.80	3.60	0.00	7.50	24.50	43.40	11.70	48.50	**48.50**	0
1965	6.70	6.50	5.60	3.50	30.30	21.60	0.00	17.30	7.80	40.50	17.00	15.40	**40.50**	0
1966	6.00	21.40	1.40	10.00	6.90	28.70	5.40	44.20	5.50	113.00	3.80	0.00	**113.00**	0
1967	9.00	21.00	10.90	19.60	0.60	12.00	0.00	4.00	3.10	0.00	42.40	0.00	**42.40**	0
1968	0.50	11.00	47.60	4.80	7.90	41.60	0.00	43.20	5.00	0.00	23.30	37.70	**47.60**	0
1969	27.80	21.60	6.80	41.70	23.30	4.30	31.10	9.90	40.50	76.20	16.40	1.60	**76.20**	0
1970	6.20	0.20	4.90	13.30	4.20	8.50	0.00	9.60	0.00	64.10	26.50	45.10	**64.10**	0
1971	1.10	12.50	30.10	23.20	18.70	5.60	0.20	1.00	50.80	97.20	102.10	91.40	**102.10**	0
1972	20.00	10.40	31.40	0.10	15.20	7.70	0.20	11.00	48.70	110.60	40.90	11.20	**110.60**	0
1973	4.10	0.60	17.00	18.90	9.50	12.10	22.80	58.00	16.20	8.50	11.40	19.10	**58.00**	0
1974	0.70	3.00	47.50	24.10	33.00	4.00	10.20	45.20	1.40	12.90	0.60	0.30	**47.50**	0
1975	4.00	14.90	27.20	5.10	21.30	27.50	0.00	8.00	37.50	22.80	11.10	45.70	**45.70**	0
1976	0.00	14.00	3.10	10.40	15.10	14.20	35.20	61.00	12.00	37.00	5.00	36.00	**61.00**	0
1977	33.00	2.00	3.00	34.00	27.00	12.00	11.00	15.00	69.00	18.00	19.00	28.00	**69.00**	0
1978	12.00	6.00	8.00	17.00	24.00	15.00	0.00	2.00	32.00	6.00	20.00	12.00	**32.00**	0
1979	52.00	1.00	8.00	6.00	22.00	2.00	8.00	31.00	41.00	23.00	3.00	0.00	**52.00**	0
1980	34.00	17.00	9.00	40.00	25.00	17.00	4.00	4.00	7.00	0.00	27.00	5.00	**40.00**	0
1981	0.00	43.00	1.80	51.00	2.00	28.00	1.00	56.00	11.00	16.00	0.00	4.00	**56.00**	0
1982	20.00	38.00	76.00	83.00	20.00	8.00	0.00	29.00	20.00	54.00	11.00	0.00	**83.00**	0
1983	0.00	12.00	3.00	2.00	1.00	30.00	1.00	58.00	3.00	2.00	20.00	8.00	**58.00**	0
1984	4.00	42.00	2.00	32.00	86.00	7.00	0.00	5.00	2.00	19.00	37.00	7.00	**86.00**	0
1985	10.00	8.00	10.00	11.00	20.00	2.00	2.00	1.00	159.00	14.00	15.00	7.00	**159.00**	0
1986	5.00	12.00	10.00	20.00	12.00	9.00	30.00	4.00	45.00	87.00	12.00	12.00	**87.00**	0
1987	52.00	16.00	5.00	1.00	16.00	1.00	27.00	26.00	2.00	20.00	60.00	30.00	**60.00**	0
1988	21.00	7.00	1.00	42.00	25.00	25.00	1.00	17.00	46.00	97.00	35.00	0.00	**97.00**	0
1989	6.00	35.00	32.00	15.00	29.00	17.00	3.00	11.00	140.00	8.00	63.00	75.00	**140.00**	0
1990	34.00	1.00	8.00	18.00	25.00	21.00	2.00	7.00	11.00	82.00	23.00	8.00	**82.00**	0
1991	15.00	45.00	29.00	22.00	8.00	2.00	6.00	3.00	13.00	16.00	26.00	42.00	**45.00**	0
1992	14.00	36.00	13.00	5.00	18.00	87.00	5.00	10.00	5.00	26.00	0.00	102.00	**102.00**	0
1993	0.00	29.00	20.00	6.00	5.00	0.00	8.00	3.00	16.00	32.00	28.00	4.00	**32.00**	0
1994	0.00			0.00	10.00				22.00	136.00	15.00		**136.00**	6
1995				12.00	6.50	0.00	13.00	24.00	28.00	10.00	5.00	16.00	**28.00**	3
1996	64.00	30.00	3.00	13.00	14.00	9.50	5.00	27.00	28.00	7.00	13.50	33.00	**64.00**	0
1997	35.00	0.00	3.00	13.00	11.00	8.50	8.50	32.00	26.00	6.00	2.00	20.00	**35.00**	0
1998	38.00	27.00	0.00	9.00	17.00		0.00	16.00	2.00	6.00	9.50	49.00	**49.00**	1
1999	5.00	2.50	28.00	4.50	5.00	6.50	15.00	2.00	25.00	22.00	20.00	5.00	**28.00**	0
2000	38.00	0.00	10.10	5.00	26.00	11.00	1.00	1.00	5.00	137.00	0.00	9.00	**137.00**	0
2001	14.00	13.00	9.00	12.00	17.00	8.00	4.00	36.00	75.00	13.00	37.00	19.00	**75.00**	0
2002	15.00	0.00	9.00	26.00	66.00	24.00	2.00	18.00	13.00	15.00	3.00	42.00	**66.00**	0
2003	2.00	0.00	17.00	91.00	87.00	0.00	57.00	66.00	20.00	21.00	24.00	23.00	**91.00**	0
2004	0.00		80.00	24.00	45.00	15.00	6.00	5.50	89.00	8.00	7.00	26.00	**89.00**	1
2005	0.00	17.00	5.00	4.00	19.00	4.00	6.00	20.00	22.00	38.00	121.00	4.00	**121.00**	0
2006	70.00	62.00	4.00	4.00	0.00	10.00	0.00	1.00	44.00	8.00	39.00	1.00	**70.00**	0
2007	18.00	7.00	43.00	41.00	14.00	9.00	3.00	1.00	30.00	130.00	0.00	69.00	**130.00**	0
2008	1.00	24.00	8.00	0.00	30.00	12.00	11.00	2.00	19.00	30.00	45.00	20.00	**45.00**	0
2009	43.00	12.00	42.00	20.00	2.00	3.00	4.00	1.00	105.00	4.00	2.00	8.00	**105.00**	0
2010	21.00	15.00	10.00	18.00	36.00	17.00	0.00	12.00	5.00	35.00	1.00	5.00	**36.00**	0

Los meses que no dispongan de dato se deben dejar en blanco

TRATAMIENTO DE DATOS PARA ESTUDIOS DE AVENIDAS

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 76

SERIE ORDENADA EN FUNCION DE LOS MAXIMOS ANUALES				
Año	**Máximo**	**Fallos**	**Prob.**	**Vale**
1957	159.00	0	1.32	Vale
1987	154.00	0	2.63	Vale
1928	147.00	0	3.95	Vale
1961	140.00	0	5.26	Vale
1972	137.00	0	6.58	Vale
1966	136.00	6	7.89	No vale
1979	130.00	0	9.21	Vale
1977	121.00	0	10.53	Vale
1938	113.00	0	11.84	Vale
1944	110.60	0	13.16	Vale
1981	105.00	0	14.47	Vale
1921	103.00	0	15.79	Vale
1943	102.10	0	17.11	Vale
1964	102.00	0	18.42	Vale
1960	97.00	0	19.74	Vale
1929	95.50	0	21.05	Vale
1934	94.00	1	22.37	No vale
1989	91.00	9	23.68	No vale
1975	91.00	0	25.00	Vale
1923	89.50	0	26.32	Vale
1976	89.00	1	27.63	No vale
1958	87.00	0	28.95	Vale
1932	87.00	0	30.26	Vale
1956	86.00	0	31.58	Vale
1954	83.00	0	32.89	Vale
1962	82.00	0	34.21	Vale
1935	78.00	0	35.53	Vale
1931	78.00	0	36.84	Vale
1941	76.20	0	38.16	Vale
1973	75.00	0	39.47	Vale
1983	70.00	0	40.79	Vale
1978	70.00	0	42.11	Vale
1949	69.00	0	43.42	Vale
1974	66.00	0	44.74	Vale
1988	65.00	0	46.05	Vale
1942	64.10	0	47.37	Vale
1968	64.00	0	48.68	Vale
1985	62.00	0	50.00	Vale
1948	61.00	0	51.32	Vale
1959	60.00	0	52.63	Vale

TRATAMIENTO DE DATOS PARA ESTUDIOS DE AVENIDAS

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 76

SERIE ORDENADA EN FUNCION DE LOS MAXIMOS ANUALES				
Año	**Máximo**	**Fallos**	**Prob.**	**Vale**
1918	60.00	7	53.95	No vale
1920	59.00	0	55.26	Vale
1955	58.00	0	56.58	Vale
1945	58.00	0	57.89	Vale
1953	56.00	0	59.21	Vale
1916	56.00	0	60.53	Vale
1915	52.20	2.0	61.84	No vale
1951	52.00	0.0	63.16	Vale
1970	49.00	1.0	64.47	No vale
1936	48.50	0.0	65.79	Vale
1927	48.20	3.0	67.11	No vale
1940	47.60	0.0	68.42	Vale
1946	47.50	0.0	69.74	Vale
1933	46.50	0	71.05	Vale
1947	45.70	0	72.37	Vale
1922	45.30	0	73.68	Vale
1980	45.00	0	75.00	Vale
1963	45.00	0	76.32	Vale
1984	44.00	0	77.63	Vale
1939	42.40	0	78.95	Vale
1917	41.60	3	80.26	No vale
1930	40.70	0	81.58	Vale
1937	40.50	0	82.89	Vale
1952	40.00	0	84.21	Vale
1926	38.80	0	85.53	Vale
1986	38.00	0	86.84	Vale
1924	37.00	1	88.16	No vale
1982	36.00	0	89.47	Vale
1969	35.00	0	90.79	Vale
1965	32.00	0	92.11	Vale
1950	32.00	0	93.42	Vale
1925	29.00	0	94.74	Vale
1971	28.00	0	96.05	Vale
1967	28.00	3	97.37	No vale
1914	26.00	7	98.68	No vale
1919	0.00	11	100.00	No vale

VALIDA

SERIE RESULTANTE - VALIDADA		
Estacion nº:	8457-VILA-REAL	
1916	56.00	Vale
1920	59.00	Vale
1921	103.00	Vale
1922	45.30	Vale
1923	89.50	Vale
1925	29.00	Vale
1926	38.80	Vale
1928	147.00	Vale
1929	95.50	Vale
1930	40.70	Vale
1931	78.00	Vale
1932	87.00	Vale
1933	46.50	Vale
1935	78.00	Vale
1936	48.50	Vale
1937	40.50	Vale
1938	113.00	Vale
1939	42.40	Vale
1940	47.60	Vale
1941	76.20	Vale
1942	64.10	Vale
1943	102.10	Vale
1944	110.60	Vale
1945	58.00	Vale
1946	47.50	Vale
1947	45.70	Vale
1948	61.00	Vale
1949	69.00	Vale
1950	32.00	Vale
1951	52.00	Vale
1952	40.00	Vale
1953	56.00	Vale
1954	83.00	Vale
1955	58.00	Vale
1956	86.00	Vale
1957	159.00	Vale
1958	87.00	Vale
1959	60.00	Vale
1960	97.00	Vale
1961	140.00	Vale
1962	82.00	Vale
1963	45.00	Vale

VALIDA

SERIE RESULTANTE - VALIDADA		
Estacion nº:	8457-VILA-REAL	
1964	102.00	Vale
1965	32.00	Vale
1968	64.00	Vale
1969	35.00	Vale
1971	28.00	Vale
1972	137.00	Vale
1973	75.00	Vale
1974	66.00	Vale
1975	91.00	Vale
1977	121.00	Vale

APÉNDICE 4.- AJUSTES DE GUMBEL Y SQRT-ETMAX

AJUSTE A UNA DISTRIBUCION EXTREMAL TIPO GUMBEL POR EL METODO DE LOS MOMENTOS , POR EL DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD Y POR MINIMOS CUADRADOS

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL $F(x) = e^{-e^{(-\alpha.(x-\beta))}}$

ASIGNACIÓN DE FRECUENCIAS

(sólo afecta alos ajustes 3 y 4)

Weibull $F_n(x) = 1 - \frac{i}{N+1}$

Intermedio $F_n(x) = 1 - \frac{2i}{2N+1}$

Gringorten $F_n(x) = 1 - \frac{i-0,44}{N+0,12}$

Weibull
Intermedio
Gringorten

PRUEBA DE KOLMOGOROV

$D_n = max[F_n(x) - F(x)]$

$z = \sqrt{n}.D_n$

$P(z) = 1 - k(z)$

AJUSTE 1. Método de los momentos
AJUSTE 2. Método de la máxima verosimilitud
AJUSTE 3. Método de mínimos cuadrados con la distancia según una recta de pendiente contraria
AJUSTE 4. Método de mínimos cuadrados con la distancia según la normal

---

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos (n): 63

Serie	Nº de dato m	Registro x	Frecuencia Fn(x)	P. retorno T
56.0	1	159.00	0.9911	112.71
59.0	2	154.00	0.9753	40.46
103.0	3	147.00	0.9594	24.66
45.3	4	140.00	0.9436	17.73
89.5	5	137.00	0.9278	13.84
29.0	6	130.00	0.9119	11.35
38.8	7	121.00	0.8961	9.62
147.0	8	113.00	0.8802	8.35
95.5	9	110.60	0.8644	7.37
40.7	10	105.00	0.8485	6.60
78.0	11	103.00	0.8327	5.98
87.0	12	102.10	0.8169	5.46
46.5	13	102.00	0.8010	5.03
78.0	14	97.00	0.7852	4.65
48.5	15	95.50	0.7693	4.34
40.5	16	91.00	0.7535	4.06
113.0	17	89.50	0.7376	3.81
42.4	18	87.00	0.7218	3.59
47.6	19	87.00	0.7060	3.40
76.2	20	86.00	0.6901	3.23
64.1	21	83.00	0.6743	3.07
102.1	22	82.00	0.6584	2.93
110.6	23	78.00	0.6426	2.80
58	24	78.00	0.6267	2.68
48	25	76.20	0.6109	2.57
46	26	75.00	0.5951	2.47
61	27	70.00	0.5792	2.38
69	28	70.00	0.5634	2.29
32	29	69.00	0.5475	2.21
52	30	66.00	0.5317	2.14
40	31	65.00	0.5158	2.07
56	32	64.10	0.5000	2.00
83	33	64.00	0.4842	1.94
58	34	62.00	0.4683	1.88
86	35	61.00	0.4525	1.83
159	36	60.00	0.4366	1.78
87	37	59.00	0.4208	1.73
60	38	58.00	0.4049	1.68
97	39	58.00	0.3891	1.64
140	40	56.00	0.3733	1.60
82	41	56.00	0.3574	1.56
45	42	52.00	0.3416	1.52
102	43	48.50	0.3257	1.48
32	44	47.60	0.3099	1.45
64	45	47.50	0.2940	1.42
35	46	46.50	0.2782	1.39
28	47	45.70	0.2624	1.36
137	48	45.30	0.2465	1.33
75	49	45.00	0.2307	1.30
66	50	45.00	0.2148	1.27
91	51	44.00	0.1990	1.25
121	52	42.40	0.1831	1.22
70	53	40.70	0.1673	1.20
130	54	40.50	0.1515	1.18
45	55	40.00	0.1356	1.16
105	56	38.80	0.1198	1.14
36	57	38.00	0.1039	1.12
70	58	36.00	0.0881	1.10
44	59	35.00	0.0722	1.08
62	60	32.00	0.0564	1.06
38	61	32.00	0.0406	1.04
154	62	29.00	0.0247	1.03
65	63	28.00	0.0089	1.01

Parámetros de la serie

Media x	D. Típica s
72.48	32.91

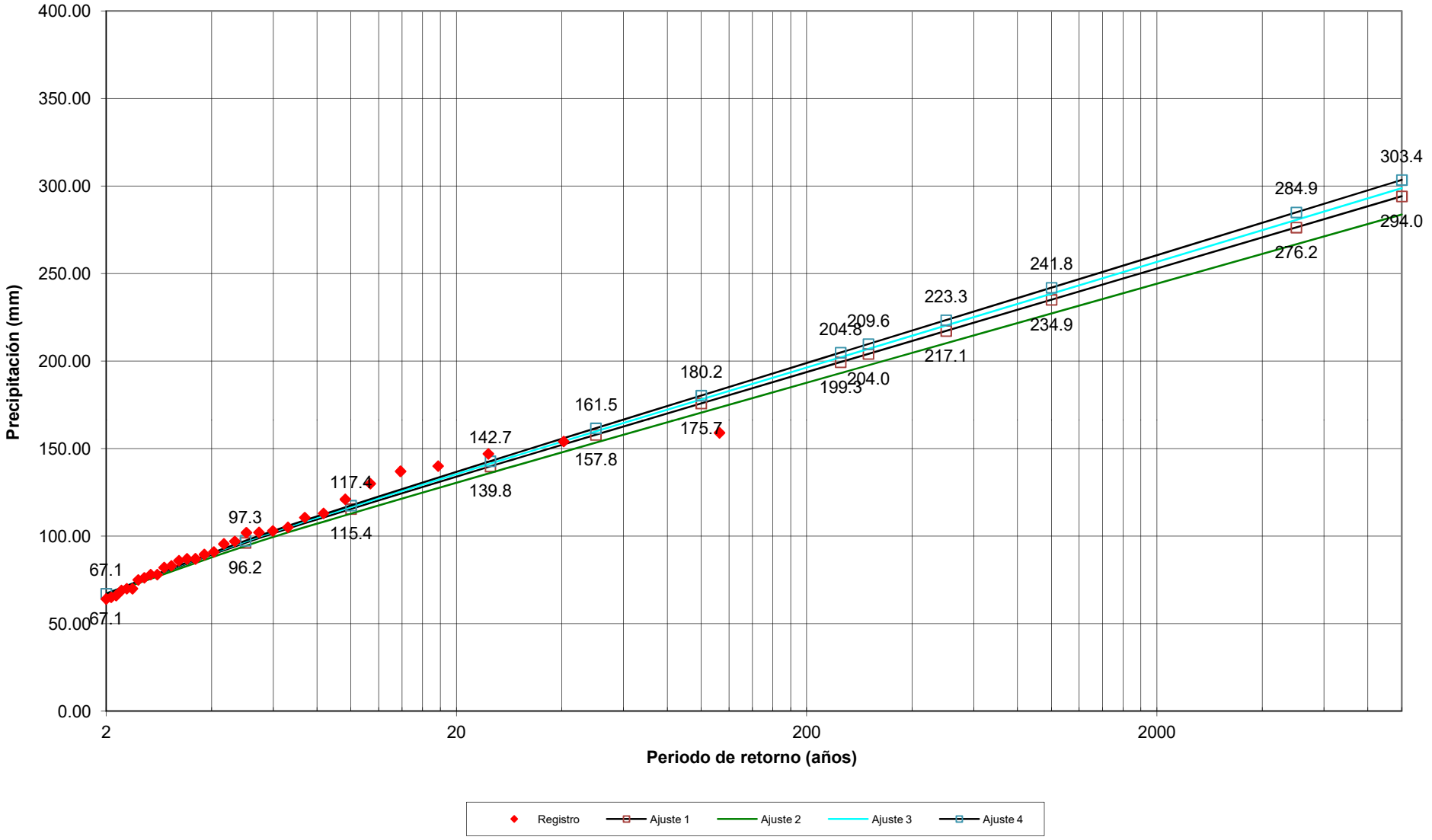
Parámetros del ajuste / **Prueba de Kolmogorov**

Ajuste	Alfa	Beta	Dmax	z	P(z)
	0.03897	57.67151	0.08872	0.70419	0.70420
	0.04074	57.56877	0.09285	0.73699	0.64908
	0.03820	57.56877	0.08495	0.67425	0.75351
	0.03742	57.25904	0.07852	0.62320	0.83009

P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste 1 x	Ajuste 2 x	Ajuste 3 x	Ajuste 4 x
2	0.5000	67.077	66.564	67.164	67.054
5	0.8000	96.163	94.382	96.838	97.343
10	0.9000	115.421	112.800	116.484	117.398
25	0.9600	139.753	136.072	141.307	142.736
50	0.9800	157.804	153.335	159.722	161.534
100	0.9900	175.721	170.472	178.002	180.193
250	0.9960	199.313	193.035	202.069	204.760
300	0.9967	204.000	197.518	206.851	209.642
500	0.9980	217.126	210.072	220.242	223.311
1000	0.9990	234.927	227.096	238.402	241.848
5000	0.9998	276.239	266.607	280.548	284.869
10000	0.9999	294.028	283.620	298.696	303.394

P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste 1 x	Ajuste 2 x	Ajuste 3 x	Ajuste 4 x
100	0.99	175.721337	170.471937	178.001672	180.192835

Ajuste estadístico a la distribución de Gumbel
Estación 8457-VILA-REAL



AJUSTE A UNA DISTRIBUCION EXTREMAL TIPO LOG-PEARSON III

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos: 63

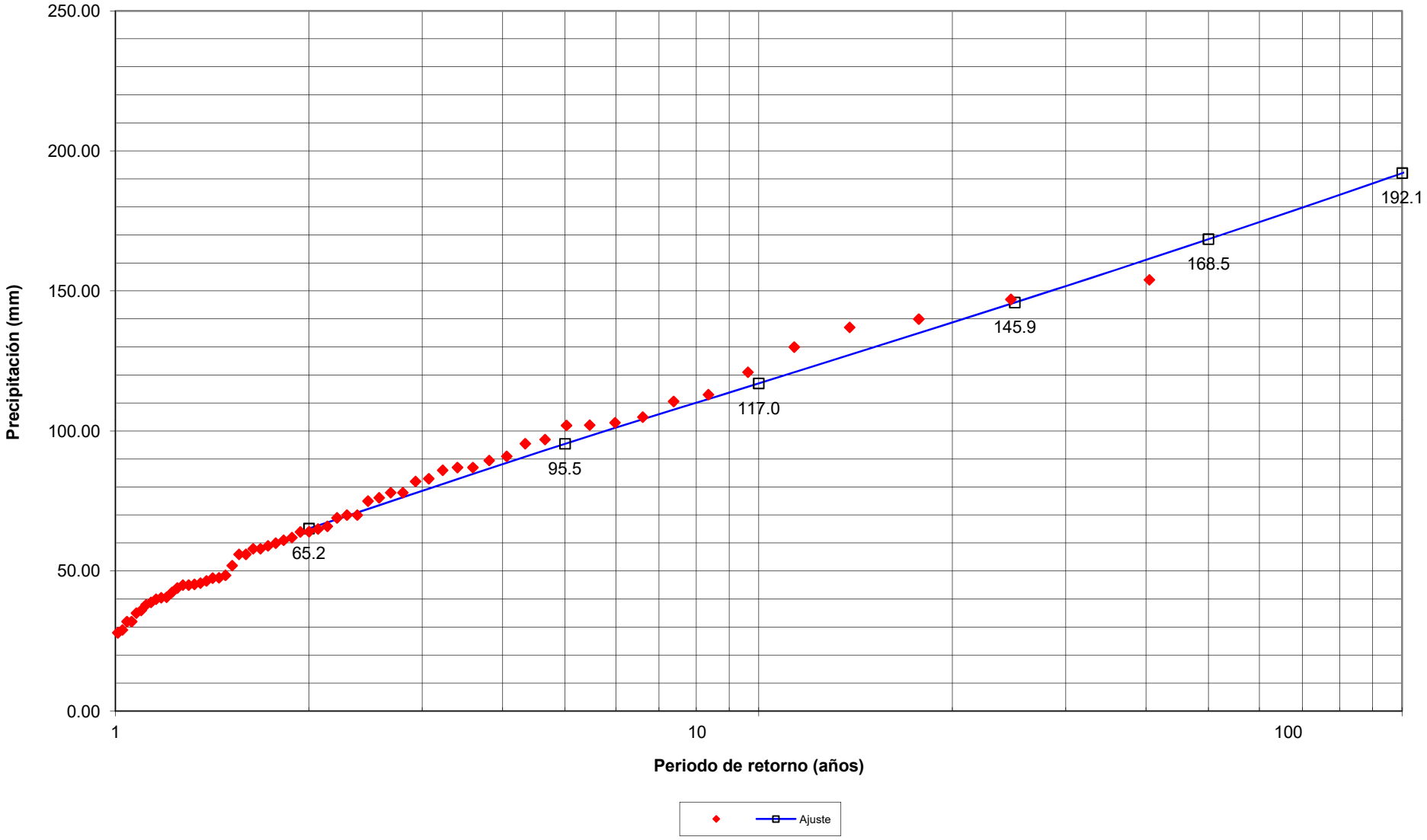
Serie	Nº de dato	Registro	Frecuencia	T Equivalente
56.0	1	159.00	0.991128	112.71
59.0	2	154.00	0.975285	40.46
103.0	3	147.00	0.959442	24.66
45.3	4	140.00	0.943599	17.73
89.5	5	137.00	0.927757	13.84
29.0	6	130.00	0.911914	11.35
38.8	7	121.00	0.896071	9.62
147.0	8	113.00	0.880228	8.35
95.5	9	110.60	0.864385	7.37
40.7	10	105.00	0.848542	6.60
78.0	11	103.00	0.832700	5.98
87.0	12	102.10	0.816857	5.46
46.5	13	102.00	0.801014	5.03
78.0	14	97.00	0.785171	4.65
48.5	15	95.50	0.769328	4.34
40.5	16	91.00	0.753485	4.06
113.0	17	89.50	0.737643	3.81
42.4	18	87.00	0.721800	3.59
47.6	19	87.00	0.705957	3.40
76.2	20	86.00	0.690114	3.23
64.1	21	83.00	0.674271	3.07
102.1	22	82.00	0.658428	2.93
110.6	23	78.00	0.642586	2.80
58	24	78.00	0.626743	2.68
48	25	76.20	0.610900	2.57
46	26	75.00	0.595057	2.47
61	27	70.00	0.579214	2.38
69	28	70.00	0.563371	2.29
32	29	69.00	0.547529	2.21
52	30	66.00	0.531686	2.14
40	31	65.00	0.515843	2.07
56	32	64.10	0.500000	2.00
83	33	64.00	0.484157	1.94
58	34	62.00	0.468314	1.88
86	35	61.00	0.452471	1.83
159	36	60.00	0.436629	1.78
87	37	59.00	0.420786	1.73
60	38	58.00	0.404943	1.68
97	39	58.00	0.389100	1.64
140	40	56.00	0.373257	1.60
82	41	56.00	0.357414	1.56
45	42	52.00	0.341572	1.52
102	43	48.50	0.325729	1.48
32	44	47.60	0.309886	1.45
64	45	47.50	0.294043	1.42
35	46	46.50	0.278200	1.39
28	47	45.70	0.262357	1.36
137	48	45.30	0.246515	1.33
75	49	45.00	0.230672	1.30
66	50	45.00	0.214829	1.27
91	51	44.00	0.198986	1.25
121	52	42.40	0.183143	1.22
70	53	40.70	0.167300	1.20
130	54	40.50	0.151458	1.18
45	55	40.00	0.135615	1.16
105	56	38.80	0.119772	1.14
36	57	38.00	0.103929	1.12
70	58	36.00	0.088086	1.10
44	59	35.00	0.072243	1.08
62	60	32.00	0.056401	1.06
38	61	32.00	0.040558	1.04
154	62	29.00	0.024715	1.03
65	63	28.00	0.008872	1.01

Media	Desviacion	Sesgo
1.817	0.194	0.11311

T	Frecuencia	Ajuste
2.00	0.5000	65.189
5.00	0.8000	95.458
10.00	0.9000	117.022
25.00	0.9600	145.883
50.00	0.9800	168.519
100.00	0.9900	192.091
250.00	0.9960	224.712
300.00	0.9967	231.416
500.00	0.9980	251.282
1000.00	0.9990	278.954
5000.00	0.9998	348.126
10000.00	0.9999	381.838

T	Frecuencia	Ajuste
200.00	0.9950	216.771

Ajuste estadístico a la distribución Log Pearson tipo III
Estación 8457-VILA-REAL



AJUSTE A UNA DISTRIBUCION EXTREMAL TIPO SQRT- ET POR EL METODO DE LA MAXIMA VEROSIMILITUD

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN SQRT

$$F(x) = e^{-\lambda\,(1+\sqrt{\beta\,x}).\,e^{-\sqrt{\beta\,x}}}$$

$$F_n(x) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

PRUEBA DE KOLMOGOROV

$$D_n = max\left[F_n(x) - F(x)\right]$$

$$z = \sqrt{n}.D_n$$

$$P(z) = 1 - k(z)$$

Estacion nº: 8457-VILA-REAL
Nº de datos (n): 63

Serie	Nº de dato m	Registro x	Frecuencia Fn(x)	P. retorno T
56.0	1	159.00	0.9844	64.00
59.0	2	154.00	0.9688	32.00
103.0	3	147.00	0.9531	21.33
45.3	4	140.00	0.9375	16.00
89.5	5	137.00	0.9219	12.80
29.0	6	130.00	0.9063	10.67
38.8	7	121.00	0.8906	9.14
147.0	8	113.00	0.8750	8.00
95.5	9	110.60	0.8594	7.11
40.7	10	105.00	0.8438	6.40
78.0	11	103.00	0.8281	5.82
87.0	12	102.10	0.8125	5.33
46.5	13	102.00	0.7969	4.92
78.0	14	97.00	0.7813	4.57
48.5	15	95.50	0.7656	4.27
40.5	16	91.00	0.7500	4.00
113.0	17	89.50	0.7344	3.76
42.4	18	87.00	0.7188	3.56
47.6	19	87.00	0.7031	3.37
76.2	20	86.00	0.6875	3.20
64.1	21	83.00	0.6719	3.05
102.1	22	82.00	0.6563	2.91
110.6	23	78.00	0.6406	2.78
58	24	78.00	0.6250	2.67
48	25	76.20	0.6094	2.56
46	26	75.00	0.5938	2.46
61	27	70.00	0.5781	2.37
69	28	70.00	0.5625	2.29
32	29	69.00	0.5469	2.21
52	30	66.00	0.5313	2.13
40	31	65.00	0.5156	2.06
56	32	64.10	0.5000	2.00
83	33	64.00	0.4844	1.94
58	34	62.00	0.4688	1.88
86	35	61.00	0.4531	1.83
159	36	60.00	0.4375	1.78
87	37	59.00	0.4219	1.73
60	38	58.00	0.4063	1.68
97	39	58.00	0.3906	1.64
140	40	56.00	0.3750	1.60
82	41	56.00	0.3594	1.56
45	42	52.00	0.3438	1.52
102	43	48.50	0.3281	1.49
32	44	47.60	0.3125	1.45
64	45	47.50	0.2969	1.42
35	46	46.50	0.2813	1.39
28	47	45.70	0.2656	1.36
137	48	45.30	0.2500	1.33
75	49	45.00	0.2344	1.31
66	50	45.00	0.2188	1.28
91	51	44.00	0.2031	1.25
121.0	52	42.40	0.1875	1.23
70.0	53	40.70	0.1719	1.21
130.0	54	40.50	0.1563	1.19
45.0	55	40.00	0.1406	1.16
105.0	56	38.80	0.1250	1.14
36.0	57	38.00	0.1094	1.12
70.00	58	36.00	0.0938	1.10
44.00	59	35.00	0.0781	1.08
62.00	60	32.00	0.0625	1.07
38.00	61	32.00	0.0469	1.05
154.00	62	29.00	0.0313	1.03
65.00	63	28.00	0.0156	1.02

Parámetros de la serie

Media *	D. Tipica s
72.48	32.91

Parámetros del ajuste

Lambda	Beta
43.52915	0.58000

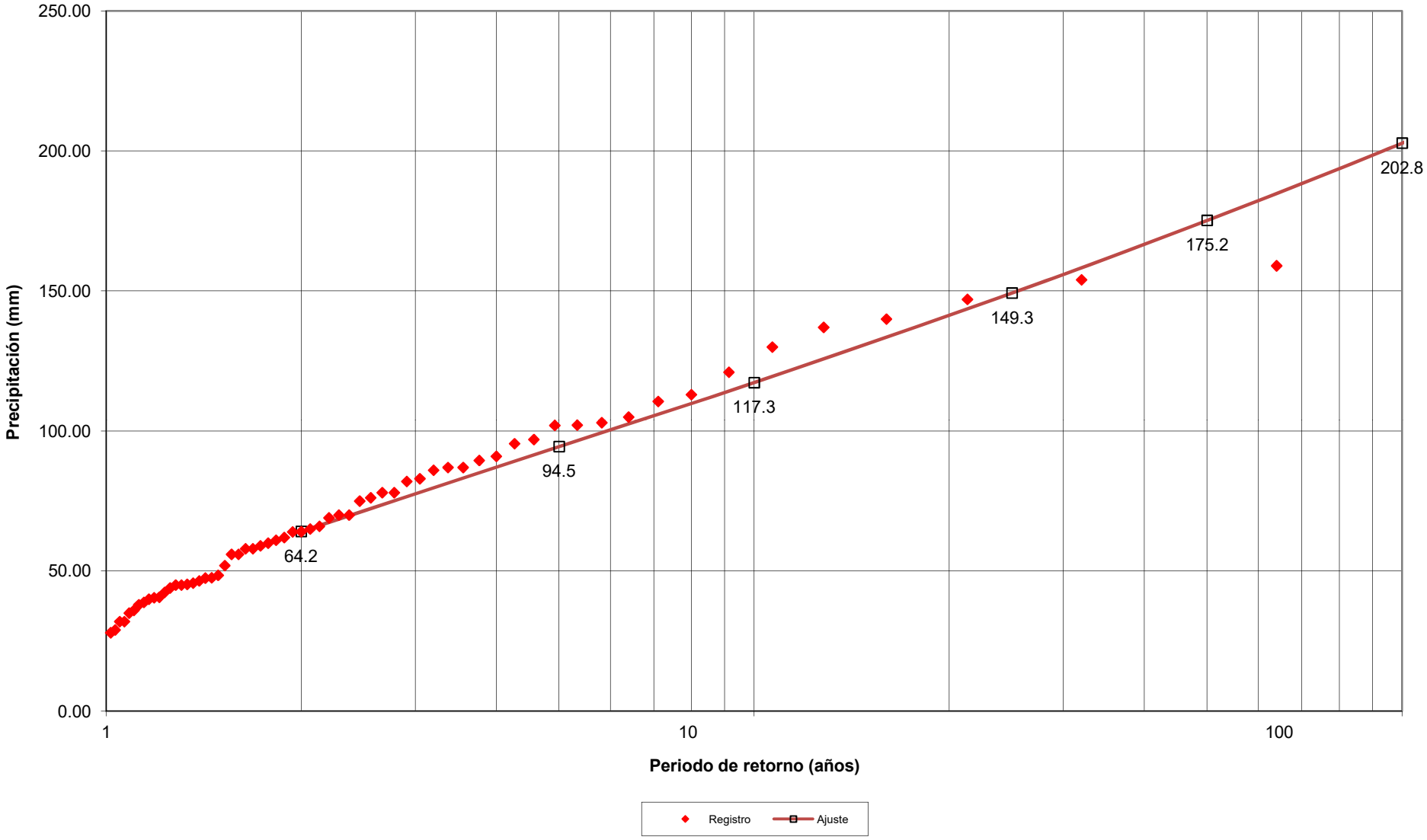
Prueba de Kolmogorov

Dmax	z	P(z)
0.07262	0.57643	0.89378

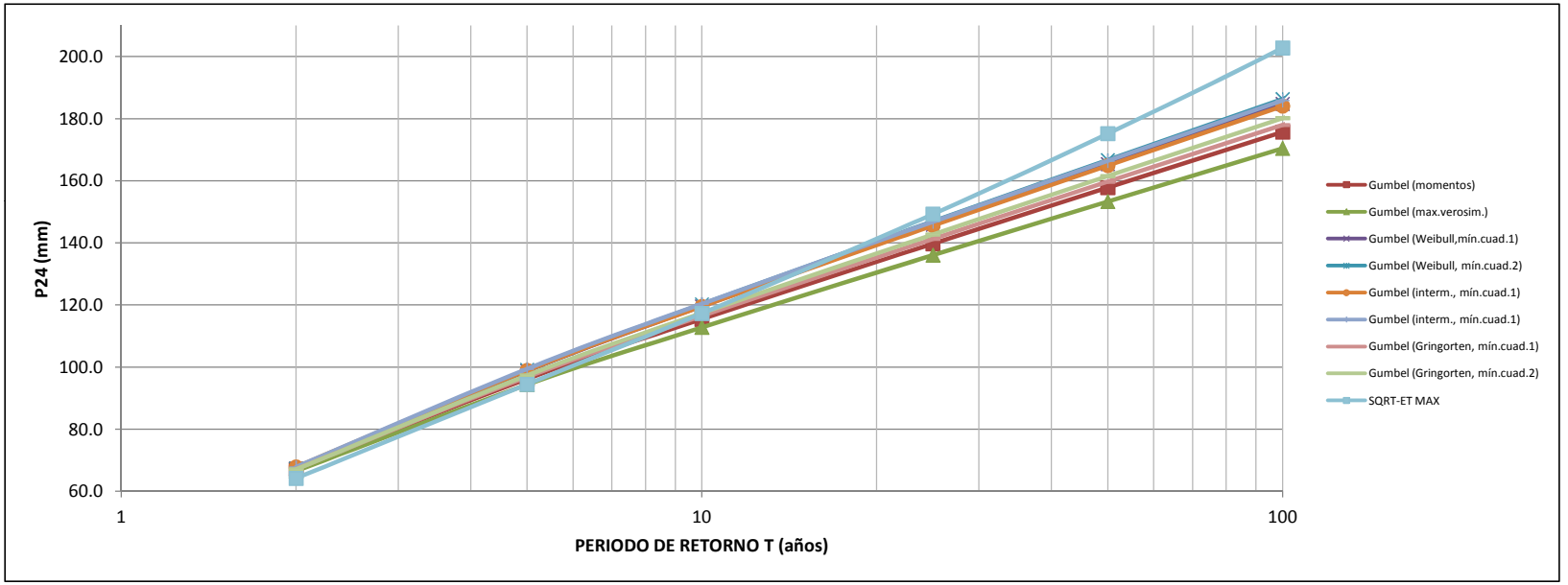
P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste x
2.00	0.5000	64.156
5.00	0.8000	94.460
10.00	0.9000	117.299
25.00	0.9600	149.267
50.00	0.9800	175.203
100.00	0.9900	202.803
250.00	0.9960	241.941
300.00	0.9967	250.094
500.00	0.9980	273.589
1000.00	0.9990	307.005
5000.00	0.9998	391.420
10000.00	0.9999	430.709

P. retorno T	Frecuencia F(x)	Ajuste 1 x
200.00	0.9950	1.724

Ajuste estadístico a la distribución SQRT
Estación 8457-VILA-REAL



Periodo de retorno	Frecuencia	GUMBEL		GUMBEL (Weibull)		GUMBEL (intermed.)		GUMBEL (Gingorten)		SQRT-ET MAX	
		(momentos)	(max.vero-similitud)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)	(mínimos cuadrados1)	(mínimos cuadrados2)		
T (años)	F(x)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	*VALOR SELECC.*
2	0.50000	67.1	66.6	67.3	67.2	67.9	67.8	67.2	67.1	64.2	*66.91*
5	0.80000	96.2	94.4	98.8	99.1	99.0	99.4	96.8	97.3	94.5	*97.27*
10	0.90000	115.4	112.8	119.6	120.2	119.6	120.3	116.5	117.4	117.3	*117.68*
25	0.96000	139.8	136.1	145.9	146.9	145.6	146.8	141.3	142.7	149.3	*143.81*
50	0.98000	157.8	153.3	165.4	166.7	164.9	166.4	159.7	161.5	175.2	*163.44*
100	0.99000	175.7	170.5	184.8	186.3	184.1	185.9	178.0	180.2	202.8	*183.14*
250	0.99600	199.3	193.0	210.3	212.2	209.3	211.5	202.1	204.8	241.9	*209.38*
300	0.99667	204.0	197.5	215.3	217.3	214.3	216.6	206.9	209.6	250.1	*214.63*
500	0.99800	217.1	210.1	229.5	231.7	228.4	230.9	220.2	223.3	273.6	*229.43*
1,000	0.99900	234.9	227.1	248.8	251.2	247.4	250.2	238.4	241.8	307.0	*249.66*
5,000	0.99980	276.2	266.6	293.4	296.5	291.6	295.1	280.5	284.9	391.4	*297.37*
10,000	0.99990	294.0	283.6	312.7	316.0	310.6	314.5	298.7	303.4	430.7	*318.25*



APÉNDICE 5.- ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE LAS CUENCAS INTERCEPTADAS

ESTIMACIÓN DE CAUDALES: MÉTODO RACIONAL MODIFICADO Codigo región **821** **T= 10 años** I1/Id= **11** $I_{IDF}(T,24)$= **5.59**

Fig. 2.9

Cuencas perimetrales

Punto de Cálculo	* Tipo de elemento	Área (km^2)	K_A	Longitud Cauce (km)	COTA INICIO	COTA FINAL	Desnivel (m)	Pendiente Longitudinal (m/m)	Po medio inicial (mm)	βm	Δ50	F_T	β	Po (mm)	Pd (mm)	Pd efecto areal (mm)	C	Tc (horas)	Tc diseño(h)	K_{Tc}	Fa	Fb	Fint	I (mm/h)	I_{IDF} (T, Tc) (mm/h)	**Q (m^3/s)**
C1	P	0.3940	1.00	0.582	50.600	47.600	3.000	0.0052	31.20	1.30	0.35	0.95	0.90	28.16	117.68	117.68	0.38	0.54	0.54	1.03	15.79	16.46	16.46	81.48	80.70	**3.42**
C2	P	0.4634	1.00	2.550	56.900	47.260	9.640	0.0038	31.20	1.30	0.35	0.95	0.90	28.16	117.68	117.68	0.38	1.76	1.76	1.13	7.72	7.94	7.94	39.32	38.95	**2.118**
C3	P	1.1917	0.99	2.490	57.450	39.830	17.620	0.0071	31.20	1.30	0.35	0.95	0.90	28.16	117.68	117.08	0.37	1.54	1.54	1.11	8.43	8.64	8.64	42.77	42.14	**5.775**
C4	P	0.8902	1.00	2.100	48.380	35.600	12.780	0.0061	31.20	1.30	0.35	0.95	0.90	28.16	117.68	117.68	0.38	1.39	1.39	1.10	8.98	9.26	9.26	45.86	45.42	**4.622**

* Tipo de elemento

S drenajes transversales de plataforma, márgenes y elementos que no compongan afecten a la carretera principal
P puentes y obras de drenaje transversal a carretera principal
(Ka=1 para cuencas menores a 1 Km²)

ESTIMACIÓN DE CAUDALES: MÉTODO RACIONAL MODIFICADO Codigo región **821** **T= 25 años** I1/Id= **11** $I_{IDF}(T,24)$= **6.84**

Fig. 2.9

Cuencas perimetrales

Punto de Cálculo	* Tipo de elemento	Área (km^2)	K_A	Longitud Cauce (km)	COTA INICIO	COTA FINAL	Desnivel (m)	Pendiente Longitudinal (m/m)	Po medio inicial (mm)	βm	Δ50	F_T	β	Po (mm)	Pd (mm)	Pd efecto areal (mm)	C	Tc (horas)	Tc diseño(h)	K_{Tc}	Fa	Fb	Fint	I (mm/h)	I_{IDF} (T, Tc) (mm/h)	**Q (m^3/s)**
C1	P	0.3940	1.00	0.582	50.600	47.600	3.000	0.0052	31.20	1.30	0.35	1.07	1.02	31.71	143.81	143.81	0.40	0.54	0.54	1.03	15.79	16.46	16.46	99.57	98.62	**4.49**
C2	P	0.4634	1.00	2.550	56.900	47.260	9.640	0.0038	31.20	1.30	0.35	1.07	1.02	31.71	143.81	143.81	0.40	1.76	1.76	1.13	7.72	7.94	7.94	48.05	47.59	**2.784**
C3	P	1.1917	0.99	2.490	57.450	39.830	17.620	0.0071	31.20	1.30	0.35	1.07	1.02	31.71	143.81	143.08	0.40	1.54	1.54	1.11	8.43	8.64	8.64	52.26	51.50	**7.590**
C4	P	0.8902	1.00	2.100	48.380	35.600	12.780	0.0061	31.20	1.30	0.35	1.07	1.02	31.71	143.81	143.81	0.40	1.39	1.39	1.10	8.98	9.26	9.26	56.04	55.50	**6.074**

* Tipo de elemento

S drenajes transversales de plataforma, márgenes y elementos que no compongan afecten a la carretera principal
P puentes y obras de drenaje transversal a carretera principal
(Ka=1 para cuencas menores a 1 Km²)

ESTIMACIÓN DE CAUDALES: MÉTODO RACIONAL MODIFICADO Codigo región **821** **T= 100 años** I1/Id= **11** $I_{IDF}(T,24)$= **8.71**

Fig. 2.9

Cuencas perimetrales

Punto de Cálculo	* Tipo de elemento	Área (km^2)	K_A	Longitud Cauce (km)	COTA INICIO	COTA FINAL	Desnivel (m)	Pendiente Longitudinal (m/m)	Po medio inicial (mm)	βm	Δ50	F_T	β	Po (mm)	Pd (mm)	Pd efecto areal (mm)	C	Tc (horas)	Tc diseño(h)	K_{Tc}	Fa	Fb	Fint	I (mm/h)	I_{IDF} (T, Tc) (mm/h)	**Q (m^3/s)**
C1	P	0.3940	1.00	0.582	50.600	47.600	3.000	0.0052	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	183.14	183.14	0.40	0.54	0.54	1.03	15.79	16.46	16.46	126.80	125.59	**5.70**
C2	P	0.4634	1.00	2.550	56.900	47.260	9.640	0.0038	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	183.14	183.14	0.40	1.76	1.76	1.13	7.72	7.94	7.94	61.20	60.61	**3.532**
C3	P	1.1917	0.99	2.490	57.450	39.830	17.620	0.0071	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	183.14	182.21	0.40	1.54	1.54	1.11	8.43	8.64	8.64	66.56	65.59	**9.631**
C4	P	0.8902	1.00	2.100	48.380	35.600	12.780	0.0061	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	183.14	183.14	0.40	1.39	1.39	1.10	8.98	9.26	9.26	71.37	70.68	**7.706**

* Tipo de elemento

S drenajes transversales de plataforma, márgenes y elementos que no compongan afecten a la carretera principal
P puentes y obras de drenaje transversal a carretera principal
(Ka=1 para cuencas menores a 1 Km²)

ESTIMACIÓN DE CAUDALES: MÉTODO RACIONAL MODIFICADO Codigo región **821** **T= 500 años** I1/Id= **11** $I_{IDF}(T,24)$= **10.91**

Fig. 2.9

Cuencas perimetrales

Punto de Cálculo	* Tipo de elemento	Área (km^2)	K_A	Longitud Cauce (km)	COTA INICIO	COTA FINAL	Desnivel (m)	Pendiente Longitudinal (m/m)	Po medio inicial (mm)	βm	Δ50	F_T	β	Po (mm)	Pd (mm)	Pd efecto areal (mm)	C	Tc (horas)	Tc diseño(h)	K_{Tc}	Fa	Fb	Fint	I (mm/h)	I_{IDF} (T, Tc) (mm/h)	**Q (m^3/s)**
C1	P	0.3940	1.00	0.582	50.600	47.600	3.000	0.0052	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	229.43	229.43	0.48	0.54	0.54	1.03	15.79	16.46	16.46	158.85	157.33	**8.55**
C2	P	0.4634	1.00	2.550	56.900	47.260	9.640	0.0038	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	229.43	229.43	0.48	1.76	1.76	1.13	7.72	7.94	7.94	76.66	75.93	**5.297**
C3	P	1.1917	0.99	2.490	57.450	39.830	17.620	0.0071	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	229.43	228.27	0.48	1.54	1.54	1.11	8.43	8.64	8.64	83.38	82.16	**14.452**
C4	P	0.8902	1.00	2.100	48.380	35.600	12.780	0.0061	31.20	1.30	0.35	-	-	40.56	229.43	229.43	0.48	1.39	1.39	1.10	8.98	9.26	9.26	89.40	88.55	**11.556**

* Tipo de elemento

S drenajes transversales de plataforma, márgenes y elementos que no compongan afecten a la carretera principal
P puentes y obras de drenaje transversal a carretera principal
(Ka=1 para cuencas menores a 1 Km²)

APÉNDICE 6.- CÁLCULO DE COLECTORES

Colector C1_1

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	49.04	48.77	17.96	1.51	HA400	21	0.021	1.11
2	48.77	48.65	21.55	0.55	HA400	39	0.043	0.94
3	48.65	48.60	10.52	0.50	HA400	50	0.064	1.02
4	48.60	48.56	13.76	0.30	HA400	72	0.085	0.88

Colector C1_2

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	48.27	48.19	38.89	0.20	HA400	41	0.028	0.59
2	48.19	48.16	13.41	0.27	HA400	75	0.085	0.84

Colector C1_3

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	48.64	48.48	11.91	1.31	HA400	25	0.028	1.15

Colector C1_4

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	48.15	48.01	12.69	1.10	HA400	74	0.170	1.71

Colector C2_1

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	47.63	47.46	39.21	0.43	HA400	36	0.032	0.80

Colector C2_2

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	47.50	47.44	19.98	0.30	HA400	80	0.097	0.90
2	47.44	47.36	20.20	0.40	HA400	71	0.097	1.02

Colector C3_1

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	48.71	48.66	12.67	0.40	HA400	41	0.041	0.84
2	48.66	47.90	17.39	4.36	HA400	22	0.041	1.97
3	47.90	47.67	16.64	1.39	HA400	30	0.041	1.31

Colector C4_1

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	44.82	44.43	32.81	1.20	HA400	30	0.038	1.21
2	44.43	44.32	19.87	0.51	HA400	37	0.038	0.89
3	44.32	44.18	44.60	0.32	HA400	64	0.076	0.89
4	44.18	44.12	15.84	0.37	HA400	85	0.114	1.00
5	44.12	44.01	31.46	0.37	HA400	86	0.114	0.99
6	44.01	43.93	10.54	0.71	HA400	82	0.152	1.38
7	43.93	43.84	8.99	1.00	HA400	87	0.190	1.63

Colector C4_2

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	44.47	44.37	19.86	0.55	HA400	31	0.028	0.84
2	44.36	44.24	28.89	0.40	HA400	34	0.028	0.75
3	44.24	44.21	7.61	0.50	HA400	46	0.056	0.98

Colector C5_1

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	40.81	40.62	24.15	0.79	HA400	31	0.033	1.00
2	40.62	40.39	28.68	0.79	HA400	31	0.033	1.00
3	40.39	40.19	26.48	0.79	HA400	45	0.066	1.21
4	40.19	40.06	25.53	0.50	HA400	51	0.066	1.02
5	40.06	39.98	26.29	0.28	HA400	85	0.099	0.87
6	39.98	39.83	20.53	0.75	HA400	86	0.163	1.41

Colector C6_1

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	35.43	35.17	50.01	0.52	HA400	27	0.020	0.75
2	35.17	34.92	50.07	0.50	HA400	39	0.041	0.91
3	34.92	34.74	49.90	0.35	HA400	54	0.061	0.88
4	34.74	34.44	30.81	0.97	HA400	47	0.082	1.38
5	34.44	33.90	26.73	2.02	HA400	44	0.102	1.92
6	33.80	33.65	14.58	1.02	HA500	60	0.223	1.81
7	33.50	33.28	27.56	0.80	HA500	65	0.223	1.64
8	33.28	33.02	33.92	0.78	HA500	77	0.273	1.68
9	33.02	32.98	4.34	0.81	HA500	76	0.273	1.70

Colector C6_2

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	34.15	34.06	37.09	0.25	HA400	60	0.060	0.77

Colector C6_3

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	33.52	33.42	26.12	0.40	HA400	38	0.035	0.80
2	33.42	33.31	26.58	0.40	HA400	77	0.107	1.03
3	33.31	33.14	27.60	0.60	HA400	83	0.142	1.27
4	33.14	33.01	22.42	0.60	HA400	83	0.142	1.27

Colector C6_4

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	33.50	33.46	17.11	0.25	HA400	37	0.026	0.62

Colector C6_5

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	33.90	33.73	29.12	0.60	HA400	35	0.037	0.94

Colector C6_6

#	Cotai	Cotaf	Longitud	Pendiente %	Tubo	% Llenado	Q m³/s	V (m/s)
1	33.87	33.84	13.50	0.20	HA400	57	0.050	0.68
2	33.84	33.82	11.46	0.20	HA400	57	0.050	0.68

12 ANEXO 3.- ORTOFOTOS HISTORICAS

Se incorporan en el presente anexo ortofotografías correspondientes al periodo comprendido entre 2002 y la actualidad, utilizadas para el análisis de la evolución urbanística y territorial del ámbito de estudio y la verificación de la compatibilidad de la actuación con su entorno.

12.1 ORTOFOTO 2002



12.2 ORTOFOTO 2007



12.3 ORTOFOTO 2009



12.4 ORTOFOTO 2010



12.5 ORTOFOTO 2012



12.6 ORTOFOTO 2014



12.7 ORTOFOTO 2016



12.8 ORTOFOTO 2018



12.9 ORTOFOTO 2020



12.10 ORTOFOTO 2022



12.11 ORTOFOTO 2023



12.12 ORTOFOTO 2025



13 ANEXO 4.- VISITA A CAMPO

Se incorporan en el presente anexo los resultados de las visitas de campo realizadas, durante las cuales se llevaron a cabo mediciones in situ de las obras de drenaje transversal existentes, así como la toma de material fotográfico. En particular, se documentan la ODT-01, con una geometría de cuatro marcos de 2,0 m de ancho por 1,0 m de alto, y la ODT-02, con una geometría de dos marcos de 2,0 m de ancho por 1,0 m de alto, así como el canal situado aguas arriba de la ODT-01, a efectos de caracterizar su estado, geometría y funcionamiento hidráulico.



13.1 CANAL A ODT-01







13.2ODT-01







13.3 ODT-02





