

RN124 – AMENAGEMENT A 2X2 VOIES DE LA SECTION GIMONT – L'ISLE JOURDAIN

Dossier d'Autorisation Environnementale

Pièce H : Eléments utiles à la compréhension du dossier



Indice C
Janvier 2022

DOSSIER D’AUTORISATION ENVIRONNEMENTALE

PIÈCE 0	Préambule
PIÈCE A	Note de présentation non technique
PIÈCE B	Identification du demandeur
PIÈCE C	Localisation du projet
PIÈCE D	Attestation de propriété des terrains
PIÈCE E	Nature, volume et objet des ouvrages et travaux – Rubriques de la nomenclature – Moyens de surveillance et d’intervention
PIÈCE F	Evaluation des incidences du projet sur les sites Natura 2000
PIÈCE G	Etude d’impact
PIÈCE G0	Etude d’impact initiale (1997)
PIÈCE G1	Actualisation de l’étude d’impact sur le volet EAU
PIÈCE G2	Actualisation de l’étude d’impact sur le volet MILIEU NATUREL
PIÈCE G3	Eléments d’études actualisés relatifs aux impacts du projet
PIÈCE H	Eléments utiles à la compréhension du dossier
PIÈCE I	Dossier de demande de dérogation « Espèces protégées »
PIÈCE J	Atlas cartographique « Milieu naturel »

CODIFICATION

G	I	J	O	U	S	E	T	D	A	E	E	N	V	0	0	0	0	0	M	E	M	0	1	1	0	C	0	0
affaire					émetteur			niveau		domaine			ouvrage			nature			libre			indice						

REVISIONS

Version	Date	Auteurs / Vérificateur	Description
A00	11/12/2020	YLE / STE	Diffusion dans le cadre de la phase amont d’instruction
B00	26/03/2021	YLE / STE	Dépôt du dossier
C00	14/01/2022	YLE / STE	Prise en compte des observations des instances nationales (CNPN et AE CGEDD) et dépôt du dossier à l’enquête publique

COORDONNEES

Adresse du mandataire

setec international
42-44 rue Général de Larminat
33000 BORDEAUX
FRANCE

Tél +33 (0)5 24 54 55 00 / Fax +33 (0)5 24 54 55 46
secretaires.bordeaux@inter.setec.fr
www.setec.fr

SOMMAIRE

1	Methodologie de l’étude d’assainissement et de rétablissement des écoulements naturels	5
1.1	Référentiels et valeurs des paramètres nécessaires aux calculs hydrauliques	5
1.1.1	Référentiels	5
1.1.2	Hypothèses de dimensionnement	5
1.2	Estimations des débits	5
1.2.1	Bassins versants naturels	5
1.2.2	Plateforme routière	6
1.2.3	Périodes de retour considérées	6
1.2.4	Choix des dispositifs	6
1.2.5	Ouvrages d’écrêtement, de traitement et de protection des eaux	7
2	Fiches de calculs des bassins	9
3	Etude de modélisation hydraulique de la Save	19
3.1	Rapport d’étude	19
3.2	Cartographies permettant de visualiser l’aléa de référence à une échelle plus fine	44
4	Profils types des ouvrages aménagés avec des banquettes	47
5	Plans du rescindement du ruisseau de la Passade	51
6	Décrets relatifs à l’utilité publique du projet	58
6.1	Décret de déclaration d’utilité publique du 03/08/1999	58
6.2	Décret de prorogation de la DUP du 27/07/2009	61
6.3	Décret de prorogation de la DUP du 12/07/2019	63
7	Les engagements de l’Etat	65
7.1	Dossier des engagements de l’Etat	65
7.2	Bilan des mesures environnementales mises en œuvre dans le cadre des aménagements antérieurs de la RN124	102
7.2.1	Déviations de Leguevin	102
7.2.2	Auch / Aubiet	104
7.2.3	Déviations de Gimont	106

Dans le cadre de l’instruction du dossier de demande d’autorisation environnementale relatif au projet d’aménagement à 2x2 voies de la RN124 entre Gimont et L’Isle-Jourdain, les instances suivantes ont rendu un avis :

- DDT 32 – Service Eau et Risques – Unité Ressources en Eau et Milieu aquatiques. Avis en date du 07/06/2021 ;
- ARS Occitanie – Délégation départementale du Gers – Unité prévention et promotion de la santé environnementale. Avis en date du 25/06/2021 ;
- DREAL Occitanie – Direction Ecologie – Département Biodiversité. Avis en date du 05/07/2021 ;
- Conservatoire Botanique National des Pyrénées et de Midi-Pyrénées. Avis en date du 06/07/2021 ;
- OFB - Premier avis en date du 08/07/2021 et avis complémentaire en date du 22/09/2021 ;
- CNPN – Avis en date du 21/10/2021 ;
- AE CGEDD – Avis en date du 09/12/2021.

Certaines observations émises par ces instances ont entraîné l’ajout de compléments d’information au sein du présent document. Pour faciliter la lecture du document, ces compléments sont identifiés à l’aide d’un encart bleu.

1 METHODOLOGIE DE L’ETUDE D’ASSAINISSEMENT ET DE RETABLISSEMENT DES ECOULEMENTS NATURELS

1.1 REFERENTIELS ET VALEURS DES PARAMETRES NECESSAIRES AUX CALCULS HYDRAULIQUES

1.1.1 Référentiels

La méthodologie hydraulique est basée sur les différents guides techniques édités par le SETRA et le CEREMA actuellement en vigueur :

- Mémento technique 2017 « Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées, ASTEE Décembre 2017 ;
- Guide Technique Assainissement routier GTAR, SETRA Octobre 2006 ;
- Guide Technique Pollution d’origine routière, conception des ouvrages de traitement des eaux GTPOR, SETRA Août 2007 ;
- Guide Technique Drainage routier, SETRA Mars 2006 ;
- SDAGE Adour – Garonne 2016 – 2021 ;
- Les PLU des mairies concernées par le projet ;

1.1.2 Hypothèses de dimensionnement

✓ Hauteurs de pluie

Les pluies journalières retenues sont les suivantes (station de Toulouse Blagnac) :

Durée de retour	Pluies journalières
10 ans	59 mm
30 ans	73 mm
50 ans	80 mm
100 ans	89 mm

Pluies journalières à la station Toulouse Blagnac

✓ Coefficients de Montana

A proximité de la zone d’étude, seule la station Météo France de Toulouse Blagnac dispose de données suffisantes pour calculer les coefficients de Montana. Les coefficients de Montana estimés à cette station entre 1982 et 2016 sont présentés ci-après :

Durée de retour	Pluies de durées comprises entre 6 et 30 min		Pluies de durées comprises entre 30 et 360 min		Pluies de durées comprises entre 360 min et 24 h	
	Coefficients de Montana		Coefficients de Montana		Coefficients de Montana	
	a	b	a	b	a	b
5 ans	246,00	0,439	992,00	0,841	557,00	0,748
10 ans	270,00	0,412	1 221,00	0,846	753,00	0,769
20 ans	285,00	0,378	1 458,00	0,848	1 049,00	0,797
30 ans	292,00	0,359	1 588,00	0,846	1 287,00	0,815
50 ans	298,00	0,334	1 750,00	0,843	-	-
100 ans	306,00	0,301	1 963,00	0,835	-	-

Coefficients de Montana issus de la station Toulouse Blagnac (Source : Météo France)

✓ Périodes de retour retenues

Conformément aux guides en vigueur, les périodes de retour retenues pour le dimensionnement des dispositifs et ouvrages d’assainissement des eaux de plateforme sont :

- Q10 pour les dispositifs de collecte longitudinaux,
- Q25 pour les ouvrages de traversée de plateforme,
- Q100 pour les ouvrages hydrauliques de transparence,
- Q10 pour les dispositifs de traitement (bassins).

1.2 ESTIMATIONS DES DEBITS

1.2.1 Bassins versants naturels

✓ Cas des bassins versants naturels dont la superficie est inférieure à 1 km²

La méthode rationnelle simplifiée est utilisée pour les petits bassins versants de surface inférieure à 1 km². Compte tenu que l’ensemble de nos bassins versants rentrent dans cette catégorie il s’agit de la méthode que nous avons retenue pour l’ensemble des bassins versants.

La formule utilisée est la suivante :

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times I \times S$$

avec : Q : débit d'apport du BV naturel (m3/s)

C : coefficient pondéré de ruissellement du BV naturel décennal

I : intensité de la pluie (mm/h)

S : surface du bassin versant naturel (km²)

✓ Coefficients de ruissellement des bassins versants naturels

Pour des événements de période de retour inférieure ou égale à 10 ans et à 100 ans, les coefficients retenus ont été les suivants :

- Routes/Parking : CR₁₀=1 et CR₁₀₀=1
- Zones urbanisées : CR₁₀=0.55 et CR₁₀₀=0.63
- Zones boisées : CR₁₀=0.35 et CR₁₀₀=0.50
- Zones de cultures ou de pâturage : CR₁₀=0.30 et CR₁₀₀=0.47

Ces coefficients relèvent du GTAR et de notre observation du site avec des bois dans des zones de fortes pentes impliquant un ruissellement plus important et des zones de pâturages et cultures plus plates impliquant un ruissellement modéré.

✓ Périodes de retour inférieures à 5 ans

Pour estimer des périodes de retour inférieures à T=5 ans, il est appliqué des coefficients multiplicateurs sur les intensités de pluie :

Durée de retour	Coefficient multiplicateur
3 mois	0.24
6 mois	0.34
1 an	0.5
2 ans	0.6

Coefficients multiplicateurs appliqué sur les intensités de pluie

1.2.2 Plateforme routière

✓ Méthode de calcul

Le débit est estimé par la même méthode que celle utilisée pour les bassins versants naturels de surface inférieure à 1 km², la méthode rationnelle simplifiée.

✓ Coefficients de ruissellement

Les coefficients de ruissellement à prendre en compte pour le calcul des bassins versants routiers sont les suivants :

- Un coefficient de ruissellement de 1,00 pour la plateforme,
- Un coefficient de ruissellement de 1,00 pour les dispositifs béton,
- Un coefficient de ruissellement de 0,70 pour les dispositifs enherbés,
- Un coefficient de ruissellement de 0,70 pour les talus.

Le coefficient retenu pour les talus a été considéré assez élevé pour tenir compte des précompactages usuels des talus entraînant un colmatage et un ruissellement plus important.

1.2.3 Périodes de retour considérées

✓ Assainissement

Le réseau longitudinal de collecte a été dimensionné pour la période de retour décennale pour la RN124.

Le réseau de collecte des eaux de bassins versants naturels est dimensionné pour la période de retour biennale en pied de remblai et décennale en crête de déblai.

✓ Rétablissement des petits bassins versants naturels

Les ouvrages hydrauliques de transparence des écoulements des bassins versants naturels sont dimensionnés pour la période de retour centennale sous la RN124 et pour la période de retour décennale pour les autres voiries à l'exception des dispositifs placés en aval immédiat d'un ouvrage sous-section courante qui seront dans ce cas dimensionnés également en centennal.

1.2.4 Choix des dispositifs

✓ Méthode de calcul

Connaissant le débit de dimensionnement, les calculs hydrauliques sont effectués à l'aide d'un programme spécifique de calcul des hauteurs d'eau et des vitesses (calcul par la formule de Manning-Strickler), conformément au Guide Technique pour l'Assainissement Routier en respectant certains critères qui dépendent de la nature de l'ouvrage.

$$Q_c = K \cdot R^H \cdot p^{1/2} \cdot S$$

avec :

Q_c : débit capable en m3/seconde

K : coefficient de rugosité du matériau de l'ouvrage

RH : rayon hydraulique

p : pente de l'ouvrage en mètre/mètre

S : section mouillée de l'ouvrage (m²)

✓ RN124

Le dispositif retenu en crête de remblai sera le caniveau à fente. Dans le cas défavorable où les eaux devront être acheminées à contre sens du profil en long, un caniveau en U avec renformi sera utilisé.

Les cunettes asymétriques seront utilisées en déblai. Elles seront bétonnées afin d'assurer que les éventuelles pollutions accidentelles n'atteignent pas les milieux souterrains.

✓ Autres voiries

Les dispositifs en crête de remblai seront évités et des fossés de pied de remblai seront implantés quand la topographie le permet. Dans le cas d'un profil en déblai, une cunette asymétrique en terre sera implantée.

✓ Dimensionnement minimal

Enfin, indépendamment du débit de dimensionnement estimé, des sections minimales d'ouvrage sont appliquées en fonction de la nature de la voie franchissant l'écoulement en vue, sauf contraintes majeures justifiant d'y déroger :

- Ø 600 mm pour le rétablissement des écoulements sous la route nationale,
- Ø 500 mm pour les traversées de plateforme du réseau longitudinal
- Ø 400 mm sous les plateformes routières des autres rétablissements de communications (voiries communales),
- Ø 300 mm sous les chemins d'exploitation et les accès aux parcelles,
- les cunettes auront une ouverture minimale d'un mètre.

1.2.5 Ouvrages d'écrêtement, de traitement et de protection des eaux

✓ Précisions méthodologiques

Pour dimensionner l'ouvrage, il est nécessaire de prendre en compte les données géométriques du projet et de prendre en compte les hypothèses suivantes : classe de vulnérabilité, surface d'impluvium, données pluviométriques, taux d'abattement de MES, débit de fuite maximum autorisé, rapport longueur sur largeur, etc.

Sur le projet, tous les rejets assureront un **écrêtement jusqu'à la crue décennale**. Le volume maximal à stocker est alors déterminé en fonction du débit de fuite : le débit de fuite maximum retenu est de 8,5 l/s/ha imperméabilisé.

Le dimensionnement du volume d'écrêtement est effectué selon la méthode des débits, elle-même directement basée sur la méthode des pluies. Cette méthode repose sur un modèle permettant de simuler le fonctionnement hydraulique des ouvrages de stockage, quel que soit le mode de régulation des débits sortants.

Le principe de cette méthode repose sur la définition de trois relations qui décrivent le système de rétention :

- une relation de conservation des volumes : $\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_f(t)$,

pour la durée de l'averse, la somme du volume stocké en chaque instant t est égale au débit entrant à l'instant t (Qe) – débit de fuite à l'instant t (Qf),

- une relation décrivant l'évolution du volume stocké à chaque instant en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin,
- une relation de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie Qf (t) en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.

Le volume d'écrêtement est alors calculé à partir du débit entrant pour la période de retour de crue de 10 ans en fonction d'une durée d'averse donnée. Plusieurs durées d'averse sont testées. La valeur du volume stocké maximum est retenue tout en respectant le débit de fuite maximum autorisé.

Le volume utile du bassin pour la **pollution accidentelle** (orifice fermé) est calculé selon la formule :

$$Vu = Sa \times h(T,t) + VPA$$

Avec :

- Sa : surface active d'impluvium (m²) ;
- h (T,t) : hauteur d'eau de la pluie de période de retour (T = 2 ans) et de durée (t=2 h) :

$$h(T,t) = i(2h) \times t$$

avec :

- i(2h) : intensité de la pluie issue de la formule de Montana ;
- t : durée de la pluie, (h) ;
- VPA : volume de la pollution accidentelle (VPA = 50 m³)

Le volume utile retenu est le plus contraignant (le maximum) des deux après vérification de la performance du bassin pour le traitement de la pollution chronique.

Dans le cadre de ce projet, le calcul du volume utile pour la pollution accidentelle est une pollution accidentelle de 50 m³ concomitante avec une pluie de période de retour 2 ans et de durée 2 heures.

✓ Estimation du volume mort

Le volume mort permet de créer une zone tampon en cas de pollution accidentelle. On considère que la pollution s'évacuera après l'eau présente dans le volume mort. Le volume mort dépend du temps d'intervention considéré. L'estimation du temps de propagation d'une pollution miscible dans un bassin est donnée par la relation :

$$Tp = Vm / 2 Qf$$

avec :

- Vm : volume mort du bassin, (m³)
- Qf : débit de fuite du bassin, (m³/s) :

$$Qf = 500 S \sqrt{2gH}$$

avec :

- H : hauteur de charge, (m) : H = hu – Ø / 2
- hu : hauteur utile de remplissage
- Ø : diamètre de l'orifice (m)
- S : surface d'orifice, (m²);

La section de l'orifice de sortie doit vérifier les deux conditions suivantes :

- à hauteur utile de remplissage hu, le débit de fuite doit être inférieur ou égal au débit maxi admissible à l'exutoire pour une pluie de période de retour T ;

- à mi-hauteur utile de remplissage $hu/2$ le débit de fuite de l'orifice doit permettre d'assurer l'intervention en cas de pollution accidentelle. Le temps d'intervention est fixé à 1h.

Pour éviter les risques de colmatage on cherche à obtenir des orifices de diamètre 80mm minimum.

✓ Caractéristiques du bassin pour traiter la pollution chronique

Il est recherché une décantation optimale pour une pluie de période de retour biennale $T = 1$ an. La capacité de décantation dépend de la vitesse de sédimentation.

La vitesse de sédimentation (ou vitesse de chute) dans l'ouvrage, quant à elle, est calculée selon la formule :

$$V_s = \left[\frac{0.8 * Q_T - Q_f}{S_b * \ln \left(\frac{0.8 * Q_T}{Q_f} \right)} \right] * 3600$$

Avec :

Q_f : débit de fuite du bassin à mi-hauteur utile en m^3/s

Q_T : débit de pointe à l'entrée du bassin pour une pluie de période de retour T en m^3/s

S_b : surface du bassin au niveau de l'orifice de fuite en m^2

V_s : vitesse de sédimentation du bassin en m/h

Les caractéristiques des ouvrages de protection définies pour la pollution accidentelle doivent répondre aussi aux objectifs de rendement pour le traitement des MES. Le tableau ci-dessous présente le taux d'abattement de certains polluants par type d'ouvrage.

Bassin routier avec volume mort Avec V horizontal < 0.15 m/s V_s^* en m/h	Taux d'abattement en %			
	MES	DCO	Cu, Cd, Zn	Hc et HAP
1	85	75	80	65
3	70	65	70	45
5	60	55	60	40

Taux d'abattement des ouvrages de traitement

Les vitesses de sédimentations signifient que si $V_{chute} > V_s$ les MES sont décantées durant leur temps de séjour dans le bassin. La surface de nos bassins a été vérifiée pour pouvoir assurer une vitesse de sédimentation de 1 m/h.

La vitesse horizontale dans l'ouvrage est calculée selon la formule :

$$VH \leq Q_f / l \times hm$$

avec :

l : largeur du bassin au miroir du volume mort (m)

hm : hauteur d'eau du volume mort (m)

Il est vérifié que la vitesse horizontale ne dépasse pas 0,15 m/s.

2 FICHES DE CALCULS DES BASSINS

FICHE TECHNIQUE BASSIN Bassin 2

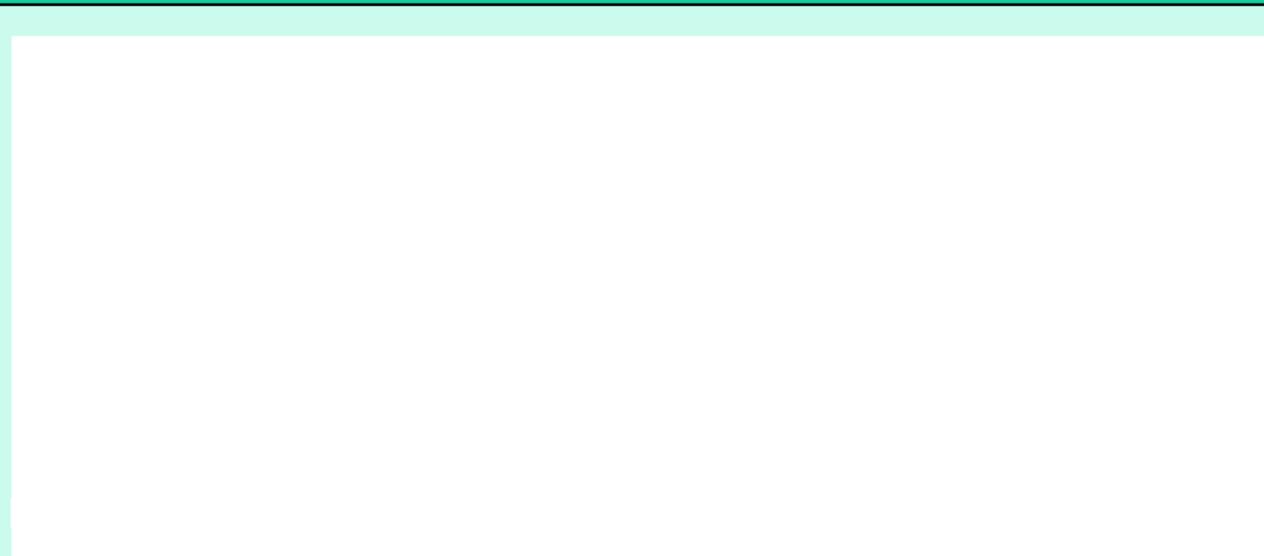
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		7,55	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,89	-
Surface active		6,70	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,936	m ³ /s
	10 ans	1,560	m ³ /s
	100 ans	2,423	m ³ /s
Débit de fuite		64,1	L/s
Débit surverse maximal théorique		1,504	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine			
Nom du piézomètre et localisation			

Rejet

Exutoire	Rejet dans fossé existant
Fe fossé	183,320 mNGF
Fe rejet	mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		322	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 1 760 / 2 572		m ³
Volume utile retenu		2 572	m ³
Surface à hauteur d'orifice		791	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai et déblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,40	m
Utile	1,50	m
Revanche	0,50	m
Totale	2,40	m

Niveaux

Fond du bassin	175,60	mNGF
Dérivation		mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	176,00	mNGF
Sortie du bassin	175,90	mNGF
Entrée du bassin	177,55	mNGF
NPHE	177,50	mNGF
Digue	178,00	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,176	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,15	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0075	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité		Complexe étanche
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	0,00 m
Béton de lestage	Fond + talus	0,00 m

FICHE TECHNIQUE BASSIN Bassin 3

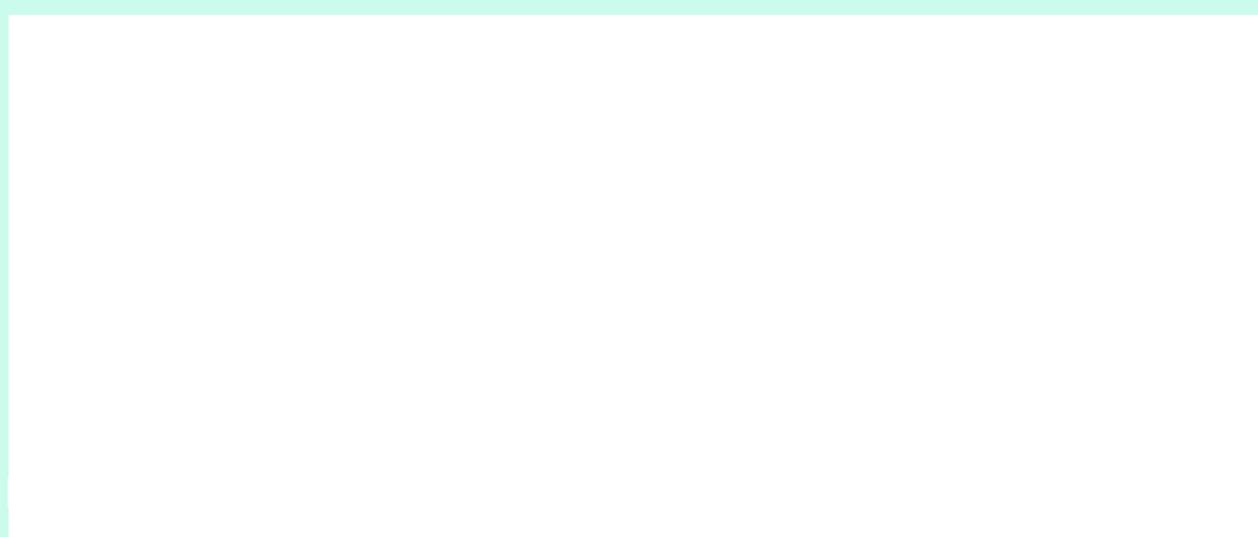
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		6,34	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,93	-
Surface active		5,90	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,820	m ³ /s
	10 ans	1,366	m ³ /s
	100 ans	2,125	m ³ /s
Débit de fuite		53,9	L/s
Débit surverse maximal théorique		1,047	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine			
Nom du piézomètre et localisation			

Rejet

Exutoire	
Rejet dans fossé existant	
Fe fossé	183,320 mNGF
Fe rejet	mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		271	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 1 556 / 2 285		m ³
Volume utile retenu		2 285	m ³
Surface à hauteur d'orifice		685	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai et déblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,40	m
Utile	1,40	m
Revanche	0,50	m
Totale	2,30	m

Niveaux

Fond du bassin	183,20	mNGF
Dérivation		mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	183,60	mNGF
Sortie du bassin	183,50	mNGF
Entrée du bassin	185,05	mNGF
NPHE	185,00	mNGF
Digue	185,50	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,1642	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,30	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0063	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité		Complexe étanche
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	0,00 m
Béton de lestage	Fond + talus	0,00 m

FICHE TECHNIQUE BASSIN Bassin 4

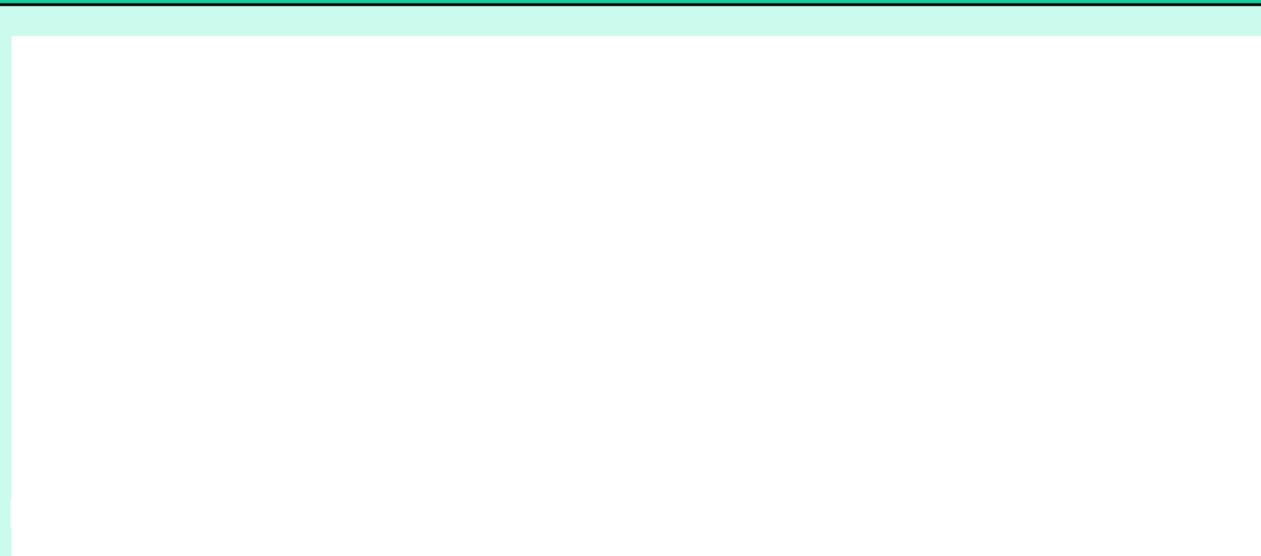
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		4,48	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,96	-
Surface active		4,31	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,685	m ³ /s
	10 ans	1,142	m ³ /s
	100 ans	1,713	m ³ /s
Débit de fuite		38,1	L/s
Débit surverse maximal théorique		0,823	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine			
Nom du piézomètre et localisation			

Rejet

Exutoire		Rejet dans fossé existant
Fe fossé		194,330 mNGF
Fe rejet		mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		193	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 1 150 / 1 679		m ³
Volume utile retenu		1 679	m ³
Surface à hauteur d'orifice		546	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai et déblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,40	m
Utile	1,80	m
Revanche	0,50	m
Totale	2,70	m

Niveaux

Fond du bassin	200,30	mNGF
Dérivation		mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	200,70	mNGF
Sortie du bassin	200,60	mNGF
Entrée du bassin	202,60	mNGF
NPHE	202,50	mNGF
Digue	203,00	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,129	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,30	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0096	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité		Complexe étanche
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	m
Béton de lestage	Fond + talus	m

FICHE TECHNIQUE BASSIN Bassin 5

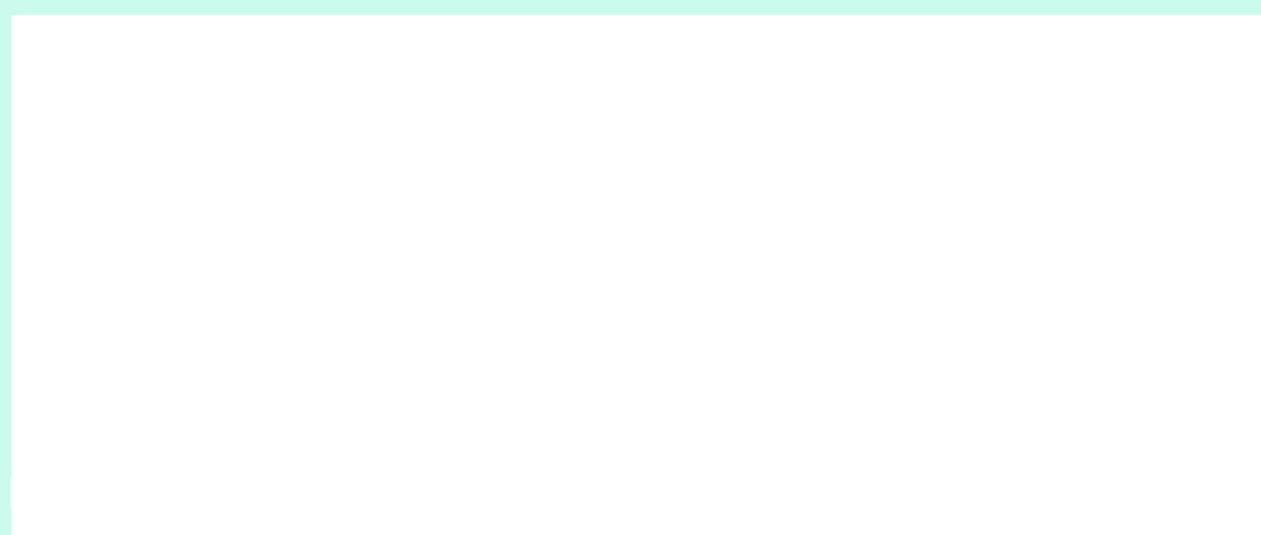
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		2,41	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,99	-
Surface active		2,39	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,341	m ³ /s
	10 ans	0,568	m ³ /s
	100 ans	0,877	m ³ /s
Débit de fuite		20,4	L/s
Débit surverse maximal théorique		0,452	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine		- 1,5 m sous le TN	
Nom du piézomètre et localisation		PZ1 et PZ2	

Rejet

Exutoire		Rejet dans fossé existant
Fe fossé		147,746 mNGF
Fe rejet		147,996 mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		104	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 659 / 933		m ³
Volume utile retenu		933	m ³
Surface à hauteur d'orifice		278	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,50	m
Utile	1,20	m
Revanche	0,50	m
Totale	2,20	m

Niveaux

Fond du bassin	208,62	mNGF
Dérivation	210,40	mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	209,12	mNGF
Sortie du bassin	209,05	mNGF
Entrée du bassin	210,40	mNGF
NPHE	210,32	mNGF
Digue	210,82	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,1047	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,20	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0036	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité		Complexe étanche
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	m
Béton de lestage	Fond + talus	m

FICHE TECHNIQUE BASSIN Bassin 6

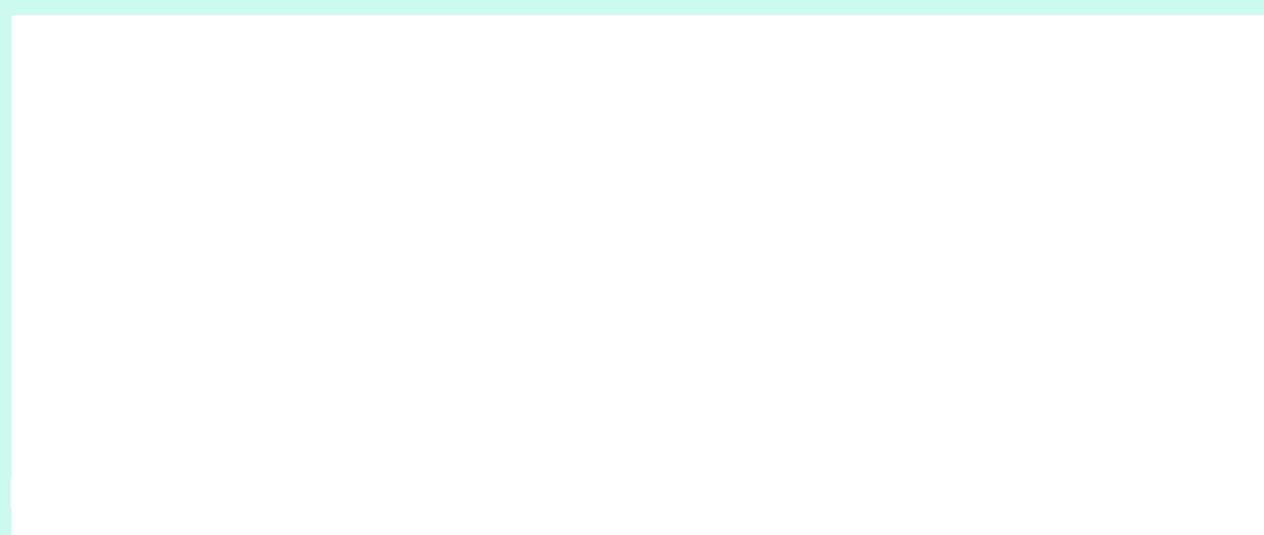
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		7,65	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,88	-
Surface active		6,75	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,989	m ³ /s
	10 ans	1,649	m ³ /s
	100 ans	2,528	m ³ /s
Débit de fuite		65,0	L/s
Débit surverse maximal théorique		1,330	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine		- 1,5 m sous le TN	
Nom du piézomètre et localisation		PZ1 et PZ2	

Rejet

Exutoire		Rejet dans fossé existant
Fe fossé		147,746 mNGF
Fe rejet		147,996 mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		325	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 1 772 / 2 586		m ³
Volume utile retenu		2 586	m ³
Surface à hauteur d'orifice		825	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,60	m
Utile	1,30	m
Revanche	0,50	m
Totale	2,40	m

Niveaux

Fond du bassin	199,93	mNGF
Dérivation	201,90	mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	200,53	mNGF
Sortie du bassin	200,45	mNGF
Entrée du bassin	201,90	mNGF
NPHE	201,83	mNGF
Digue	202,33	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,1844	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,30	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0047	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité		Complexe étanche
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	m
Béton de lestage	Fond + talus	m

FICHE TECHNIQUE BASSIN Bassin 7

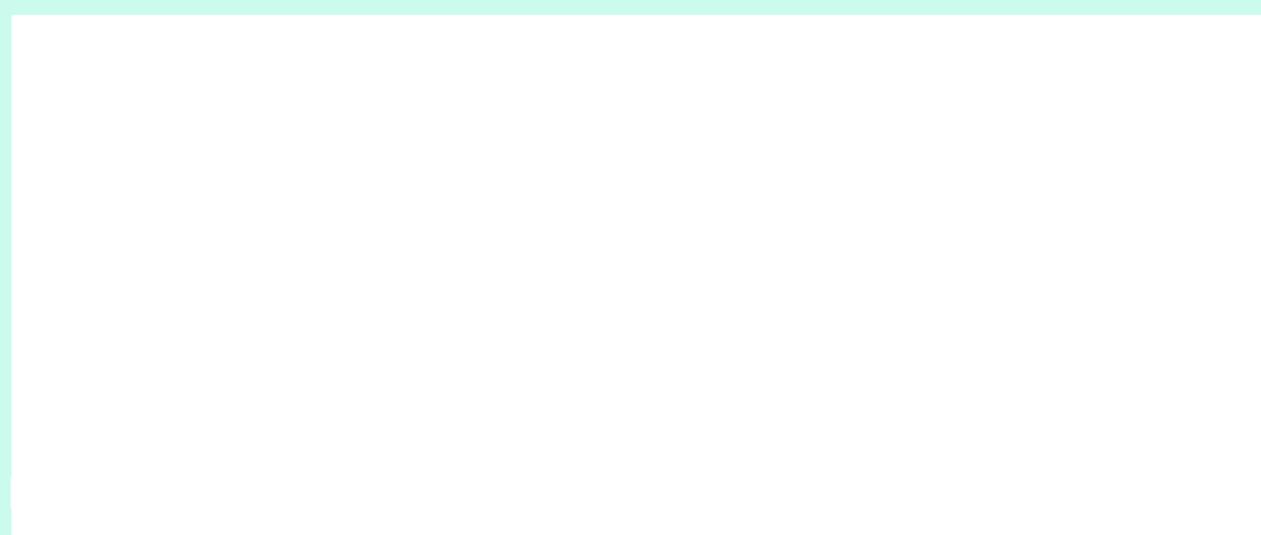
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		3,59	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,88	-
Surface active		3,18	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,422	m ³ /s
	10 ans	0,703	m ³ /s
	100 ans	1,106	m ³ /s
Débit de fuite		30,5	L/s
Débit surverse maximal théorique		0,384	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine		- 1,5 m sous le TN	
Nom du piézomètre et localisation		PZ1 et PZ2	

Rejet

Exutoire		Rejet dans fossé existant
Fe fossé		147,746 mNGF
Fe rejet		147,996 mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		154	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 860 / 1 218		m ³
Volume utile retenu		1 218	m ³
Surface à hauteur d'orifice		363	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,50	m
Utile	1,20	m
Revanche	0,50	m
Totale	2,20	m

Niveaux

Fond du bassin	167,99	mNGF
Dérivation	169,80	mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	168,49	mNGF
Sortie du bassin	168,40	mNGF
Entrée du bassin	169,80	mNGF
NPHE	169,69	mNGF
Digue	170,19	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,1283	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,30	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0039	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité	Béton + Complexe étanche	
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	m
Béton de lestage	Fond + talus	m

FICHE TECHNIQUE BASSIN 8

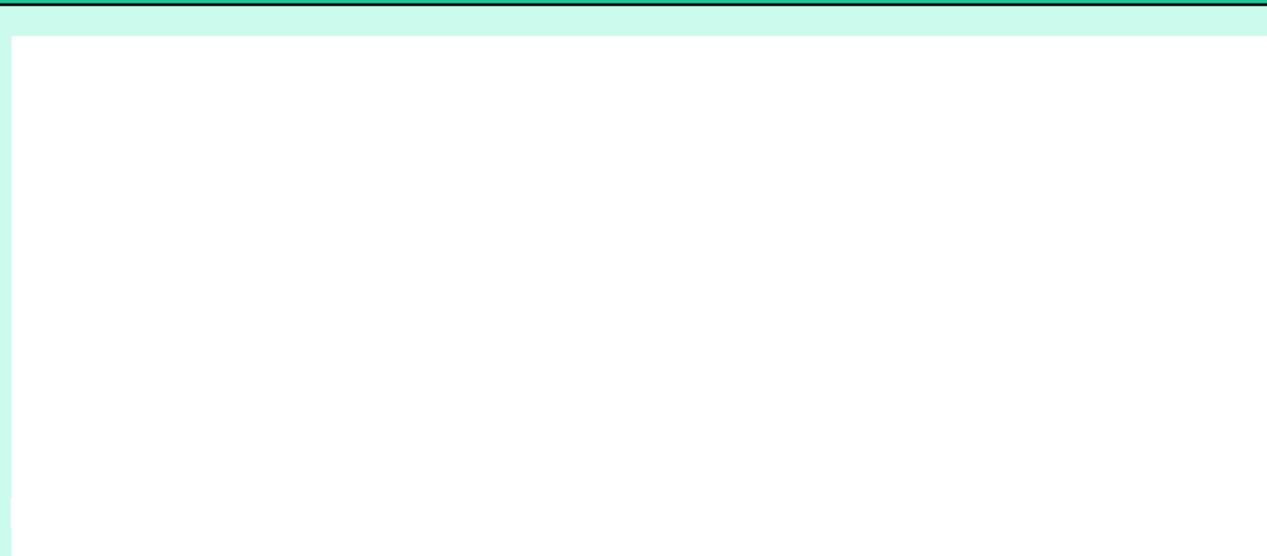
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		2,66	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,94	-
Surface active		2,49	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,321	m ³ /s
	10 ans	0,535	m ³ /s
	100 ans	0,849	m ³ /s
Débit de fuite		22,6	L/s
Débit surverse maximal théorique		0,419	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine		- 1,5 m sous le TN	
Nom du piézomètre et localisation		PZ1 et PZ2	

Rejet

Exutoire		Rejet dans fossé existant
Fe fossé		147,746 mNGF
Fe rejet		147,996 mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		115	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 686 / 966		m ³
Volume utile retenu		966	m ³
Surface à hauteur d'orifice		275	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,50	m
Utile	1,20	m
Revanche	0,50	m
Totale	2,20	m

Niveaux

Fond du bassin	164,18	mNGF
Dérivation	165,95	mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	164,68	mNGF
Sortie du bassin	164,60	mNGF
Entrée du bassin	165,95	mNGF
NPHE	165,88	mNGF
Digue	166,38	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,1103	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,20	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0035	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité		Complexe étanche
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	m
Béton de lestage	Fond + talus	m

FICHE TECHNIQUE BASSIN Bassin 9

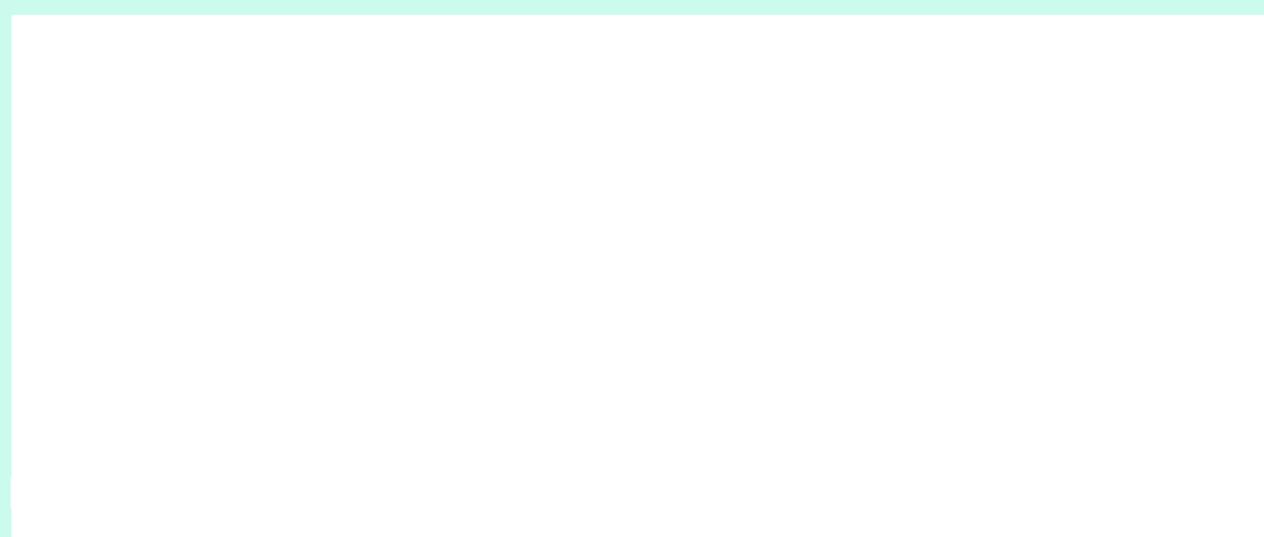
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		4,40	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		0,93	-
Surface active		4,11	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,783	m ³ /s
	10 ans	1,305	m ³ /s
	100 ans	1,865	m ³ /s
Débit de fuite		37,4	L/s
Débit surverse maximal théorique		0,987	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine		- 1,5 m sous le TN	
Nom du piézomètre et localisation		PZ1 et PZ2	

Rejet

Exutoire		Rejet dans fossé existant
Fe fossé		147,746 mNGF
Fe rejet		147,996 mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		187	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 / 1 100 / 1 593		m ³
Volume utile retenu		1 593	m ³
Surface à hauteur d'orifice		595	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,40	m
Utile	0,90	m
Revanche	0,50	m
Totale	1,80	m

Niveaux

Fond du bassin	146,34	mNGF
Dérivation	147,70	mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	146,74	mNGF
Sortie du bassin	146,65	mNGF
Entrée du bassin	147,70	mNGF
NPHE	147,64	mNGF
Digue	148,14	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,1536	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,30	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0042	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité		Complexe étanche
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	m
Béton de lestage	Fond + talus	m

FICHE TECHNIQUE BASSIN 10

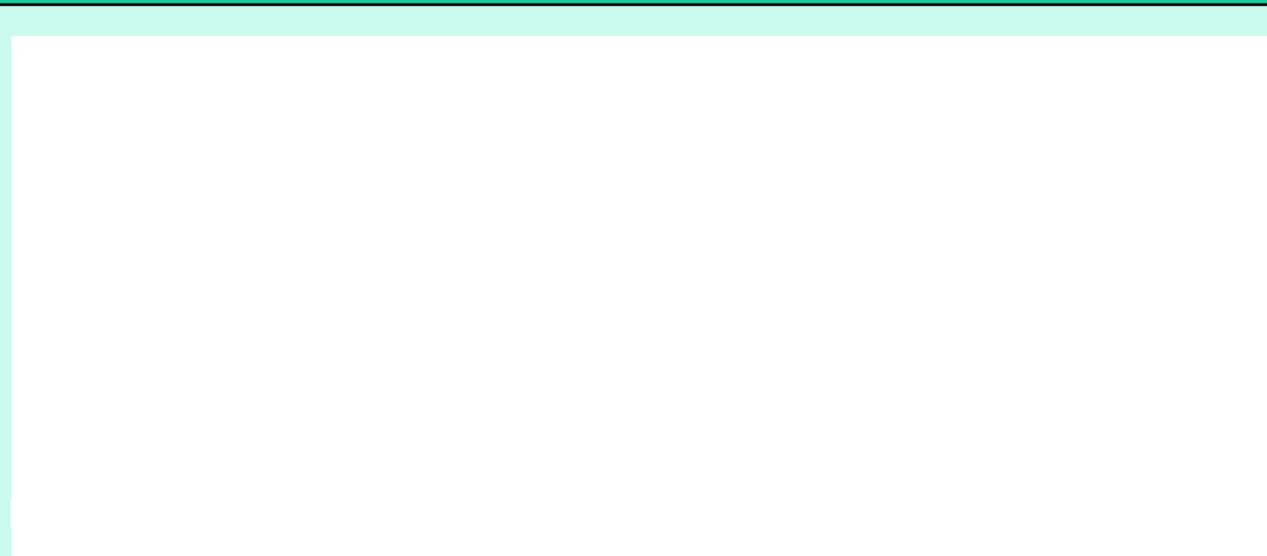
Données d'entrée

Surfaces			
Surface totale		1,47	ha
Coefficient de ruissellement (Cr)		1,00	-
Surface active		1,47	ha
Périodes de retour de dimensionnement			
Ecrêtement		10	ans
Traitement		2	ans
Confinement (pollution accidentelle)			
- Volume déversé		50	m ³
- Pluie concomitante	2 ans	2	h
Débits restitués			
Débit d'entrée dans le bassin :	2 ans	0,234	m ³ /s
	10 ans	0,390	m ³ /s
	100 ans	0,584	m ³ /s
Débit de fuite		12,5	L/s
Débit surverse maximal théorique		0,274	m ³ /s
Contraintes particulières			
Temps d'intervention		60	min
Niveau de nappe souterraine		- 1,5 m sous le TN	
Nom du piézomètre et localisation		PZ1 et PZ2	

Rejet

Exutoire	
Rejet dans fossé existant	
Fe fossé	147,746 mNGF
Fe rejet	147,996 mNGF

Plan de situation



Dimensions du bassin multifonction

Dimensions à respecter

Volume mort		64	m ³
Volume utile DLE / traitement / écrêtement	0 /	425 /	576 m ³
Volume utile retenu		576	m ³
Surface à hauteur d'orifice		184	m ²

Configuration

Pente talus intérieurs H / V	Remblai	2/1
Pente talus extérieurs H / V		2/1

Hauteurs

Morte	0,40	m
Utile	0,60	m
Revanche	0,50	m
Totale	1,50	m

Niveaux

Fond du bassin	140,30	mNGF
Dérivation	141,35	mNGF
Orifice de fuite et 'NPBE	140,70	mNGF
Sortie du bassin	140,65	mNGF
Entrée du bassin	141,35	mNGF
NPHE	141,30	mNGF
Digue	141,80	mNGF

Ouvrages

Ouvrage d'entrée	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Ouvrage de sortie	Buse béton	
- Dimensions		mm
- Pente		%
Orifice de fuite		
- Diamètre de l'orifice de fuite	0,0984	m
- Type de fuite	Ajutage entrant (clapet)	μ=0.5
Type de dérivation	Regard de dérivation + 2 vannes	
Procédure d'intervention en cas de pollution accidentelle	Manuelle	
Surverse	Intégrée	
- Hauteur	0,38	m
- Largeur	0,20	m

Vitesse d'écoulement

< 0,15 m	0,0018	m/s
----------	--------	-----

Structures

Type d'étanchéité	Béton + Complexe étanche	
GNT (0 / 31,5) (sous béton)	Fond	0,20 m
Béton de lestage	Fond + talus	1,16 m

3 ETUDE DE MODELISATION HYDRAULIQUE DE LA SAVE

3.1 RAPPORT D’ETUDE



**ETUDE HYDRAULIQUE SUR L'INCIDENCE DU PROJET
D'AMENAGEMENT 2X2 VOIES DE LA RN 124**

COMMUNE DE L'ISLE-JOURDAIN (32)

MODELISATION HYDRAULIQUE

Rapport

Novembre 2020

SOMMAIRE

Introduction	3
I. Localisation	4
II. Risque inondation	5
III. Analyse hydrologique	8
IV. Modélisation hydraulique	14
V. Cartographie des aléas	29
VI. Impact du projet	30
Annexe	31

INTRODUCTION

Le Département "Maîtrise d'Ouvrage" des Routes Nationales de la DREAL Occitanie souhaite connaître l'incidence du projet de l'aménagement à 2X2 voies de la RN 124 à l'Isle-Jourdain (sur 1,3 km).

Il s'agit de la réalisation d'une modélisation hydraulique complémentaire dans ce secteur concernant les incidences des remblais nécessaires à l'élargissement des voies actuelles ; et ce, en zone inondable de la Save.

L'objet de cette étude concerne l'intégration des remblais de l'élargissement sur la rive gauche de la Save dans le modèle hydraulique existant. Ce modèle a été réalisé pour la DDT du Gers dans le cadre du PPRI de la commune de l'Isle-Jourdain en 2015. Cette étude a permis la cartographie des zones inondables de la Save sur la totalité de la commune de l'Isle-Jourdain. Pour le projet d'aménagement de la RN 124, nous avons conservé les mêmes paramètres de calage (hypothèses de débits, coefficients de rugosité...). Ensuite, on a procédé à l'intégration de l'état du projet dans le modèle. Enfin, l'objectif sera de comparer les lignes d'eau de l'état actuel avec celles de la résultante du projet. Il sera vérifié s'il y a des impacts - liés aux réaménagements - sur les constructions avoisinantes (maisons d'habitation, fermes...).

Dans le cadre du PPRI de la Save sur la commune de l'Isle-Jourdain, l'objectif était de connaître la ligne d'eau de la crue de référence (juillet 1977) dans les conditions actuelles sur la commune de l'Isle-Jourdain. Car, lors de l'inondation de juin 2000, le niveau de la crue a dépassé celui de la crue de juillet 1977 en amont de la déviation de la RN 124 (qui se positionne en remblai dans la traversée de la vallée alluviale). La « deux fois deux voies » de la RN 124 (construction en 1993) a failli être submergée, la crue étant parvenue au niveau des glissières de sécurité coté amont, juste à 20 cm au-dessous du revêtement de la route.

Dans le modèle hydraulique existant en régime permanent, nous avons simulé les débits de la crue du 7 juillet 1977 à 638 m³/s (période de retour 100 ans) et celle du 13 juin 2000 à Q = 370 m³/s (période de retour 20 ans) à l'Isle-Jourdain au droit de la station AC de la DREAL.

Le calage du modèle a été effectué en ajustant ses caractéristiques aux résultats de simulation des débits de crue connus grâce aux repères de crues relevés auparavant. Les simulations concerneront les débits d'occurrence pris comme crue de référence et donc retenue pour la carte d'aléa du PPRI.

La modélisation sera réalisée **en régime permanent** (simulation des hauteurs, des vitesses et des emprises lors des pics des crues) afin de quantifier les caractéristiques de submersion au maximum de l'intensité de l'inondation de référence.

La modélisation sera réalisée en état initial et ensuite avec le projet.

La modélisation sera réalisée avec le modèle USACE HEC-RAS version 5.03, modèle hydraulique de détermination des lames d'eau et de leurs caractéristiques dynamiques (champ de vitesse, inondation latérales, ressauts, tensions sur le fond et aux parois, ...).

Ce rapport comprend 4 parties :

- présentation des données initiales ;
- présentation du modèle utilisé ;
- résultats de la modélisation ;
- limites du modèle.

I. LOCALISATION DU PROJET :

Ce projet se situe dans le département du Gers au Sud-Ouest de la commune de l'Isle-Jourdain. Ce projet consiste en l'aménagement à 2X2 voies de la RN 124 (sur 1,3 km de longueur).

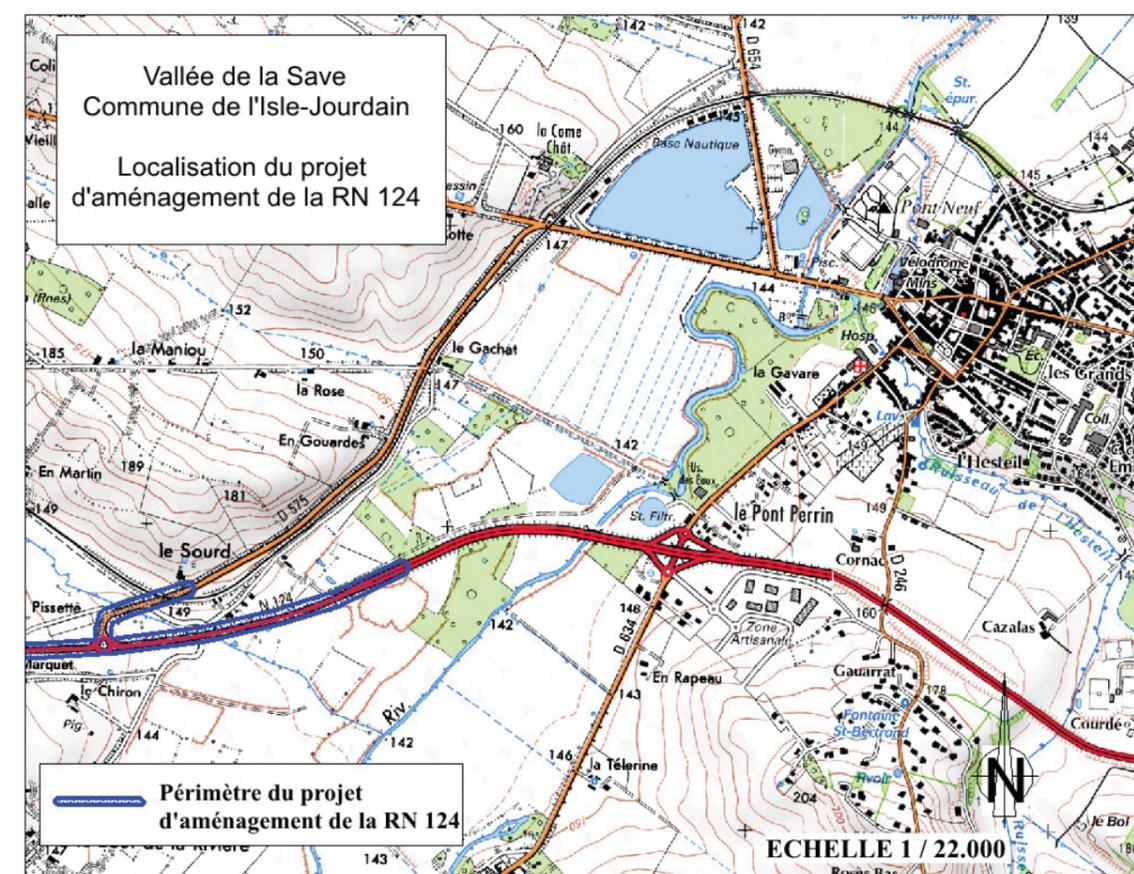


Figure n° 1 : Carte de la localisation du projet

II. RISQUE D'INONDATION

Le bassin versant de la Save se situe au Sud-Est du Bassin Aquitain. Il s'étire sur 95 km, avec seulement 12 km de largeur maximale. Il couvre une surface de 1230 km² à la station AC de Grenade (441 km² à Lombez, 684 km² à Labastide-Savès, 897 km² à l'Isle-Jourdain...). La vallée de la Save est orientée SW-NE suivant une génératrice du cône détritique dit cône de Lannemezan. Les parties supérieure et inférieure du bassin de la Save se trouvent dans le département de la Haute-Garonne. Seule sa partie médiane se situe dans le département du Gers.

Le réseau hydrographique du bassin présente une forme de type « peuplier », très étirée, ne comportant que quelques branches latérales importantes (la Gesse, l'Aussoué, la Boulouze...).

A la traversée de la commune de l'Isle-Jourdain, la Save parcourt une vallée en auge, sorte de large couloir alluvial avec des zones inondables de 900 à 1100 mètres de largeur. Retenons que la caractéristique principale qui conditionne la dynamique des inondations réside dans le fait que la Save est endiguée. En effet, les digues ou levées de terre (hauteur de plus de 2 m) édifiées par les agriculteurs sur les deux rives de la Save et le long de chaque affluent occupent et traversent le fond inondable, ce qui détermine en quelque sorte des casiers à large maille dans la vallée. En cas de rupture de ces digues, on assiste à des courants qui débordent dans la plaine en aggravant le risque pour les parcelles non ou mal protégées.

L'analyse des données hydrométriques de la station de prévision de crue (DREAL) de l'Isle-Jourdain (superficie : 897 km² ; zéro d'échelle : 136,03 m) nous a permis de connaître les crues historiques.

Nous avons recensé plusieurs crues historiques de 1855 à nos jours, en discontinu (165 ans), au-delà de la cote 5,80 m : **9 juillet 1977 (7,80 m)**, 23 juin 1875 (7,30 m), 2 février 1952 (7,00 m), 3 juin 1855 (6,70 m), **11 juin 2000 (6,75 m)**, 3 juillet 1897 (6,65m), 26 janvier 2014 (6,65m), 5 février 2003 (6,40 m), 24 janvier 2009 (6,03 m), 8 mai 1918 (6,55 m), 25 décembre 1993 (6,32 m), 02 juin 2013 (6,35 m), 13 mars 2006 (6,25 m), **21 janvier 2013 (6,15 m)**, 12 avril 1994, (6,00 m), 26 septembre 1993 (5,92 m), 1 décembre 1982 (5,90 m), 1 mars 1982 (5,83), 25 avril 1988 (5,82 m), 19 mars 1988 (5,81 m)...

Le maximum de risque d'inondation à l'Isle-Jourdain se place en été hydrologique : les 7 plus fortes crues survinrent en juillet 1897, juillet 1977, juin 1875, février 1952, mai 1890, février 1971 et juin 2000.

II.1. Crue du 9 juillet 1977 :

Dans la commune de l'Isle-Jourdain, la crue de juillet 1977 a atteint la cote 7,80 m à l'échelle de la station A.C. de l'Isle-Jourdain, elle a dépassé les niveaux de toutes les crues connues. Elle semble avoir été la plus forte de toutes, pour laquelle nous avons des plaques de crue dans la commune. Cette crue est la plus forte crue du XXe siècle et la mieux renseignée. Par son occurrence, son caractère relativement récent, sa puissance, son impact et son développement exceptionnel dans notre secteur d'étude, cette crue fait référence. Son analyse détaillée apporte donc une information primordiale.

Sur le territoire de la commune, il apparaît que les événements pluvieux à l'origine des crues inondantes de juillet 1897 et de juillet 1977 ont un caractère exceptionnel par leur ampleur spatiale et leur localisation (sur la totalité du bassin versant), et aussi par leur durée (pluies abondantes et régulières). Cette configuration est favorable au développement de crues sur des bassins versants de dimensions modestes comme celui de la Save (inférieur à 1 200 km²) : 897 km² à l'Isle-Jourdain.

L'impact de la crue de juillet 1977 est bien connu au travers de témoignages et de diverses archives (photographies de la DDT 32). Il apparaît que l'impact a été très fort, que ce soit sur les ouvrages présents dans la plaine (ouvrages hydrauliques, ouvrages de décharge, remblais et digues, bâti) mais

aussi en termes d'impact sur les habitations et les riverains (coups de bélier par objets flottés, riverains emportés...).

Plusieurs faits récurrents ont été observés lors de cette inondation :

- les « ruptures » de berges, plus ou moins déterminées par des points de faiblesse préexistants, ont organisé les premières submersions et généré des lignes de courants à l'origine d'importants affouillements.

Les aménagements de la plaine ont fortement conditionné la dynamique des submersions. Tous les remblais routiers (la RD 924, les voies SNCF...) perpendiculaires à l'axe de la Save ont fait office de barrages, parfois submergés avec un plan d'eau à l'amont et un effet de seuil à l'aval immédiat. Les ouvrages de décharge de ces remblais ont été très souvent dégradés.

Également, les digues du Gachat (de 3 m de hauteur) sur la rive gauche en aval de la RN 124 sont positionnées en travers de la vallée donc perpendiculaires aux écoulements de crue. Ces digues perturbent beaucoup les écoulements de crue au niveau de la ville de l'Isle-Jourdain.

Les rehaussements des digues en aval des voies SNCF sur les deux rives, perturbent aussi les écoulements des crues petites et moyennes ;

Lors de la crue de juillet 1977 la RD 924 a été inondée sur plus de 300 m de long et la crue est passée sur les voies SNCF (à cause des embâcles sous le pont).

- Au paroxysme de la crue, les flux d'inondation se sont déplacés en grandes sinusoïdales indépendantes du lit de la Save, générant de forts courants dans grande partie de la plaine.
- Du fait des particularités hydrogéomorphologiques de la vallée déjà signalées, les débordements ont eu beaucoup de mal à revenir à la Save, du fait des effets de casiers.

Cette dynamique particulière a généré un impact important sur l'ensemble des terres inondables de la commune, et conditionne un aléa inondation fort.

II.2. Carte des zones inondées de la crue du 11 juin 2020 :

Lors de la crue du 11 juin 2000, nous avons cartographié les zones inondées de la Save dans la commune de l'Isle-Jourdain, pour la DREAL Occitanie. La cartographie a été réalisée à partir des traces et ces laisses de crue sur le terrain (annexe 1.1.).

Lors de la crue du 11 juin 2000, la cote a atteint 6,75 m à l'échelle de la station A.C. de l'Isle-Jourdain, avec une période de retour estimée supérieur à 20 ans à l'Isle-Jourdain.

Une grande partie de la plaine a été inondée en amont de la RN 124, avec des ruptures et des submersions de digues générant des courants de crue sur la rive gauche et remplissant des casiers.

La cote de crue 2000 a dépassé le niveau de la crue de juillet 1977 de 9 cm en amont de la RN 124 (construction 1997). La RN 124 a failli être submergée, car la crue est parvenue au niveau des glissières de sécurité, coté amont, et s'est tenue à peine à 20 cm en-dessous du revêtement de la route.

A la traversée et à l'aval de l'Isle-Jourdain, l'inondation s'est tenue en-deçà de celle de juillet 1977. En rive gauche, l'organisation en casiers est particulièrement frappante, puisqu'on trouve côte à côte, à l'aval du plan d'eau, un casier entièrement submergé (qui a mis plus d'une semaine à se vider), et un casier totalement préservé qui n'a pas vu passer l'inondation.

II.3. Carte des zones inondées de la crue du 21 janvier 2013 :

Lors de la crue du 21 janvier 2013, nous avons cartographié les zones inondées de la Save dans la commune de l'Isle-Jourdain, pour la DREAL Occitanie. La cartographie a été réalisée à partir des traces et ces laisses de crue sur le terrain (Annexe 1.2.).

Lors de la crue du 21 janvier 2013, le niveau a atteint 6,15 m à l'échelle de la station A.C. de l'Isle-Jourdain, avec une période de retour estimée inférieure à 10 ans.

Dans la commune de l'Isle-Jourdain, nous avons cartographié les zones inondées à partir du lieu-dit « les Quintarets ». Une grande partie de la plaine alluviale a été inondée en amont de la RN 124 qui "barre" la vallée et qui augmente sensiblement les niveaux d'eau en amont de l'ouvrage. Lors de cette crue, nous avons mesuré le niveau de la crue en amont de la RD 124 (sud de la route la partie la plus basse) : il restait encore 1 m avant que la crue déborde sur la plate-forme de la RN 124. Tous des ouvrages de décharge ont été en charge et la crue est passée sous le pont du chemin de Marestaing pour se déverser dans la plaine en aval de la RN 124 dans le secteur du lieu-dit « Le Sourd ». Par ailleurs, les eaux du ruisseau du Gay se déversaient dans ce secteur, du fait qu'il y a eu un refoulement de l'ouvrage de décharge du ruisseau du Gay sous la RN 124 lié à la crue de la Save.

En aval de la RN 124, les digues du Gachat (de 3 m de hauteur) sur la rive gauche sont positionnées en travers de la vallée donc perpendiculaires aux écoulements de crue. Ces digues ont protégé les secteurs aval sur la rive gauche. Par contre, l'inondation a été aggravée en amont et surtout en rive droite. Ainsi la RD 634 (avenue de Charles Bacqué) a été coupée pendant 24 heures dans le secteur du Pont Perrin. En amont de la RD 924, une partie de la plaine a été inondée. En aval de la RD 924, la crue a débordé à partir du moulin de l'Isle-Jourdain, en inondant le vélodrome, le boulodrome et camping. En amont du pont SNCF, les digues ont limité les débordements : seule une partie de la plaine a été inondée.

II.4. Carte des zones inondables du PPRI :

Le secteur du projet de l'aménagement à 2X2 voies de la RN 124 est classé inondable et soumis au PPRI de la commune de l'Isle-Jourdain, approuvé par arrêté préfectoral du 28 février 2014 (Annexe 1.3.).

La crue de référence du PPRI est celle d'une crue centennale calculée (crue de type 1977).

La carte d'aléas du PPRI montre qu'une partie de la RN 124 se trouve en aléa "fort". De plus, on voit que l'aléa fort couvre l'ensemble de la plaine en amont et en aval de la RN 124.

II.5. Carte hydrogéomorphologique :

Il s'agit d'une première étape qui permet d'avoir une vision globale des zones inondables au 1/10 000° en faisant figurer les données hydrologiques et géographiques recueillies (lit, repères de crues...). Ce n'est pas encore la carte d'aléas qui, elle, s'attache à cartographier l'intensité de la crue (hauteurs et vitesses).

La cartographie hydrogéomorphologique est importante, car c'est le seul document qui recense les zones inondées de l'ensemble du secteur d'étude, et rend compte de la dynamique des inondations (Annexe 1.4.).

Un soin particulier a été apporté à cette cartographie, notamment au travers de nombreuses validations de terrain.

Dans la plaine inondable de la Save et de ses affluents, la distribution fréquentielle des inondations apparaît clairement, avec une zone d'inondation de crue très fréquente (d'ordre annuel) étendue aux abords du lit ordinaire et aux bancs de galets, végétalisés ou non.

Une zone d'inondation de crue fréquente (retour de 5 à 15 ans) occupe les points bas de la plaine, et particulièrement les grands chenaux de crue.

La plaine d'inondation exceptionnelle occupe le reste de l'espace jusqu'à l'encaissant, et correspond à l'extension de la crue juillet 1977. Tous les repères de la crue de juillet 1977 et de celle de juin 2000 figurent sur la carte hydrogéomorphologique.

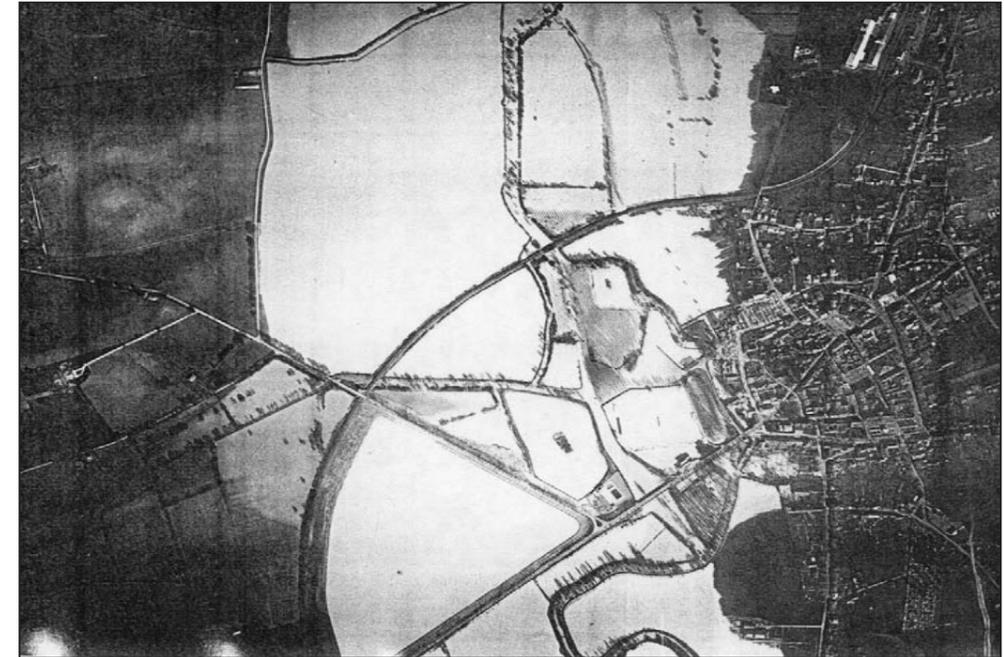


Figure n° 2 : Vue aérienne de la crue du 20/02/1971 à l'Isle-Jourdain

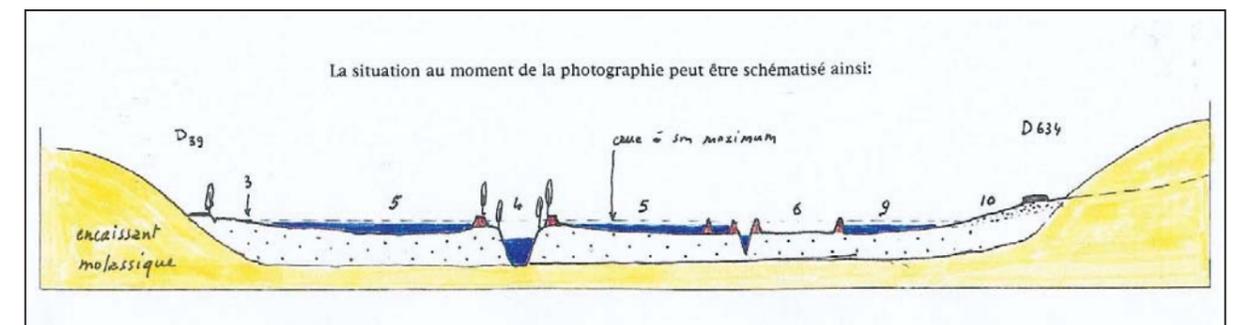


Figure n° 3 : Profil en travers de la vallée de la Save dans la commune de l'Isle-Jourdain

III. ANALYSE HYDROLOGIQUE

Un état des lieux hydrologique a été réalisé avec la définition des débits caractéristiques des cours d'eau concernés au droit de la zone d'étude. Puis les plus hautes eaux connues seront estimées à partir des repères de crues présents dans la commune de l'Isle-Jourdain.

Sur le secteur étudié, nous avons basé nos calculs à partir de différentes sources de données. Tout d'abord nous avons exploité les données des stations de la Save à Lombez et à Larra. Ensuite nous avons analysé les études de la Save réalisées par BCEOM en 1981, à propos desquelles une analyse hydrologique avait été demandée.

III.1. La synthèse des études antérieures

Dans l'étude hydraulique de la Save à l'Isle-Jourdain, réalisée par le bureau d'étude BCEOM en 1981, on estime le débit de pointe à la Bastides de Savès et à l'Isle-Jourdain :

Labastide de Savès

	Débit de point estimé
décennal	175 m3/s
centennal	377 m3/s

l'Isle-Jourdain

	Débit de point estimé
décennal	230 m3/s
centennal	370 m3/s
1977	593 m3/s

Étude SOGREAH 1991 :

Lombez

	Débit de point estimé
décennal	170 m3/s
centennal	160 m3/s

Larra

	Débit de point estimé
décennal	300 m3/s
centennal	490 m3/s

III.2. Les données disponibles aux stations hydrométriques :

Il existe 2 stations hydrométriques sur l'ensemble du bassin de la Save :

Commune	Cours d'eau	Surface du BV (km ²)	Code station	Gestionnaire	Dates des mesures	Nombre d'années
Lombez (32)	La Save	424	O2462920	CACG	1966-2005	39
Larra (31)	La Save	1110	O2552910	CACG	1966-2010	44

Les débits maximums connus :

- Station de Lombez à 215 m3/s le 7 juillet 1977 et 233 m3/s le 11 juin 2000.

- Station de Larra : 620 m3/s le 7 juillet 1977 et 262 m3/s le 11 juin 2000.

L'analyse des données nous a permis de dire que les débits sont sous-estimés pour les crues de 1977 et juin 2000 à la station de Lombez et pour la crue de juin 2000 à Larra. En effet, selon le service hydrométrique de la DREAL Midi-Pyrénées, les débits sur l'axe du lit mineur (entre les deux digues) ont pu être estimés, mais on n'a pu tenir compte des débits circulant dans la plaine inondable.

En ce qui concerne la crue de 1977, estimée à 620 m3/s à la station de Larra, il est possible que le débit dans la plaine ait été pris en compte. Nous constatons qu'à la station de Lombez le débit de crue de 2000 est donné comme étant plus fort que celui de 1977, alors que les hauteurs d'eau observées montrent le contraire :

- Station d'annonce de crue de Lombez 9 juillet 1977 (4.53 m) et 11 juin 2000 (3,88 m)
- Station d'annonce de crue de l'Isle-Jourdain, 9 juillet 1977 (7.80 m) et 11 juin 2000 (6,75 m).

L'enquête du terrain a montré qu'au droit de la station Lombez (CACG), les digues ont été rehaussées après la crue de 1977 ; c'est pour cette raison que le débit intra-digues a été plus fort en 2000.

Estimation des débits de crue caractéristique des stations hydrométriques

Pour déterminer les débits caractéristiques de crue, nous emploierons les méthodes probabilistes couramment utilisées en hydrologie à partir des débits estimés aux stations hydrométriques de Lombez et de Larra.

Dans un premier temps, une requête 'Crucal' a permis d'extraire de la banque Hydro les débits de crue de chaque station hydrométéorologique précédemment répertoriée. Ce sera cette méthode qui sera retenue pour l'échantillonnage.

Ensuite, plusieurs ajustements des fréquences des débits de pointe ont été effectués à l'aide des logiciels Hydrolab (CNRS) et Saparhy (IRD) sur les différentes séries dont les résultats sont les suivants.

En annexe sont répertoriés les graphiques des ajustements individuels retenus pour chaque station hydrométrique.

Le choix des valeurs de débits décennaux issus des méthodes d'ajustement est surligné

	Gumbel				Fuller			
	Qi ₁₀	Qi ₂₀	Qi ₅₀	Qi ₁₀₀	Qi ₁₀	Qi ₂₀	Qi ₅₀	Qi ₁₀₀
Lombez	179	208	246	274	237	303	391	457
Larra	222	277	349	402	185	233	297	345

La synthèse de toutes les données a permis de déterminer les débits cités ; nous estimons que les valeurs sont correctes pour les débits décennaux et vicennaux ; par contre les débits centennaux sont sous-estimés car les données n'intègrent pas les débits des grosses crues passés dans le lit majeur au droit des stations de Lombez et de Larra. Nous avons déjà évoqué cette question.

III.3. Méthodes hydrométéorologiques

Ces méthodes intègrent l'information « pluie ». Elles reposent en général sur des concepts statistiques qui ont été privilégiés à une approche déterministe de la transformation de la pluie en débit.

L'objet de cette analyse est la détermination des débits de pointe pour les crues calculées décennale, trentennale, cinquantennale et centennale. Car à l'Isle-Jourdain, il n'y a pas de donnée hydrométrique, aussi bien en condition normale qu'en condition exceptionnelle d'écoulement (étiage et crue).

III.3.1. Les caractéristiques du bassin de la Save

Le découpage du bassin versant a été établi à partir des cartes IGN et d'investigations complémentaires pour deux secteurs :

Données hydrologiques des bassins versants

	Lombez	l'Isle-Jourdain	Larra
Surface	S = 424 km ²	S = 0897 km ²	S = 1106 km ²
Longueur du chemin hydraulique le plus long	L = 68,780 km	L = 101,850 km	L = 131,230 km
Pente pondérée	Ip = 0,007 m/m	Ip = 0,005 m/m	Ip = 0,004 m/m
Altitude du point haut du bassin versant	Ph = 618,00 m	Ph = 618,00 m	Ph = 618,00 m
Altitude du point bas du bassin versant (exutoire)	Pb = 167,00 m	Pb = 136,00 m	Pb = 112,00 m
Altitude moyenne du bassin versant (hypsométrie)	Hm = 290,00 m	Hm = 270,00 m	Hm = 250,00 m
Pluie moyenne annuelle	Pa = 660 mm	Pa = 660 mm	Pa = 660 mm
Pluie journalière décennale	Pj10 = 75 mm	Pj10 = 75 mm	Pj10 = 75 mm
Température moyenne annuelle	Ta = 14 ° C	Ta = 14 ° C	Ta = 14 ° C
Paramètre de Montana	a = 0,76	a = 0,76	a = 0,76
Coefficient d'écoulement direct	e = 0,6	e = 0,6	e = 0,6

III.3.2. Les caractéristiques météorologiques

Les données météorologiques de la station Météo France de Toulouse-Blagnac ont été exploitées.

Données météorologiques de la station de Toulouse-Blagnac (Météo France)

Paramètres	Période de retour T					
	5 ans	10	20	30	50	100 ans
Pluie moyenne annuelle	Pa = 660 mm					
Température moy. annuelle	Ta = 14 ° C					
Précipitation sur 24 h en mm	60	75	88	94	108	125

III.3.3. Le temps de concentration du bassin versant

Le temps de concentration d'un bassin versant, Tc, est le temps maximal que met une goutte d'eau de pluie tombée sur ce bassin pour en atteindre l'exutoire. Il donne l'ordre de grandeur du temps au bout duquel le débit est maximum à l'exutoire.

Différentes formules ont été utilisées pour calculer le temps de concentration de ces petits bassins à dominante largement rurale. Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau suivant :

Formule Cours d'eau	Temps de concentration exprimé en heures					
	Giandotti	Passini	Turraza	Kirpich	SOCOSE	SOGREAH
Lombez	20,91	27,42	38,18	11,93	19,89	9,22
l'Isle-Jourdain	29,43	38,60	65,70	18,30	25,28	14,11
Larra	35,10	46,03	83,09	24,07	26,67	16,83

La formule de Turraza donne des temps de concentration, Tc, sans doute trop longs ; tandis que celle de SOGREAH donne des Tc trop courts. La formule de Giandotti fournit des résultats intermédiaires entre les deux méthodes extrêmes cités précédemment.

On retiendra la moyenne des six formules donc les valeurs suivantes :

Cours d'eau	Temps de concentration en heures
Lombez	21,16
l'Isle-Jourdain	31,80
Larra	37,39

* Ces valeurs sont exprimées en centièmes d'heure, c'est-à-dire que 0,50 correspond à ½ heure, et non à 50 minutes...

Estimation des débits de pointe

Avant de présenter les calculs effectués ici, rappelons que l'hydrologie des cours d'eau n'est pas une « science exacte » et comporte de nombreuses incertitudes, en particulier, quant à la réponse effective du bassin versant, soumis à une pluie intense. En effet, la réponse peut varier fortement en fonction de l'occupation des sols, de la saison végétative, du « drainage » des terres, de l'état de saturation hydrique, etc...

A ce titre, les procédés classiques en la matière consistent à utiliser plusieurs méthodes de calcul du débit de pointe, de les comparer entre elles et de les confronter aux observations sur les crues historiques si l'on en possède. Il importe ainsi de se forger une opinion quant aux ordres de grandeur acceptables pour les situations étudiées. Puis, conscient des possibles marges d'erreur en présence, on se doit de « retenir » les valeurs de travail les plus cohérentes avec les objectifs plus ou moins sécuritaires recherchés.

Débit décennal

Le débit décennal est estimé au niveau des deux secteurs à l'aide de la méthode de Crupedix. Cette méthode est particulièrement simple à utiliser. Testée sur 630 bassins, la méthode Crupedix fournit à partir de la seule connaissance des précipitations journalières décennales P , d'un coefficient régional R et de la superficie du bassin versant S , une estimation du débit instantané de crue de fréquence décennale (**Crue** de période de retour de **dix** ans).

La pluie journalière décennale à Toulouse-Blagnac a été estimée à $P=75$ mm environ, à partir de la formule de Montana :

$$h = a \cdot t^{1-b}$$

Avec : a, b : coefficients de Montana ;
 T : durée de la pluie considérée (en min) ;
 H : hauteur de pluie précipitée.

Le coefficient R est un coefficient régional, ici égal à 1^1 .

La formule utilisée est la suivante :

$$Q_{10} = S^{0,8} (P/80)^2 \cdot R$$

L'intervalle de confiance $[Q_d/2 ; 2 \cdot Q_d]$ a une probabilité de plus de 90% d'encadrer la valeur vraie.

Estimation des débits décennaux calculés (Méthode de Crupedix)

	Lombez	l'Isle-Jourdain	Larra
Q10 (m ³ /s) MÉTHODE CRUPEDIX	111,13	202,38	239,3

L'analyse des débits estimés pour la crue décennale montre que la méthode Crupedix sous-estime les débits de pointe pour une crue décennale, car elle ne prend pas en compte la pente forte du bassin versant.

Nous avons obtenu le débit de pointe décennal à partir des autres méthodes : SOCOSE, RATIONNELLE et SCS (Soil Conservation Service).

Qi10 (m ³ /s)			
	Lombez	l'Isle-Jourdain	Larra
SOCOSE	54,24	78,81	90,55
CRUPEDIX	111,13	202,38	239,30
RATIONNELLE	186,49	266,40	279,37
SCS	149,55	303,55	318,32
Moyenne	168,02	284,97	298,84

Synthèse :

Les méthodes sommaires (CRUPEDIX et SOCOSE) sont des méthodes qui ont été obtenues par traitement statistique. Elles permettent de calculer Q_{i10} à partir de paramètres de terrain et de la pluie P_{i10} . Les méthodes déterministes (SCS et Rationnelle) sont fondées sur le phénomène de transformation de la pluie en débit.

À l'issue de cette analyse, les débits de pointe décennaux retenus sont globalement ceux issus de la moyenne des méthodes SCS et Rationnelle.

Débits vicennaux, cinquantiennaux et centennaux

L'estimation du débit de pointe centennal de la Save a été réalisée selon quatre méthodes (Sommaire, Gradex Progressif, Rationnelle et SCS) et a conduit aux résultats suivants :

Lombez :

Débit (m ³ /s)	Qi20	Qi50	Qi100
Sommaire	193,2	283,1	378,0
GRADEX progressif	198,2	263,0	331,1
RATIONNELLE	244,9	330,6	417,5
SCS	293,6	428,3	550,2
Moyenne	232,41	326,25	419,2

l'Isle-Jourdain :

Débit (m ³ /s)	Qi20	Qi50	Qi100
Sommaire	327,7	480,2	641,2
GRADEX progressif	335,2	437,8	548,5
RATIONNELLE	344,8	465,4	587,7
SCS	413,3	603,0	774,6
Moyenne	355,25	496,60	638,00

Larra :

Débit (m ³ /s)	Qi20	Qi50	Qi100
Sommaire	343,7	503,5	672,4
GRADEX progressif	351,5	459,1	567,2
RATIONNELLE	361,5	488,1	616,3
SCS	433,5	632,3	812,3
Moyenne	372,55	632,3	812,3

Synthèse :

A l'issue de cette analyse, les débits de pointe vicennaux, cinquantennaux et centennaux retenus sont globalement ceux issus de la moyenne.

III.4. Estimation des débits à partir de la station A.C. de l'Isle-Jourdain :

Dans le cadre de la zone inondée potentielle, nous avons analysé les débits estimés à partir des courbes de tarage de la DREAL à la station de prévision des crues de l'Isle-Jourdain, avec les résultats suivants :

- 5.00 m à l'échelle : 68 m³/s,
- 6.00 m à l'échelle : 135 m³/s,
- 7.00 m à l'échelle : 210 m³/s,

Nous constatons que les valeurs de débit correspondant aux hauteurs supérieures à 6m ne sont pas fiables. Elles sous-estiment les débits des crues, car elles n'indiquent que les débits passés sous le pont au droit de la station ; les débordements dans la plaine n'étant pas comptabilisés.

Nous avons établi une courbe de tarage à partir des données de la DREAL concernant les hauteurs inférieures à 6 m et en intégrant les débits estimés à partir d'une analyse hydrologique pour la crue du 8 juillet 1977 à 638 m³/s pour 7,80 m, et pour celle du 13 juin 2000 à Q = 370 m³/s pour 6,75 m à l'Isle-Jourdain au niveau de la station AC de la DREAL.

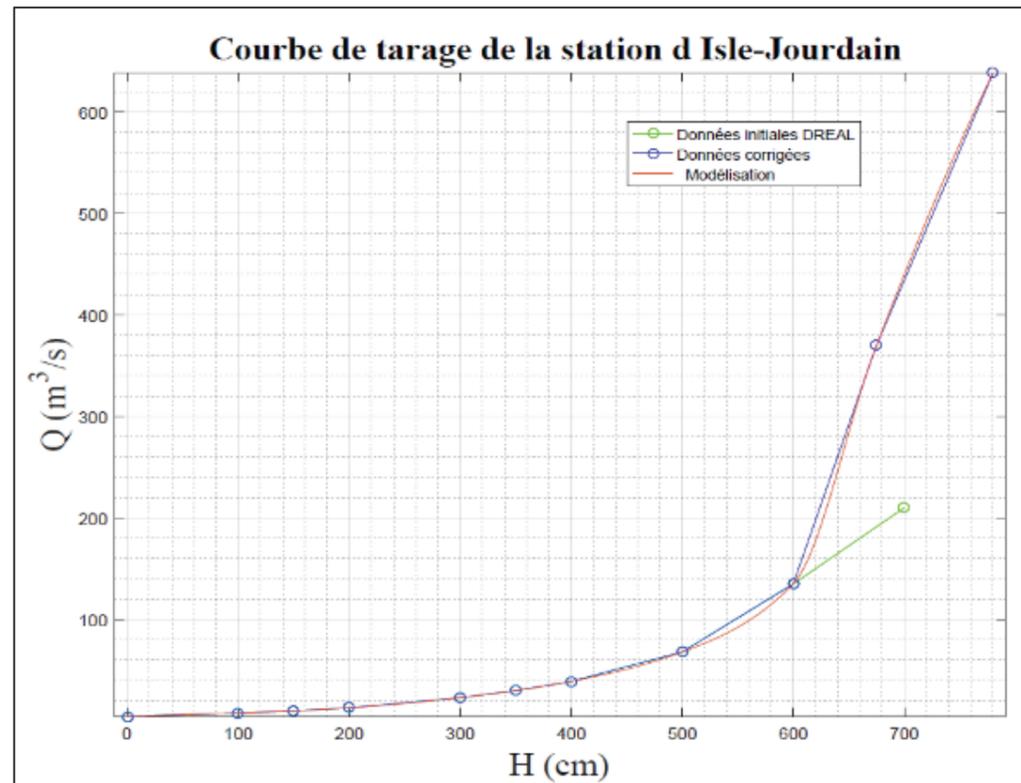


Figure n° 4 : Courbes de tarages de la station de l'Isle-Jourdain

IV. MODELISATION HYDRAULIQUE

Dans le cadre du PPRI du bassin de la Save, nous avons réalisé une modélisation sur la commune de l'Isle-Jourdain dans le secteur du centre-ville.

La modélisation a été réalisée avec le modèle USACE HEC-RAS version 5.3.0, modèle hydraulique de détermination des lames d'eau et de leurs caractéristiques dynamiques (champ de vitesse, inondations latérales, ressauts, tensions sur le fond et les parois, ...).

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est développé par USACE. Il permet d'effectuer des calculs d'écoulements filaires à surface libre en régime permanent ou transitoire selon les besoins.

Les calculs de lignes d'eau, réalisés à partir de profils en travers topographiques permettent tant l'analyse de la capacité de cours d'eaux (risques de débordement, inondations) que l'étude de l'impact de modifications des conditions de bords (ponts, endiguements), voire simulation d'embâcles. Pour une analyse très fine, la modélisation de profils extrapolés entre les profils topographiques permet une décomposition très précise des écoulements et de leurs caractéristiques.

Les calculs de lignes d'eau d'écoulements graduellement variés sont basés sur l'équation de Bernoulli. Les pertes de charge sont évaluées par l'équation de Manning-Strickler pour le terme de frottement et par des coefficients de contraction-expansion.

La résolution de ces équations nécessite la connaissance de la géométrie du cours d'eau, de ses caractéristiques de rugosité et du débit d'écoulement.

Fonctionnement

HEC-RAS est capable de modéliser avec une extrême finesse un large éventail de conditions d'écoulement. Il permet de gérer et de combiner les différents types de données :

- géométrie ;
- débits et conditions aux limites ;
- conditions de calcul ;
- résultats.

Un même projet peut contenir plusieurs descriptions géométriques (état actuel, variantes après travaux, ...), plusieurs jeux de débits (étiage, module, Q20, Q100, ...), les conditions de calcul étant des combinaisons de débits et de géométries (état actuel, Q20, Q100, variantes avec travaux).

Géométrie du cours d'eau simulé

Les réseaux de cours d'eau sont organisés en biefs séparés par des connections où s'opèrent les additions et séparations de débits. Dans chaque bief, les profils en travers définissant la géométrie sont classés selon leur position kilométrique.

Les données relatives à chaque section sont :

- le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude ;
- les coefficients de rugosité et de perte de charge.

Le modèle HEC-RAS se base principalement sur l'équation de Manning-Strickler qui donne une relation entre le débit dans la rivière et la hauteur d'eau :

$$Q = \frac{1}{n} S R_h^{2/3} \sqrt{I}$$

Avec Q le débit
 n le coefficient de Manning
 S la section mouillée
 Rh le rayon hydraulique
 I la pente du chenal

Pour la Save, le coefficient de Manning retenu moyen est égal à 0,04 dans le lit mineur et 0,1 dans le lit majeur, qui correspond aux rivières naturelles non-aménagées.

IV.1. RESULTATS OBTENUS

Dans le cadre du PPRI de la Save dans la commune de l'Isle-Jourdain, nous avons estimé le débit de la crue du 8 juillet 1977 à 638 m3/s (période de retour 100 ans) et celle du 13 juin 2000 à Q = 370 m3/s (période de retour 20 ans) à l'Isle-Jourdain au niveau de la station AC de la DREAL.

Pour caler le modèle, nous avons utilisé les différents repères de crue de juillet 1977 et celle de juin 2000 dans la commune de l'Isle-Jourdain.

Nous avons utilisé les éléments nécessaires à la modélisation :

- Le profil en long de la rivière sur environ 5 km,
- Les profils en travers de 15 sections de la rivière
- Les débits et les cotes connues associés à quelques crues : 1977 et 2000,
- Les détails des dimensions des ponts (RN 124, RD 924, les voies ferrées Toulouse-Auch).

Plan de situation profil en travers

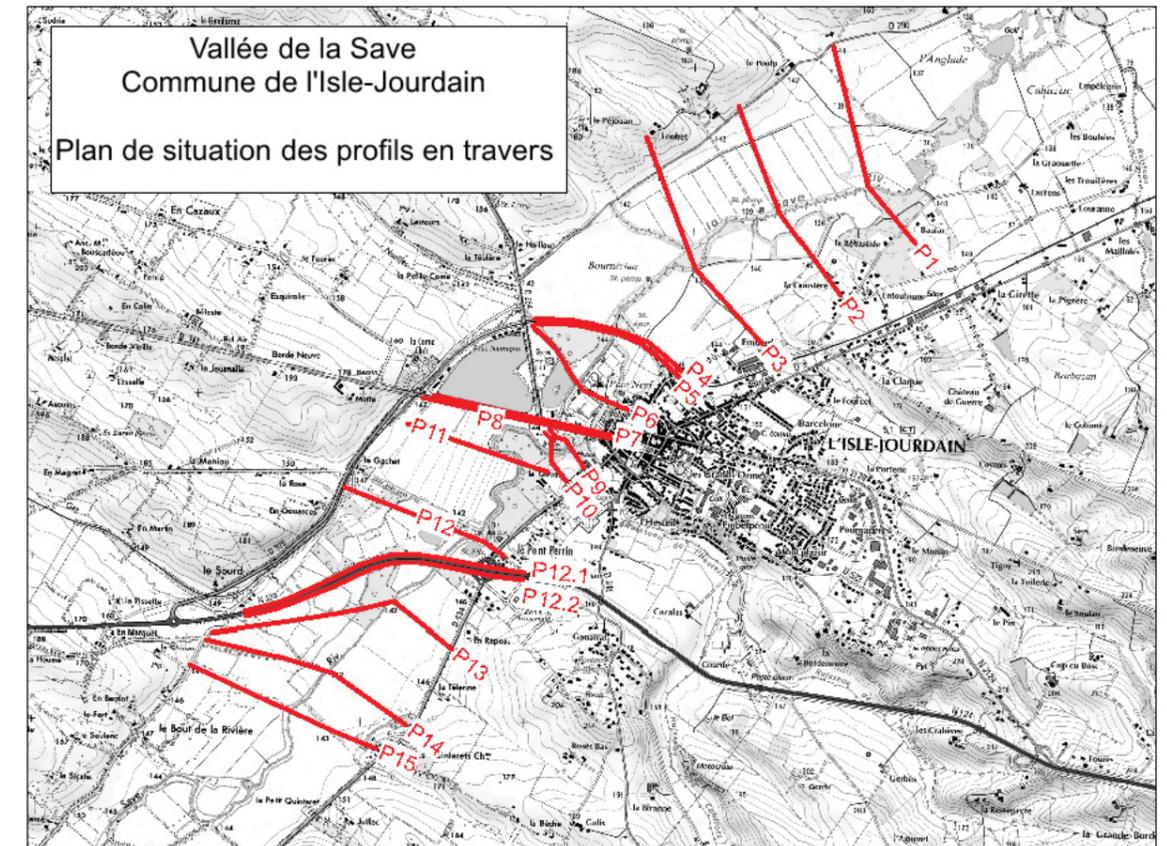


Figure n° 5 : Plan de situation des profils en travers

IV.1.1. Simulation crue de 1977 avec pont de la RN 124 (hypothèse du PPRI de 2015) :

Dans le cadre du PPRI de 2015, nous avons simulé plusieurs hypothèses (sans la RN 124, avec la RN 124, sans embâcle sous le pont SNCF et avec embâcle comme lors de la crue de 1977).

Hypothèse retenue pour le PPRI de 2015 :

- Débit : Q (7 juillet 1977) = $638 \text{ m}^3/\text{s}$, avec embâcle :
- la section de la RN 124 modifiée par Géosphair en intégrant le niveau de la route (nouveau levé topo réalisé par Géosphair en 2014) ;
- la section 12.4 modifiée par Géosphair en intégrant tous les ouvrages de franchissement de la rivière (levé topo en 2014) ;
- Débit : Q (7 juillet 1977) = $638 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Embâcle sous le pont de la SNCF calée de manière à obtenir une cote au niveau de ce pont comparable à 1977.
- Le coefficient de rugosité moyen égal à 0,04 dans le lit mineur et 0,1 dans le lit majeur.

Numéro des profils	Cote de la crue de 1977 (PPRI 2015)	Cote de la crue 1977 observée	Différence entre la cote simulée de 1977 et la cote observée
15	145.46		
14	145.44		
13	145.44		
12.2	145.15	144.06	+ 1.09
RN 124 - niveau ouvrage coté amont	145.07		
RN 124 - niveau ouvrage coté aval	144.79		
12.1	144.00		
12	144.10	143.91	+ 0.19
11	144.06		
10	143.95		
9	143.89		
8	143.79	143.82	- 0.03
RD 924	143.78		
7	143.66	143.80	- 0.14
6.1	143.63	143.61	+ 0.02
5	143.42	143.61	- 0.19
Pont SNCF	143.42		
4	140.85		
3	140.78		
2	140.31		
1	139.71	140.50	0.79

Résultats de la simulation de la crue de 1977 (PPRI 2015)

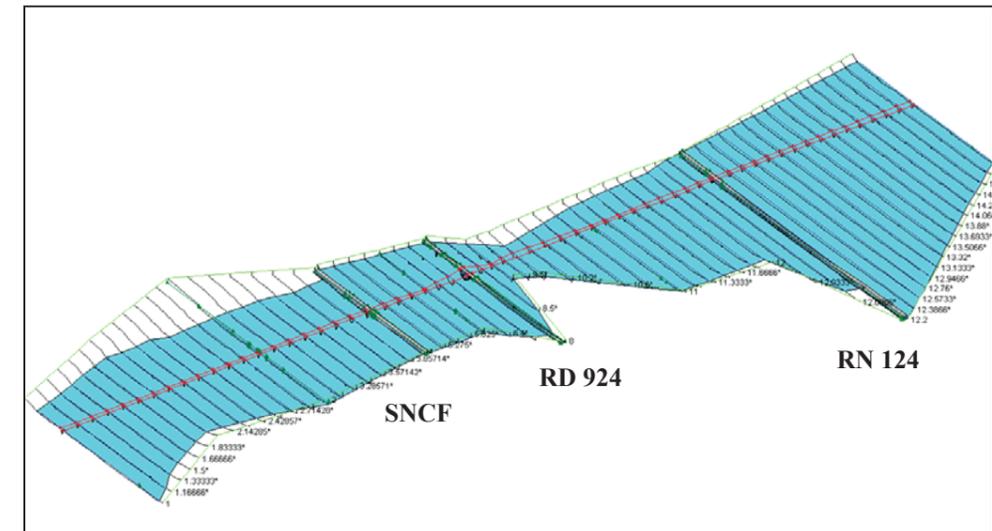


Figure n° 6 : Vue 3D

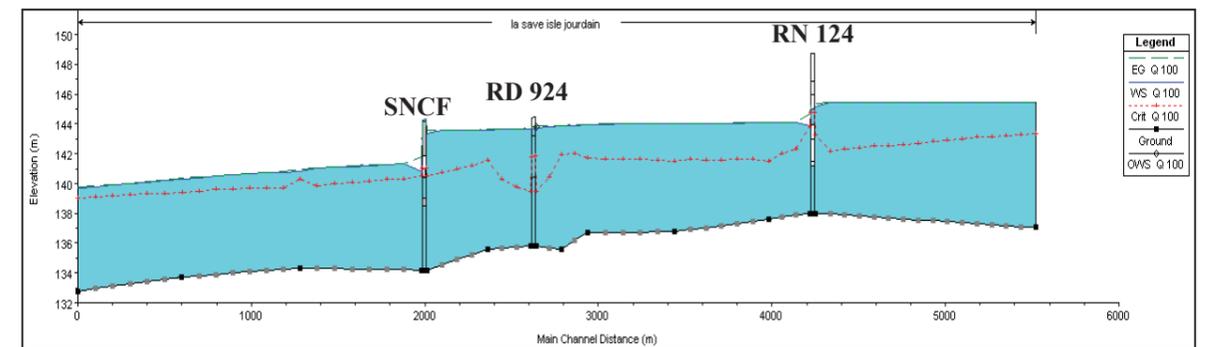


Figure n° 7 : Profil en long

Conclusion :

Dans le cadre du PPRI de 2015, cette hypothèse de la simulation semble la plus appropriée pour la crue de la Save de juillet 1977 dans la commune de l'Isle-Jourdain. Dans le cas de cette simulation, la présence du pont de la RN 124 n'a aucune influence sur le niveau des eaux atteint dans le bourg (les cotes atteintes sont identiques à celles de la crue réelle de 1977). Le pont de la RN 124 joue le rôle de rétention en amont de l'ouvrage qui augmente la ligne d'eau de la crue de juillet 1977 de 1,09 m, avant débordement sur la route puisqu'il limite le débit. Dès lors que l'eau passe par-dessus la route, ce rôle devient négligeable en aval de l'ouvrage. L'ensemble des hypothèses prises dans cette simulation vont dans le sens de la sécurité. En ce qui concerne la ligne d'eau de la crue de juillet 1977, nous avons choisi cette simulation pour la cartographie des hauteurs d'eau du PPRI dans la commune de l'Isle-Jourdain.

IV.1.2. Simulation crue de 1977 avec pont de la RN 124 (état actuel) :

Dans le cadre du projet d'aménagement de 2X2 voies de la RN 124, nous avons simulé la même hypothèse que le PPRI 2015 (avec la RN 124 et avec embâcle sous le pont SNCF et comme lors de la crue de 1977).

Hypothèse retenue pour l'état actuel (2020) :

- Débit : Q (7 juillet 1977) = $638 \text{ m}^3/\text{s}$, avec embâcle :
- la section de la RN 124 a été modifiée, en intégrant le niveau de la route (levé topo réalisé par SETEC),
- Intégration de l'ouvrage de franchissement du ruisseau du Gay (levé topo réalisé par SETEC),
- Débit : Q (7 juillet 1977) = $638 \text{ m}^3/\text{s}$,
- Embâcle sous le pont de la SNCF calée de manière à obtenir une cote au niveau de ce pont comparable à 1977.
- Le coefficient de rugosité moyen égal à 0,04 dans le lit mineur et 0,1 dans le lit majeur.

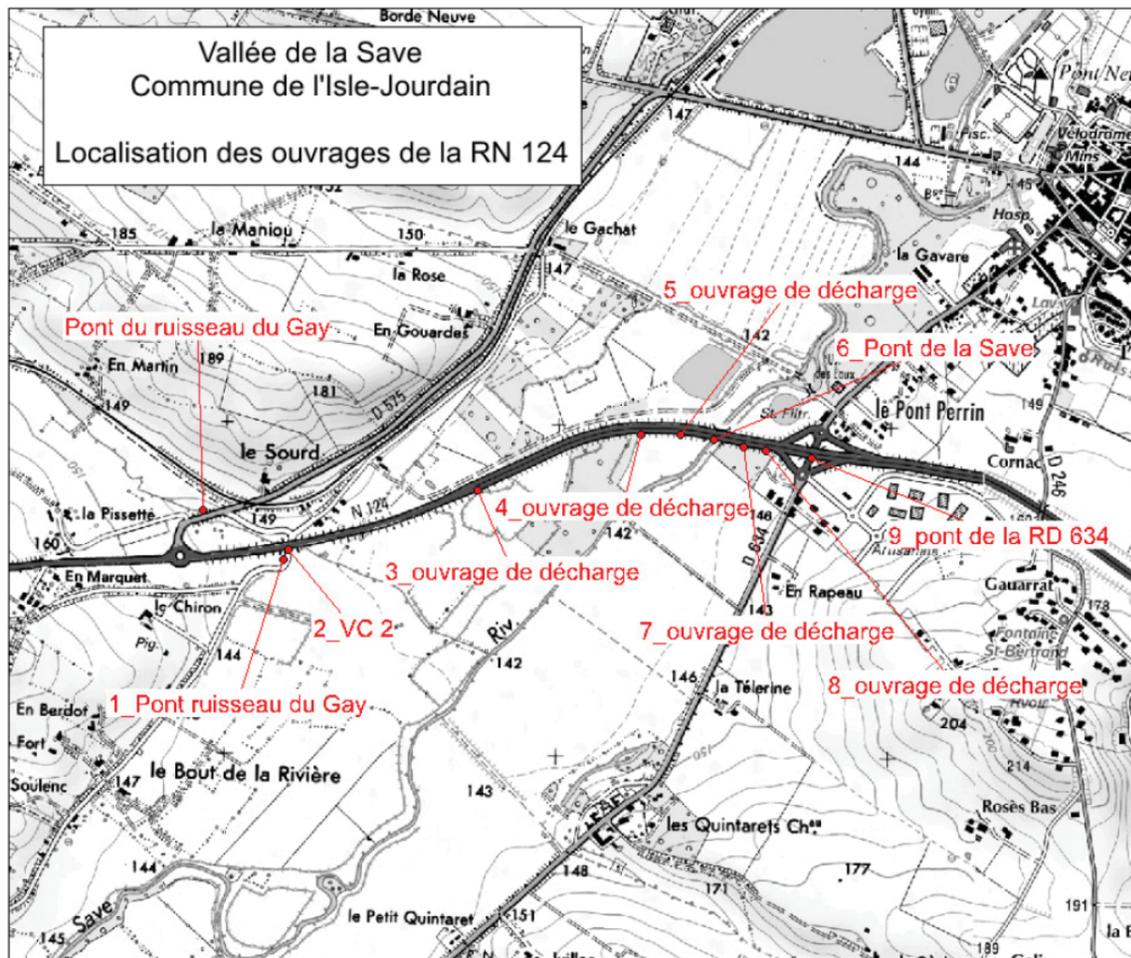


Figure n° 8 : Localisation des ouvrages de la RN 124

Numéro des profils	Etat actuel (2020)
15	145.46
14	145.44
13	145.44
12.2	145.15
RN 124 - niveau ouvrage coté amont	144.94
RN 124 - niveau ouvrage coté aval	144.79
12.1	144.00
12	144.10
11	144.06
10	143.95
9	143.89
8	143.79
RD 924	143.78
7	143.66
6.1	143.63
5	143.42
Pont SNCF	143.42
4	140.85
3	140.78
2	140.31
1	139.71

Résultats de la simulation de la crue de 1977 (Etat actuel)

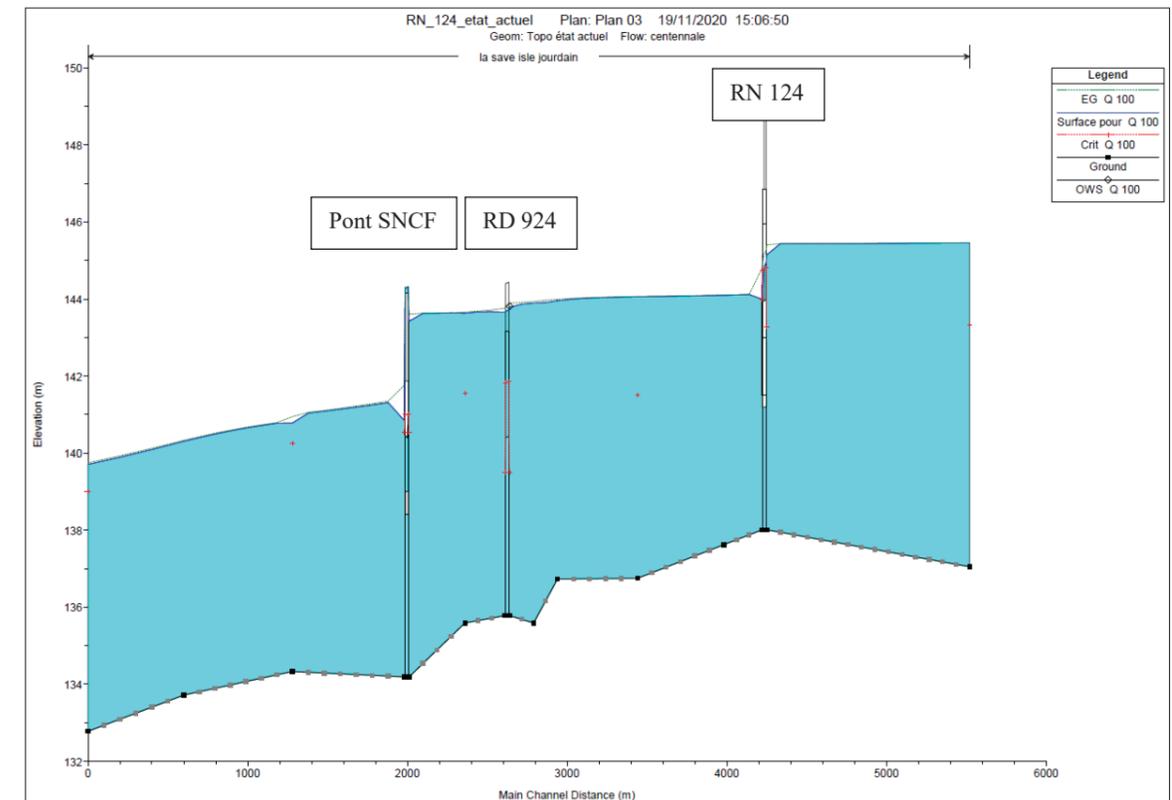


Figure n° 9 : Profil en long Etat actuel

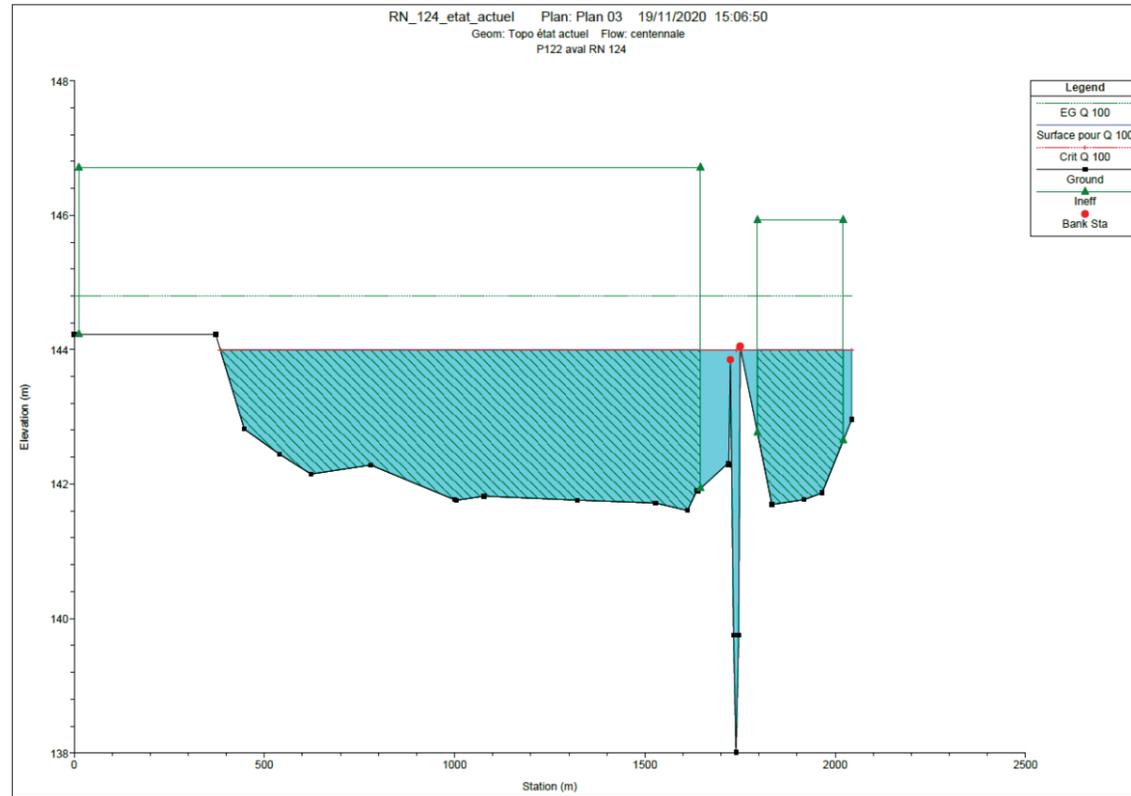


Figure n° 10 : Profil n° 12.1 Etat actuel

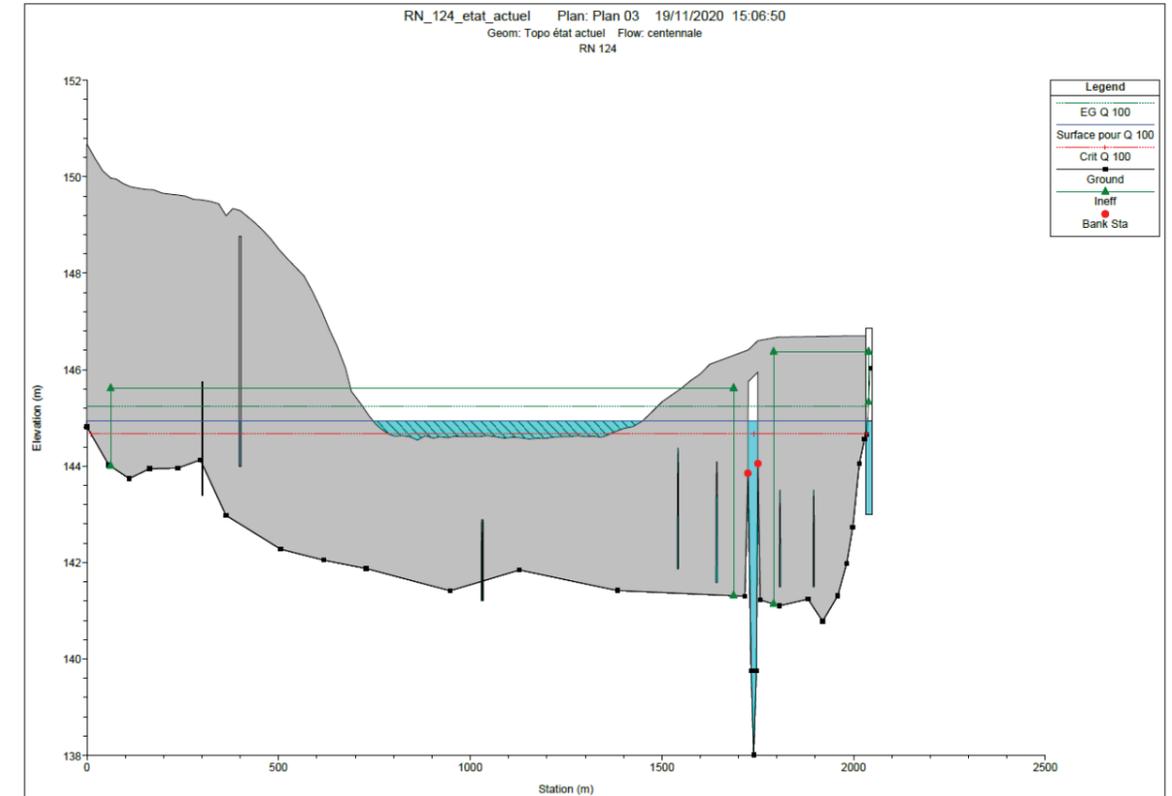


Figure n° 12 : RN 124 coté amont – Etat Actuel

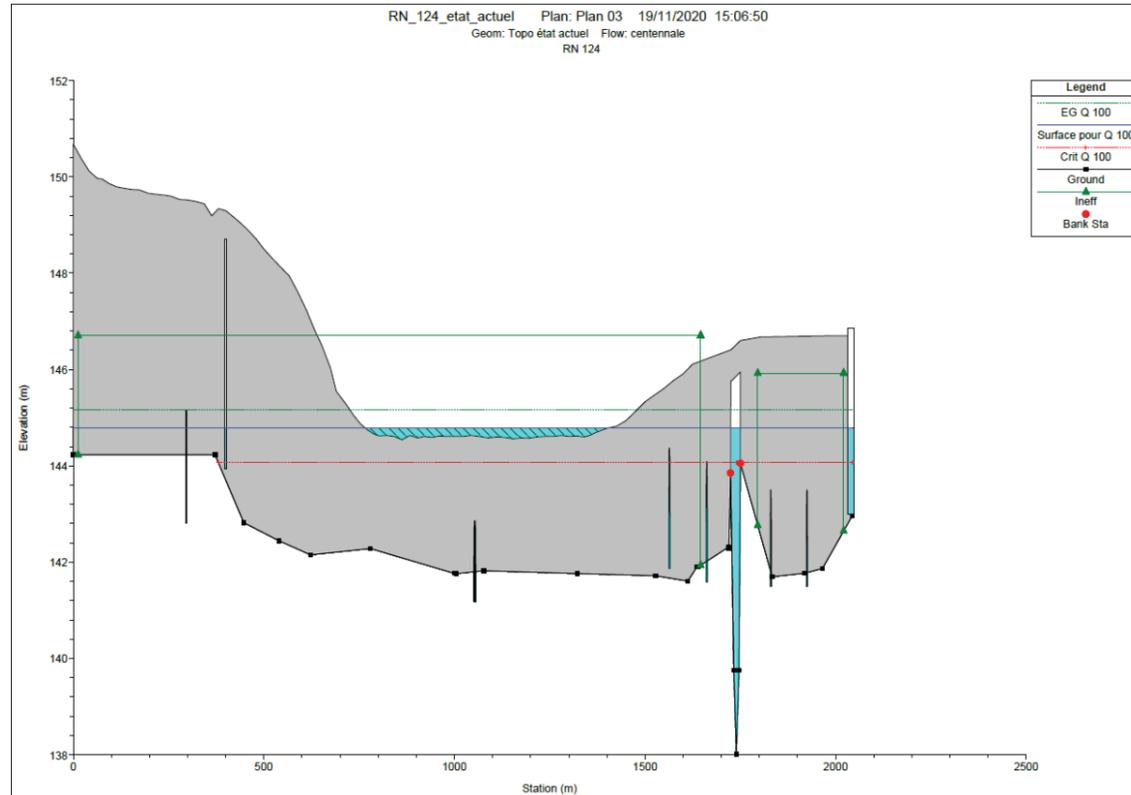


Figure n° 11 : RN 124 coté aval – Etat actuel

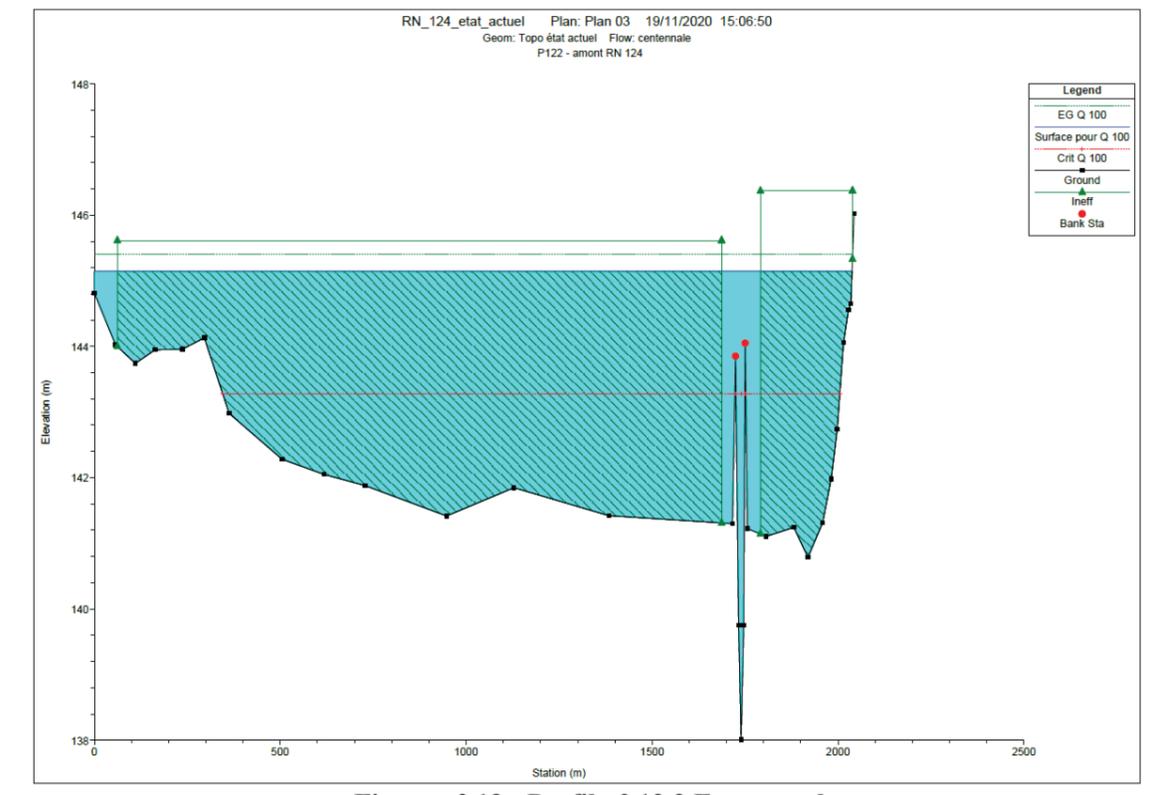


Figure n° 13 : Profil n° 12.2 Etat actuel

IV.1.3. Simulation crue de 1977 avec pont de la RN 124 (Etat projet) :

Après avoir simulé l'hypothèse des flux en l'état actuel, nous avons intégré dans le modèle le projet d'aménagement de 2X2 voies concernant la géométrie de la RN 124 (sur 1,3 km de longueur), au travers des points suivants :

- Elargissement de la plate-forme côté sud au droit des ouvrages de rétablissement du ruisseau du Gay et du chemin de Marestaing,
- Elargissement de la plate-forme côté Nord au droit des habitations du lieu-dit Le Sourd,
- Raccordement à la plateforme existante au droit de l'ouvrage de décharge existant
- Rehausse de la RN 124 de l'ordre de 50 cm au droit des ouvrages de rétablissement du ruisseau du Gay et du chemin de Marestaing,
- Rehausse de la RN 124 de l'ordre 0.05 à 3.00 m à partir du chemin de Marestaing jusqu'à l'extrémité du projet sur 900 m de longue.

Résultats de la simulation de la crue de 1977 (Etat actuel)

Simulation de la crue 1977 crue référence du PPRI (638.00 m3/s)			
Numéro des profils	Etat actuel (2020)	Etat Projet	Différence entre état actuel et état projet
15	145.46	145.46	0
14	145.44	145.45	+ 0.01
13	145.44	145.44	0
12.2	145.15	145.15	0
RN 124 - niveau ouvrage coté amont	144.94	145.11	+ 0.17
RN 124 - niveau ouvrage coté aval	144.79	144.80	+ 0.01
12.1	144.00	143.98	- 0.02
12	144.10	144.10	0
11	144.06	144.06	0
10	143.95	143.96	+ 0.01
9	143.89	143.89	0
8	143.79	143.79	0
RD 924	143.78	143.78	0
7	143.66	143.66	0
6.1	143.63	143.63	0
5	143.42	143.42	0
Pont SNCF	143.42	143.42	0
4	140.85	140.85	0
3	140.78	140.78	0
2	140.31	140.31	0
1	139.71	139.71	0

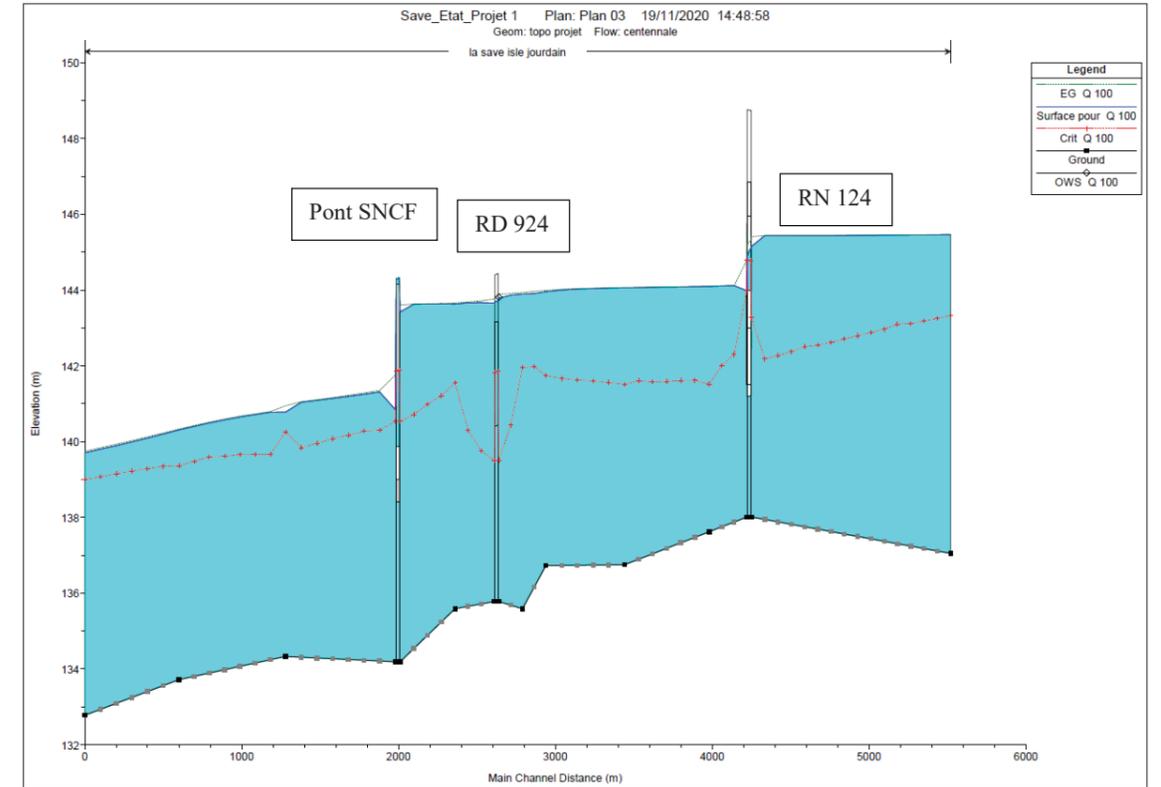


Figure n° 14 : Profil en long Etat Projet

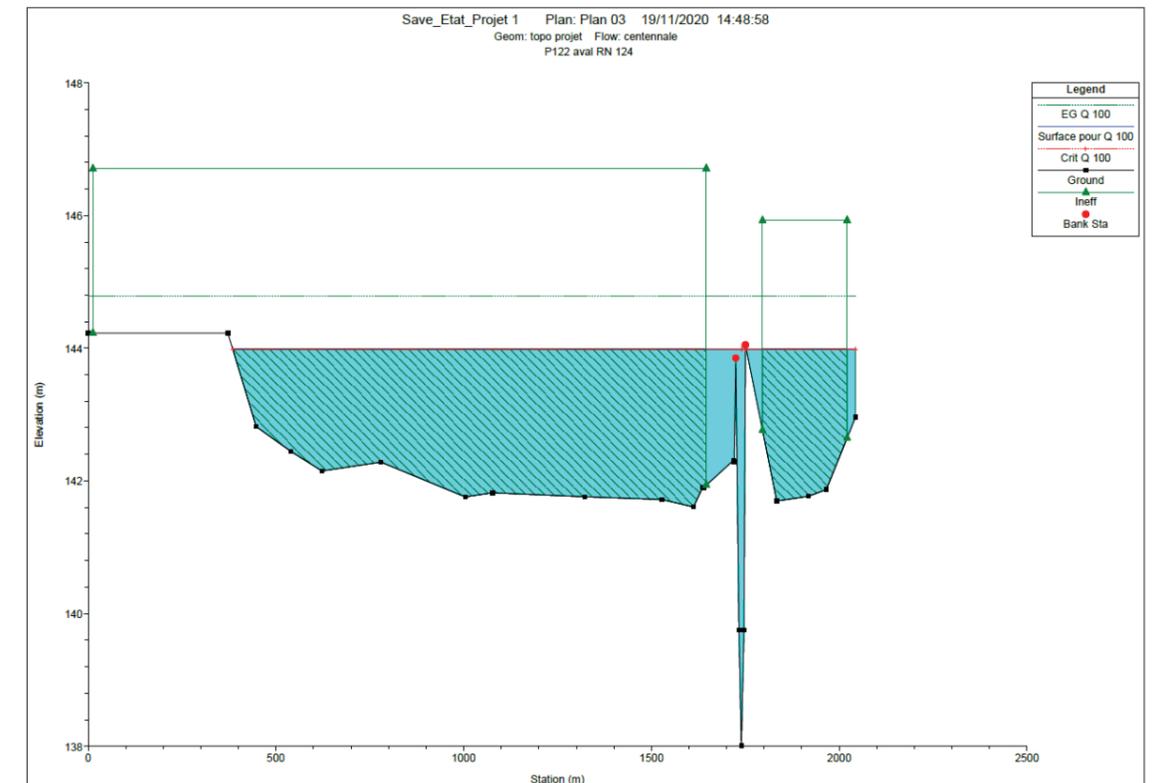


Figure n° 15 : RN 124 coté aval – Etat Projet

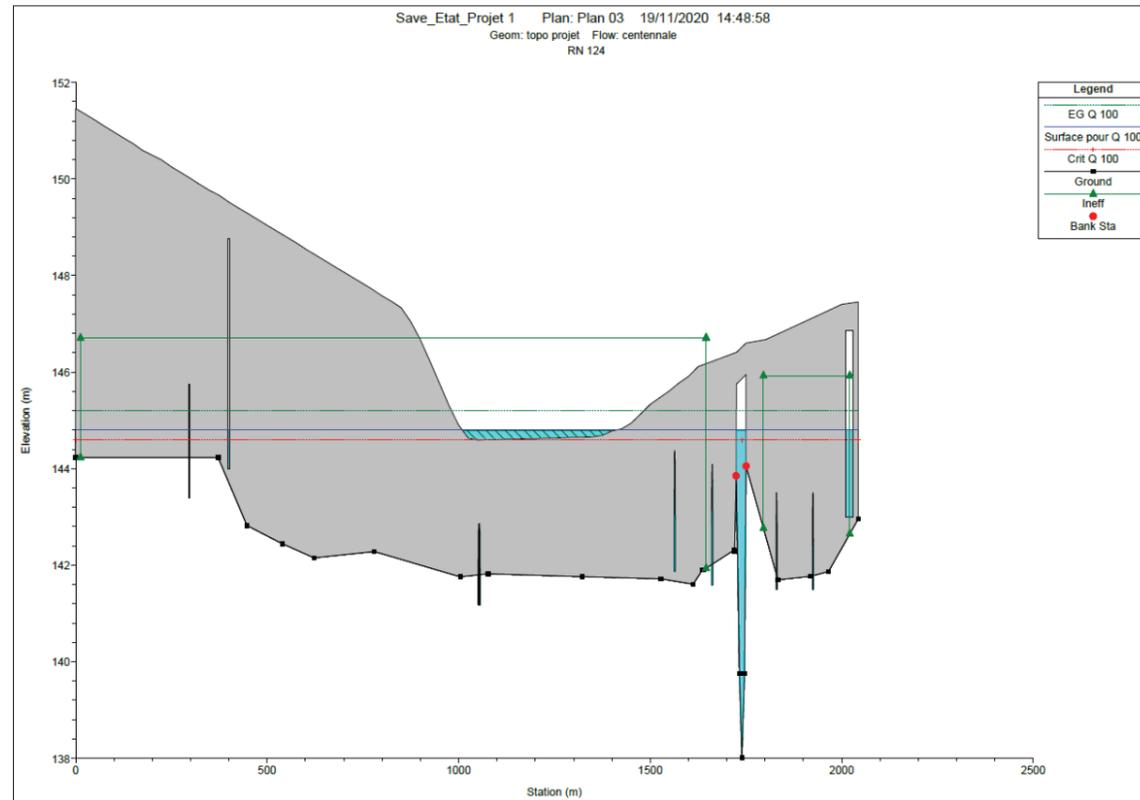


Figure n° 16 : RN 124 coté aval – Etat Projet

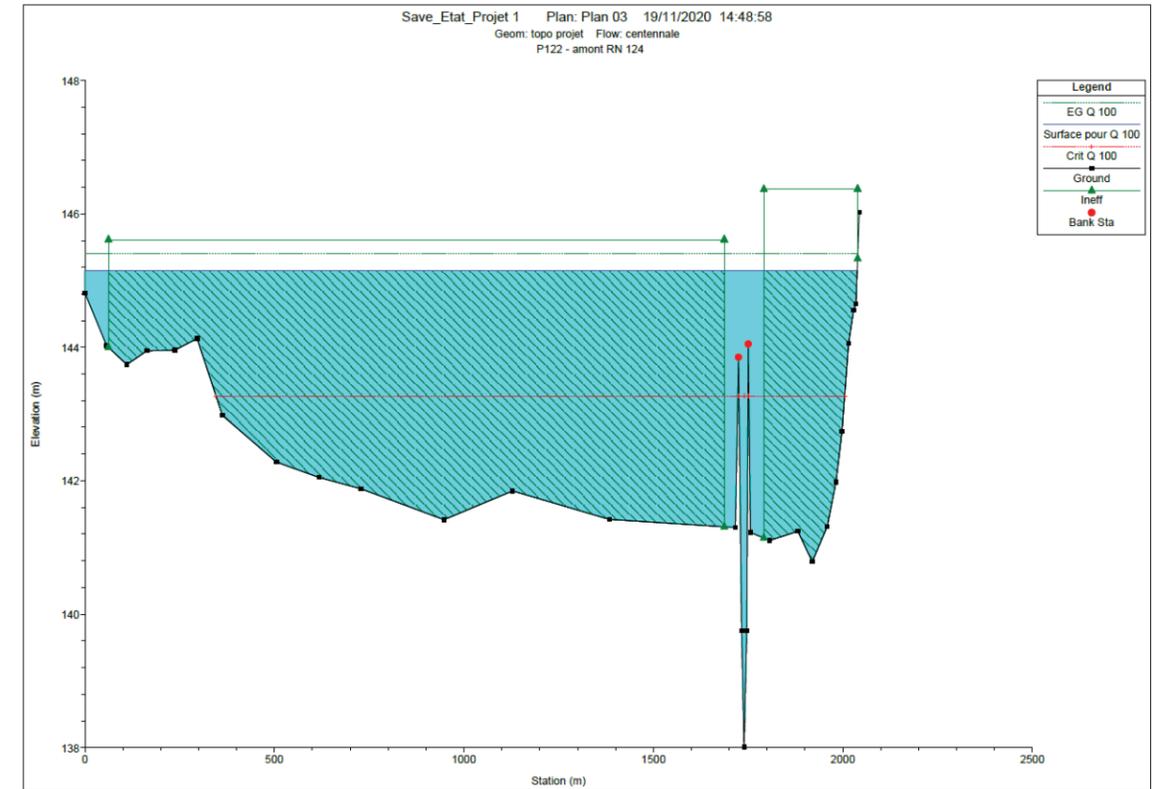


Figure n° 18 : Profil n° 12.2 Etat Projet

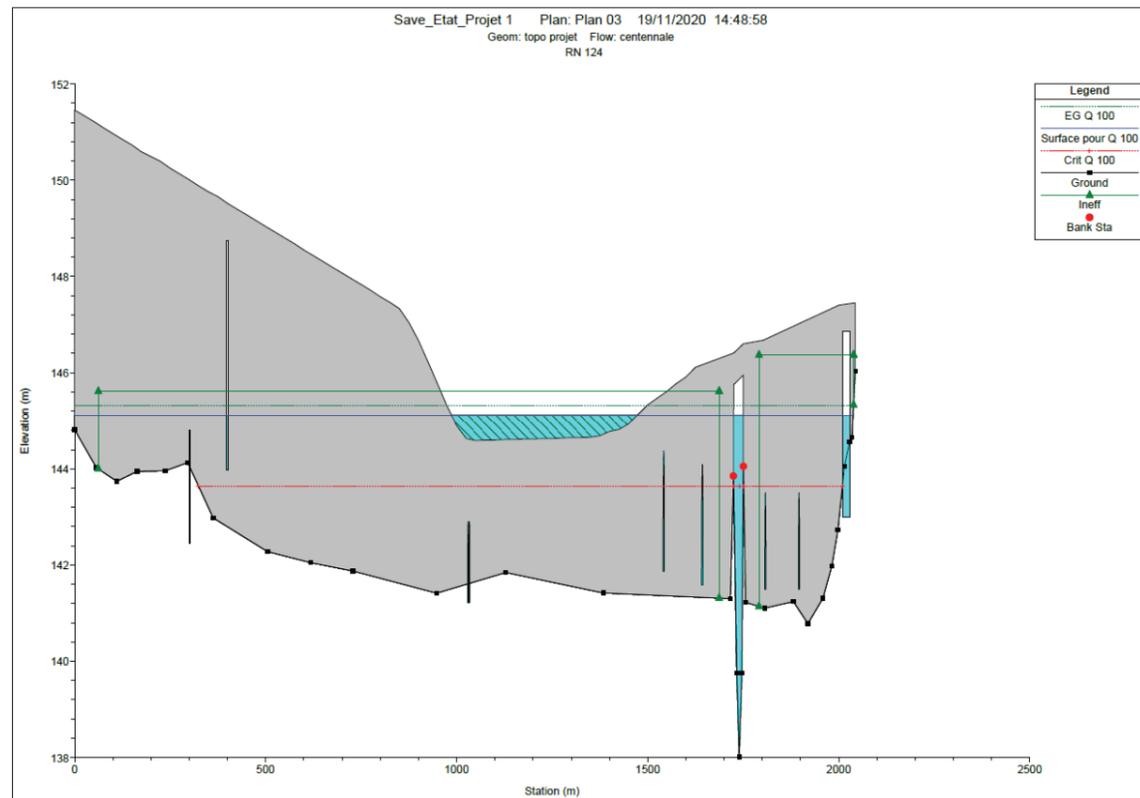


Figure n° 17 : RN 124 coté amont – Etat Projet

Conclusion :

Tout d'abord, nous avons simulé l'état actuel en conservant les mêmes paramètres de calage du PPRI de 2015 (hypothèses de débits, coefficients de rugosité...). Ensuite nous avons intégré les topographies pour le projet d'élargissement et rehaussement de la RN 124 (et celui d'élargissement des ouvrages du ruisseau du Gay et du chemin de Marestaing).

Dans un premier temps, nous avons intégré seulement les élargissements des ouvrages du ruisseau du Gay et du chemin de Marestaing. Les résultats montrent qu'il n'y a pas de conséquence sur la ligne de la crue de référence.

Ensuite, nous avons intégré les rehaussements de la RN 124 sur 1,3 km de long (dont 235 m au niveau de la zone submersible de la RN 124. Les débordements sur la RN 124 (état actuel) représentent 655 m de long, tandis que pour l'état du projet les débordements ne seront plus que de 420 m de large. Par conséquent, il y a une augmentation de la ligne de la crue de 1977 de 0,17 m, seulement, sur la chaussée de la RN 124 coté amont de l'ouvrage et de 0,01 m coté aval.

Par contre, il n'y a pas de changement de la ligne d'eau dans la plaine en amont de la RN 124 et aussi en aval, car la largeur de la plaine inondable dépasse les 2,1 km.

La répartition de débits de l'état actuel au droit de la RN 124 se fait de façon suivante :

- Lit mineur de la Save sous le pont de la RN 124 : 412 m³/s
- Rive droite (ouvrages de décharge 7 et 8 et pont de la RD 634) : 40 m³/s
- Rive gauche (ouvrages de décharge 3, 4, pont du ruisseau du Gay et VC2) : 60 m³/s
- Rive gauche surverse sur la RD 124 : 126 m³/s

La répartition de débits de l'état projet au droit de la RN 124 se fait de façon suivante :

- Lit mineur de la Save sous le pont de la RN 124 : 415 m³/s
- Rive droite (ouvrages de décharge 7 et 8 et pont de la RD 634) : 40 m³/s
- Rive gauche (ouvrages de décharge 3, 4, pont du ruisseau du Gay et VC2) : 60 m³/s
- Rive gauche surverse sur la RD 124 : 123 m³/s

V. CARTOGRAPHIE DES ALÉAS

Dans le cadre de cette étude nous avons pris en compte la carte des aléas du PPRI de la commune de l'Isle-Jourdain.

Nous avons réalisé les cartes des hauteurs d'eau et d'aléas de l'état actuel à partir des isocotes simulées de la crue de 1977 (voir dans l'annexe 1.5. et 1.6.). Ensuite, nous avons dressé les cartes des hauteurs d'eau et d'aléas de l'état projet (voir dans l'annexe 1.7. et 1.8.).

On constate qu'il existe très peu de différence entre les deux cartes d'aléa, si ce n'est une réduction de zone submersible sur la RN 124 pour l'état projet (les débordements état actuel représentent 655 m de long, tandis que l'état du projet les débordements ne dépasse plus que de 420 m de long).

IMPACTS DU PROJET

Cette étude a pour l'objectif d'analyser les éventuels effets (négatifs ou positifs ; directs ou indirects) du projet de l'aménagement à 2X2 voies de la RN 124 sur les inondations.

L'évaluation des incidences hydrologiques du projet se focalisent sur le sur le niveau de la crue de référence du PPRI et sur les écoulements de la crue dans la plaine de la Save et sur celle du ruisseau du Gay.

Descriptions du projet :

- Elargissement de la plate-forme côte sud au droit des ouvrages de rétablissement du ruisseau du Gay et du chemin de Marestaing,
- Elargissement de la plate-forme côté Nord au droit des habitations du lieu-dit Le Sourd,
- Raccordement à la plate-forme existante au droit de l'ouvrage de décharge existant
- Rehausse de la RN 124 de l'ordre de 50 cm au droit des ouvrages de rétablissement du ruisseau du Gay et du chemin de Marestaing,
- Rehausse de la RN 124 de l'ordre 0.05 à 3.00 m à partir du chemin de Marestaing jusqu'à l'extrémité du projet, sur 900 m de longue.

Incidences globales du projet

Le projet est conçu dans le respect des préconisations du PPRI en vigueur. Les analyses des chapitres précédents montrent que les incidences du projet sont très limitées.

Incidences sur la ligne d'eau de la crue de référence :

On a constaté que dans la plaine de la Save il n'a pas d'incidence sur la ligne d'eau de la crue de référence en amont et en aval de la RN 124.

L'élargissement de la plate-forme routière en 2X2 voies et l'élargissement des ouvrages de rétablissement du ruisseau du Gay et du chemin de Marestaing n'ont pas incidence sur la ligne d'eau de la crue de référence dans ce secteur.

Par contre, il y a une hausse de la ligne d'eau (de 0,17 m seulement), au niveau de la plate-forme de la RN 124 coté amont. Car le projet prévoit de remblayer une partie de la chaussée, actuellement submersible, sur une longueur d'environ 235 m (les débordements "état actuel" représentent 655 m de long, tandis que l'état du projet se traduira par des débordements se limitant à 420 m de long).

Étant donné la faiblesse de l'exhaussement de la ligne d'eau de 0,17 m, limitée au côté amont de l'ouvrage lui-même, faiblesse due à l'importance de la largeur de la zone submersible, **on peut admettre que l'impact du projet sur le comportement des inondations est négligeable.**

Quant à l'élargissement de la plate-forme de la RN 224 côté nord, il n'a pas d'incidence sur les crues du ruisseau du Gay.