



COMMUNAUTE DE COMMUNES DE LA VALLEE DE L'HERAULT



ÉTUDE DE MODELISATION HYDRAULIQUE DU BASSIN VERSANT DU LUSSAC

RAPPORT D'ÉTUDE — PHASE 2

Septembre 2023

SOMMAIRE

I.	Cadre de l'étude.....	6
I.1.	Contexte et objectif de l'étude	6
I.2.	Zone d'étude.....	6
II.	Phase 2 : Analyse du fonctionnement hydraulique actuel.....	7
II.1.	Etude hydrologique des crues de référence.....	7
II.1.1.	Analyse des données hydrologiques existantes	7
II.1.2.	Contexte climatique méditerranéen.....	8
II.1.3.	Choix des crues de référence.....	9
II.1.4.	Régime d'écoulement.....	10
II.1.5.	Stations météorologiques de référence	10
II.1.6.	Détermination des principales caractéristiques hydrologiques des bassins versant étudiés.....	15
II.1.7.	Estimation des débits de pointe des crues des petits et moyens bassins versants.....	45
II.1.8.	Modélisation hydrologique pour le calcul des hydrogrammes de crue	49
II.1.9.	Apport du canal d'irrigation de l'ASA de Gignac vers le ruisseau de Lussac en période de crue	65
II.1.10.	Liaison entre la modélisation hydrologique du bassin versant et la modélisation hydraulique du ruisseau de Lussac.....	69
II.1.11.	Analyse des résultats hydrologiques	71
III.	Etude hydraulique en situation actuelle.....	72
III.1.	Modélisation hydraulique	72
III.1.1.	Objectif de la modélisation hydraulique.....	72
III.1.2.	Tronçon de cours d'eau modélisé.....	72
III.1.3.	Simulations hydrauliques.....	73
III.1.4.	Type de modèle	73
III.1.5.	Construction du modèle	74
III.1.6.	Conditions aux limites.....	82
III.1.7.	Calage du modèle	83
III.2.	Résultats hydrauliques en situation actuelle	85
III.2.1.	Hydrogrammes calculés.....	85
III.2.2.	Hauteurs d'eau et vitesses maximales.....	91
III.2.3.	Profil en long des lignes d'eau maximales	91
III.2.4.	Profil en travers des lignes d'eau maximales.....	92
III.2.5.	Cartographie des zones inondées en situation actuelle	98
III.2.6.	Dérèglement de la crue centennale dans la traversée de Pouzols.....	100
III.3.	Comparaison des résultats hydrauliques de la crue centennale avec la cartographie du PPRi	108
III.4.	Analyse du fonctionnement hydraulique du ruisseau de Lussac en situation actuelle...	109
III.5.	Identification des points noirs hydrauliques	112
IV.	Conclusion	113

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation de la zone d'étude	7
Figure 2 : Nombre d'années de mesure des précipitations des stations météorologiques proche du bassin versant étudié	11
Figure 3 : Quantiles des pluies de référence de la station Météo-France de ST MARTIN-DE LONDRES (période 1998 - 2018)	14
Figure 4 : Comparaison des quantiles de référence entre la station météorologique de Saint-Martin-de-Londres et celle de Montpellier Aéroport	15
Figure 5 : Découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac (Source : Schéma de restauration du Lussac, CCE&C, 2016)	16
Figure 6 : Vue de zones gravitairement connectées au canal d'irrigation et hors bassin versant du ruisseau de Lussac	17
Figure 7 : Photos du canal d'irrigation dans la traversée du bassin versant du ruisseau de Lussac	19
Figure 8 : Zone amont de contrôle du découpage du bassin versant en pied du plateau du Télégraphe	20
Figure 9 : Zone d'analyse du découpage du bassin versant au franchissement de la route D131	21
Figure 10 : Zone du bassin versant du ruisseau de Lussac bordant le ruisseau de Costette	22
Figure 11 : Zone d'analyse du découpage du bassin versant au franchissement de la route D131E7 à la sortie de Saint-Bauzille-de-la-Sylve	23
Figure 12 : Entrée / sortie du réseau enterré du Valat de Janelle	24
Figure 13 : Localisation de réseau enterré du Valat de Janelle en rive droite du ruisseau de Lussac	24
Figure 14 : Partie enterrée du Valat de Janelle avant sa confluence avec le ruisseau de Lussac	25
Figure 15 : Localisation de réseau enterré arrivant de la route D123E1A	26
Figure 16 : Vue de l'orifice amont d'entrée dans le réseau enterré au niveau du bas de l'Avenue de Canet / Sortie du réseau enterré vers le ruisseau de Lussac en aval de la rue des Lauzes	26
Figure 17 : Branche du réseau pluvial de Pouzols apportant des ruissellements vers le Lussac	27
Figure 18 : Localisation du Ru des Aiguillères	28
Figure 19 : Fonctionnement hydraulique du ru des Aiguillères et le long de la RD123	28
Figure 20 : Vue de l'ouvrages OHa de la partie amont des Aiguillères	29
Figure 21 : Vues des ouvrages OHb (buse) et OHc (rectangulaire en acier) de la partie amont des Aiguillères ...	30
Figure 22 : Vues de l'ouvrages OHe au bas de l'impasse du Roc	31
Figure 23 : Répartition des débits le long de la RD123	32
Figure 24 : Découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac et données altimétrique du RGE Alti 1m	33
Figure 25 : Découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac en amont de la confluence avec le fleuve Hérault	33
Figure 26 : Vue de la pente longitudinale du plus long cheminement hydraulique du ruisseau de Lussac	34
Figure 27 : Ancien et nouveau découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac	35
Figure 28 : Découpage des bassins versant étudiés des ruisseaux de Lussac et de Costette amont	35
Figure 29 : Découpage en sous bassins versants du ruisseau de Lussac	36
Figure 30 : Carte géologique au 1/50000 ^{ième} harmonisé au droit des bassins versants des ruisseaux de Lussac et de Costette amont (Source : BRGM)	38
Figure 31 : Classe de perméabilité des sols géologiques des bassins versants	39
Figure 32 : Vue de l'occupation des sols Corine Land Cover 2018 au droit de la zone d'étude	41
Figure 33 : Type d'occupation des sols sur les bassins versants étudiés	42
Figure 34 : Hyétoگرامme en intensité des pluies de référence de type Kieffer et de période de retour 2, 10, 30, 50, 100 ans	52
Figure 35 : Hyétoگرامme en hauteur de précipitation des pluies de référence de type Kieffer et de période de retour 2, 10, 30, 50, 100 ans	52
Figure 36 : Vue schématique du modèle pluie-débit construit à partir du découpage en sous bassins versants ..	53
Figure 37 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 2 ans	57
Figure 38 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 10 ans	58
Figure 39 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 30 ans	60
Figure 40 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 50 ans	61
Figure 41 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 100 ans	63
Figure 42 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Au droit du pont de la route D123	64

Figure 43 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac – A la confluence avec le fleuve Hérault.....	64
Figure 44 : Vue du canal d'irrigation à son arrivée proche de la zone urbaine de Pouzols	65
Figure 45 : Vue du siphon inversé du canal d'irrigation sous l'Avenue de Canet – route D123E1A	66
Figure 46 : Vues de la vanne de régulation du canal d'irrigation.....	67
Figure 47 : Vues du déversoir latéral du canal d'irrigation au dessus du lit mineur du ruisseau de Lussac	68
Figure 48 : Schéma de principe du calcul des hydrogrammes des crues de référence	70
Figure 49 : Tronçon modélisé du ruisseau de Lussac.....	73
Figure 50 : Exemple de prise en compte dans le profil en travers n°PT37 de l'effet obstacle du bâti existant en aval rive droite du pont RD123	75
Figure 51 : Exemple de prise en compte dans le profil en travers n°PT51 de l'effet obstacle d'un mur implanté en travers du lit majeur rive droite	75
Figure 52 : Localisation des principaux murs intégrés au modèle hydraulique dans la traversée de Pouzols	76
Figure 53 : Vue des profils en travers du modèle hydraulique de ruisseau du Lussac (exportée depuis le logiciel HEC-RAS)	77
Figure 54 : Vue des profils en travers du modèle hydraulique de ruisseau du Lussac dans la traversée de Pouzols	77
Figure 55 : Inter-distance en lit mineur entre les profils en travers du modèle hydraulique.....	78
Figure 56 : Vues du profil en long du ruisseau du Verdus dans la traversée de Saint-Guilhem-le-Désert.....	79
Figure 57 : Vue amont du pont canal modélisé.....	80
Figure 58 : Vue amont du pont RD123 modélisé.....	80
Figure 59 : Vue amont de la conduite EU principale modélisée	81
Figure 60 : Vue amont du pont RD32 modélisé.....	81
Figure 61 : Vue des hydrogrammes injectés dans le modèle hydraulique pour les crues de période de retour 10 ans et 100 ans	82
Figure 62 : Vue du zonage initial des valeurs de rugosité	84
Figure 63 : Evolution du coefficient de Manning-Strickler le long du profil en travers selon l'occupation des sols	84
Figure 64 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle au droit du pont du canal d'irrigation (PT48 – 1612) .	85
Figure 65 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle au droit du pont RD123 (PT39 – 1344)	86
Figure 66 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle au droit du pont RD32 (PT14 – 411)	86
Figure 67 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 2 ans	87
Figure 68 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 10 ans	87
Figure 69 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 30 ans	88
Figure 70 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 50 ans	88
Figure 71 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 100 ans	89
Figure 72 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue exceptionnelle.....	89
Figure 73 : Profils en long des lignes d'eau maximales en situation actuelle.....	92
Figure 74 : Profils en travers des lignes d'eau maximales en amont proche et au droit du pont du canal d'irrigation	93
Figure 75 : Profils en travers des lignes d'eau maximales au droit du lavoir	94
Figure 76 : Profils en travers des lignes d'eau maximales en amont proche et au droit du pont de la route RD123	95
Figure 77 : Profil en travers des lignes d'eau maximales au droit de la conduite principale d'eaux usées	96
Figure 78 : Profil en travers des lignes d'eau maximales au droit de la conduite secondaire d'eaux usées	96
Figure 79 : Profils en travers des lignes d'eau maximales en amont proche et au droit du pont de la route RD32	98
Figure 80 : Déroulement de la crue de période de retour 100 ans au droit de la traversée de la zone urbaine de Pouzols en situation actuelle.....	107
Figure 81 : Comparaison des résultats hydrauliques de la crue centennale en situation actuelle avec la cartographie du PPRI.....	108
Figure 82 : Premiers débordements entre le pont canal et la pont RD123	110

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Quantile de référence – Station météo de Montpellier	8
Tableau 2 : Débits de référence du schéma de restauration du Lussac de 2016.....	8
Tableau 3 : Données des plus proches stations météorologiques Météo-France de la commune de Pouzols	10
Tableau 4 : Pluies journalières de référence à la station météorologique de ST MARTIN DE LONDRES n°34274001 (Source : Météo-France).....	12
Tableau 5 : Coefficients de Montana à la station de ST MARTIN DE LONDRES n°34274001 sur la période 1999-2018 (Source : Météo-France).....	13
Tableau 6 : Liste des couches géologiques présentes dans les bassins versants étudiés	39
Tableau 7 : Caractéristiques des types de perméabilité des sols	40
Tableau 8 : Caractéristiques des types d'occupation des sols.....	42
Tableau 9 : Variation du coefficient de ruissellement en fonction des types d'occupation des sols et de la géologie.....	43
Tableau 10 : Coefficients de ruissellement des bassins versants étudiés	44
Tableau 11 : Coefficients de Montana utilisés	46
Tableau 12 : Intensité pluvieuse sur la durée du temps de concentration	46
Tableau 13 : Débits de pointe des crues des bassins versants étudiés.....	47
Tableau 14 : Débits de pointe des crues du ruisseau de Lussac avec les apports amont du ruisseau de Costette	48
Tableau 15 : Débits de pointe des crues du ruisseau de Lussac à partir des ratios de l'IT 1977 et du débit Q10 estimé.....	48
Tableau 16 : Caractéristiques hydrologiques des sous bassins versants intégrés au modèle pluie-débit.....	54
Tableau 17 : Caractéristiques hydrologiques du sous bassin versant du ruisseau de Costette amont intégré au modèle pluie-débit	54
Tableau 18 : Valeurs initiales des Curve Number en fonction de l'occupation des sols et de la géologie.....	54
Tableau 19 : Valeurs calées du Curve Number selon la crue simulée.....	55
Tableau 20 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 2 ans.....	56
Tableau 21 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 10 ans.....	58
Tableau 22 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 30 ans.....	59
Tableau 23 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 50 ans.....	61
Tableau 24 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 100 ans.....	62
Tableau 25 : Comparaison des résultats hydrologiques entre les 2 outils réalisés	72
Tableau 26 : Débits de pointe des crues simulées en situation actuelle.....	90
Tableau 27 : Comparaison entre les résultats hydrologiques et hydrauliques du ruisseau de Lussac à la confluence avec l'Hérault	90
Tableau 28 : Analyse des hauteurs d'eau pour les crues simulées en situation actuelle	91
Tableau 33 : Bâti ou enjeux inondés pour les crues simulées en situation actuelle.....	99
Tableau 34 : Points noirs hydrauliques le long du ruisseau de Lussac	113

I. Cadre de l'étude

I.1. CONTEXTE ET OBJECTIF DE L'ETUDE

« Sur le Lussac, dans la traversée de Pouzols, un embâcle s'est formé en amont du pont de la RD123 lors de la crue de septembre 2014. La montée des eaux a eu comme conséquence une submersion de la route et de nombreuses maisons aux alentours se sont retrouvées les pieds dans l'eau. » (extrait du programme pluriannuel de restauration et d'entretien des affluents de l'Hérault)

La présente étude porte sur l'analyse du fonctionnement hydraulique actuel du ruisseau Lussac traversant le village de Pouzols dans le but de proposer des aménagements permettant de réduire l'aléa inondation et d'améliorer la protection contre les crues ainsi que la gestion du risque inondation.

Le maître d'ouvrage de cette étude est la Communauté de Communes de la Vallée de l'Hérault (CCVH). À travers sa compétence GEMAPI qu'elle exerce depuis le 1er janvier 2018, la CCVH met en œuvre des moyens afin de réduire les risques d'inondations sur son territoire.

Il est prévu la constitution d'un Comité de Pilotage (CoPil) pour le suivi de cette étude.

Cette étude était inscrite dans les actions du PAPI complet Hérault 2017-2022 porté par l'EPTB du Fleuve Hérault. Le PAPI Hérault 2023-2028 est en cours de demande d'agrément.

Pour répondre aux objectifs de l'étude, le déroulement global de l'étude repose sur le phasage suivant :

- Etat des lieux et diagnostic actualisé de la situation actuelle du ruisseau de Lussac ;
- Mission topographique complémentaire ;
- Etude hydrologique pour la définition des débits de crues de référence ;
- Analyse du fonctionnement hydraulique en situation actuelle pour les crues de référence (modélisation hydraulique) ;
- Détermination des enjeux impactés par les crues ;
- Proposition de solutions d'aménagements pour réduire le risque d'inondation.

Le présent document est le rapport de Phase 2 – Etude hydrologique et analyse du fonctionnement hydraulique en situation actuelle pour les crues de référence.

I.2. ZONE D'ETUDE

Sur la base des informations figurant au DCE, la zone ou linéaire d'étude comprend le lit du ruisseau de Lussac depuis le chemin d'Aire jusqu'à la confluence avec le fleuve Hérault, suivant :

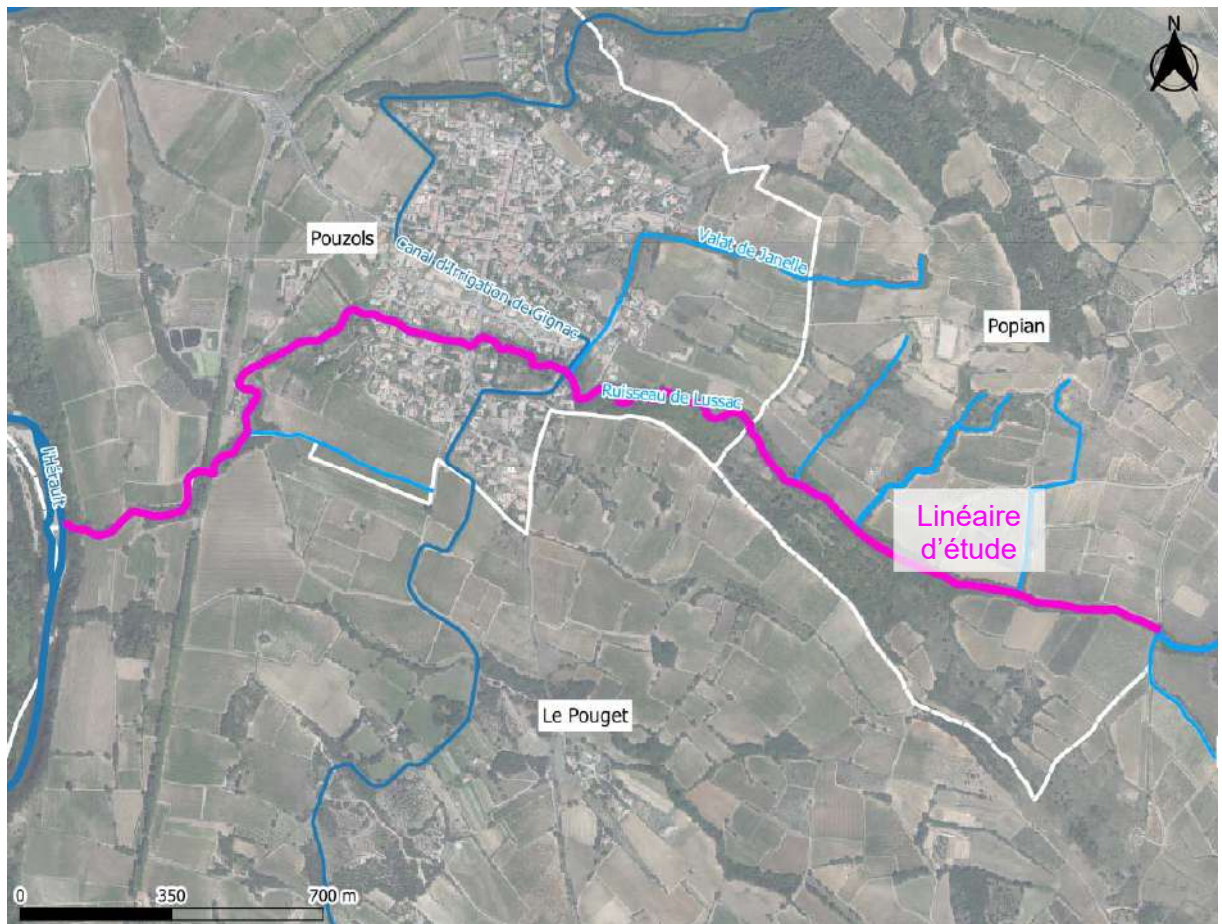


Figure 1 : Localisation de la zone d'étude

Le linéaire de ruisseau à étudier représente ainsi une longueur avoisinant 3.3 km. Une vue d'ensemble du ruisseau de Lussac figure en **Annexe A**.

II. Phase 2 : Analyse du fonctionnement hydraulique actuel

II.1. ETUDE HYDROLOGIQUE DES CRUES DE REFERENCE

II.1.1. *Analyse des données hydrologiques existantes*

A partir des données recueillies dans les études existantes, il est seulement identifié les données hydrologiques établies dans le cadre du Schéma de restauration du Lussac dans la traversée de Pouzols suite aux intempéries de 2014, CCE&C, CCVH, 2016 [6] dont les principaux éléments sont rappelés ci-après.

p.13 : Il a été retenu la station météorologique de Montpellier qui est à proximité (30 km) et soumise à un régime pluviométrique similaire.

Durée de pluie	Occurrence	Hauteur de précipitation
1 heure	10 ans	60 mm
	100 ans	95 mm
2 heures	10 ans	76 mm
	100 ans	141 mm
3 heures	10 ans	88 mm
	100 ans	176 mm

Tableau 1 : Quantile de référence – Station météo de Montpellier

p.15 : Le bassin versant du Lussac au droit du poste de relevage a une surface de 3.92 km², une longueur de plus long cheminement de 5 km et une pente moyenne de 1.4 %.

A l'aval, la zone urbanisée de Pouzols drainée par le Lussac couvre une surface de l'ordre de 22ha, soit 5 à 6% du bassin versant global.

Au regard de ces données, le coefficient de ruissellement est fixé à 55% pour la crue décennale et 75% pour la crue centennale.

Le temps de concentration est fixé à 70 minutes pour l'occurrence décennale, soit une vitesse d'écoulement moyenne de 1.2 m/s, et à 55 minutes pour l'occurrence centennale soit une vitesse d'écoulement moyenne de l'ordre de 1.5 m/s. »

« Les débits de pointe sont calculés par la méthode rationnelle. L'intensité pluviométrique est calculée à partir des coefficients de Montana de la station de Montpellier Fréjorgues. Les débits de crue s'établissent comme suit : »

Occurrence	Débit de pointe (m ³ /s)
10 ans	33
100 ans	80

Tableau 2 : Débits de référence du schéma de restauration du Lussac de 2016

Il a été retenu un débit de 120 m³/s pour la crue de 2014 (1.5 fois le débit centennal).

II.1.2. Contexte climatique méditerranéen

Le climat méditerranéen domine sur tout le bassin du ruisseau de Lussac. Les précipitations se répartissent à toute saison durant de courtes durées, signe d'un climat typiquement méditerranéen avec des averses brèves et intenses, notamment à l'automne. Le climat méditerranéen est un climat tempéré qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides. Le climat Méditerranéen se caractérise par des précipitations importantes automnales ou printanières alternant avec des périodes durant lesquels l'absence de précipitation entraîne un déficit d'eau sévère dans les sols et les cours d'eau.

Les principes de formation des crues et les relations entre précipitations et débits, notamment en période de crue, ne sont pas simples et directes. Le bassin versant, lui-même constitué de multiples sous-bassins, joue un rôle important, plus ou moins régulateur, en fonction de nombreux paramètres qu'il est souvent difficile de quantifier avec précision et qui s'interpénètrent à l'infini : géologie, pédologie, forme des bassins, pentes générales des

versants, encaissement et pentes en long des thalwegs, état circonstanciel de saturation, type de couverture végétale ou occupation du sol, ...

Ainsi, à des pluviométries identiques, peuvent correspondre des comportements différents des cours d'eau, selon que le plus fort de la pluie est tombé sur tel ou tel sous-bassin ou selon que des sous-bassins auront répondu de façon concomitante ou décalée.

Le régime hydrologique du ruisseau de Lussac est de type pluvial cévenol. Un régime pluvial cévenol se singularise par de hautes eaux hivernales d'origine pluviale et de fortes pluies cévenoles d'automne qui entraînent une hausse subite des débits après la sécheresse estivale méditerranéenne. Un abat d'eau violent et bref sur le bassin versant du ruisseau de Lussac peut suffire à déclencher une crue soudaine.

Les crues du ruisseau de Lussac peuvent aussi survenir à n'importe quelle saison. Leurs caractéristiques sont très différentes d'une saison à l'autre, mais les menaces qu'elles représentent restent importantes. Il peut ainsi être distingué les événements de pluie extrêmes suivants tout au long de l'année :

- Les pluies extrêmes de printemps sont généralement dues à des vents chauds venus des zones sahariennes qui circulent sur le flanc et d'une aire dépressionnaire se déplaçant vers l'Est. Les pluies seront tout d'abord continues puis orageuses et pourront devenir extrêmement violentes ;
- Les pluies extrêmes d'été apparaissent au moment de violents orages, dont la localisation ainsi que l'importance sont variables. Elles sont brutales, de courte durée et peuvent engendrer des volumes considérables ;
- Les pluies extrêmes d'automne sont dues à la stagnation d'un système dépressionnaire qui puise sa force en se régénérant au-dessus du Golfe du Lion. Ce sont des pluies « cévenoles » qui tombent sous forme d'averses plus ou moins soutenues, qui peuvent apporter des quantités d'eau considérables ;
- Les pluies d'hiver correspondant au passage d'un système perturbé qui engendre de sérieuses précipitations.

Les crues peuvent ainsi avoir plusieurs origines :

- Les crues liées aux orages d'été (mai-septembre), survenant généralement en fin d'après-midi, et pouvant donner de forts cumuls en peu de temps (1 à 2 heures par exemple) et ce, forcément sur des espaces réduits. Si le paroxysme de l'orage affecte un bassin versant de petite taille, bien entendu il y aura des débordements ;
- Les crues de saturation, avec une grosse pluie. C'est une situation printanière (mai-juin). Il pleut irrégulièrement pendant plusieurs jours. Les sols sont saturés et le débit de base est élevé. Survient alors une averse, d'intensité plus forte, faisant ainsi réagir le bassin versant ;
- Les crues cévenoles : Dans ces cas-là, tous les bassins versants, petits et grands, fournissent beaucoup d'eau à la suite de plusieurs jours pluvieux en automne.

II.1.3. *Choix des crues de référence*

Les crues de référence choisies pour cette étude sont les 6 crues de période de retour : 2, 10, 30, 50, 100 ans et crue exceptionnelle.

Le choix de ces occurrences de crue permet de couvrir une gamme de débits allant des crues fréquentes jusqu'aux crues rares.

Sur la base des données connues, le débit de pointe de la crue du 29 septembre 2014 se situe a priori entre la crue centennale et la crue exceptionnelle. L'analyse des résultats hydrauliques pour ces 2 crues permettent de déterminer le fonctionnement hydraulique pour une crue de type 2014.

II.1.4. Régime d'écoulement

Afin de vérifier avec précision que les solutions d'aménagement proposés n'aggravent pas les débits de pointe plus en aval, il est choisi de simuler les écoulements de crue en régime transitoire (débit variable dans le temps) et d'estimer les hydrogrammes de crue correspondant à ces crues de référence.

II.1.5. Stations météorologiques de référence

i. Choix des stations

Les données mises à disposition par Météo-France ont été consultées afin de déterminer les stations météorologiques proches de la zone étude.

Concernant la période de mesure disponibles, il est répertorié les informations suivantes pour les plus proches stations météorologiques situées à proximité de la commune de Pouzols :

Numéro	Nom de station	Altitude	Type	Etat	Latitude	Longitude	Distance	Cumul de précipitations en 6 min	Cumul des hauteurs de précipitations
34239002	ST ANDRE DE SANGONIS	0086 m	1	O	43.6641	3.5078	005.1 km	01/07/2005	01/10/2004
34163001	MONTARNAUD	0148 m	2	O	43.6358	3.6881	014.1 km	12/10/2020	01/02/1977
34306001	SOUMONT	0252 m	2	O	43.707	3.3475	016.5 km	01/07/2005	01/12/1991
34319001	VAILHAN	0122 m	2	O	43.5468	3.2993	018.9 km	06/02/2020	01/01/1998
34317001	LA VACQUERIE_SAPC	0620 m	2	O	43.792	3.4578	019.8 km	24/07/2007	01/07/2007
34237001	ROUJAN-INRA	0073 m	3	O	43.4916	3.3213	020.9 km	08/02/2012-18/07/2020	01/12/2009
34311001	PEZENAS-TOURBES	0040 m	1	O	43.4376	3.4003	022.0 km	01/07/2005	01/06/1996
34277001	ST MAURICE-NAVACELLE	0584 m	2	O	43.8413	3.5223	024.7 km	01/03/2021	01/07/1947
34274001	ST MARTIN DE LONDRES	0214 m	1	O	43.7795	3.7293	024.9 km	01/07/2005	01/01/1928
34101001	FLORENSAC	0020 m	4	O	43.3895	3.4663	025.7 km		01/04/1965
30219001	MADIERE-SPC	0238 m	5	O	43.8541	3.564	026.5 km		01/06/2022
34205001	LES PLANS	0846 m	1	O	43.786	3.2461	028.4 km	01/07/2005	01/06/1994
34301002	SETE	0075 m	0	O	43.3973	3.6921	028.4 km	01/07/2005	01/02/1947
34144001	LUNAS	0249 m	2	O	43.6958	3.1706	028.8 km	30/08/2005	01/10/1947
34337001	VILLENEUVE-LES-MAG-INRA	0020 m	3	O	43.5381	3.8538	028.8 km	18/07/2015	01/01/1978
34028003	BEDARIEUX	0373 m	2	O	43.6398	3.146	029.6 km	01/07/2005	01/10/1991
34217001	PRADES LE LEZ	0069 m	1	O	43.7183	3.8666	030.4 km	01/07/2005	01/03/1979
34233001	ROQUEREDONDE	0685 m	4	O	43.8	3.2126	031.4 km		01/04/1936
34064003	LE CAYLAR_SAPC	0729 m	2	O	43.8671	3.3085	032.1 km	10/05/2007	01/05/2007
34335003	LE-PRADAL-SPC	0214 m	5	O	43.6266	3.1115	032.3 km		01/06/2022
34154001	MONTPELLIER-AEROPORT	0001 m	0	O	43.5761	3.9646		01/07/2005	01/01/1946

Tableau 3 : Données des plus proches stations météorologiques Météo-France de la commune de Pouzols

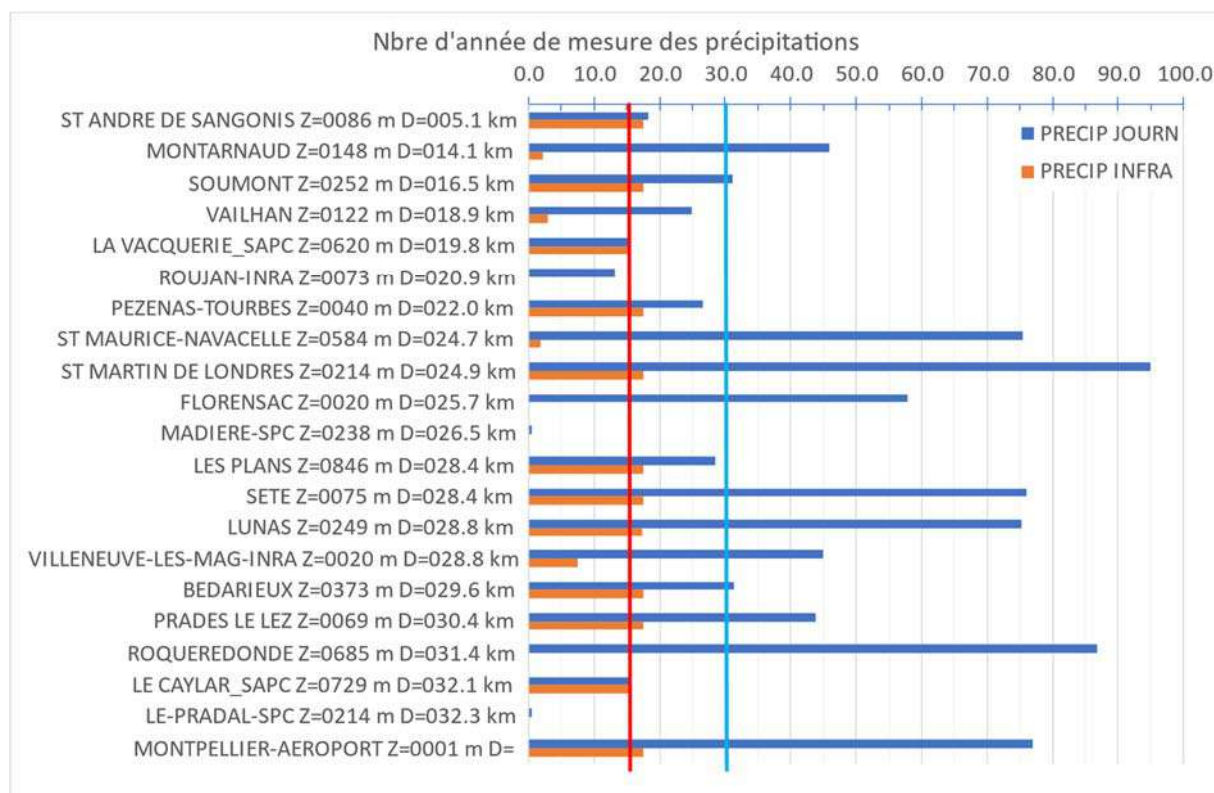


Figure 2 : Nombre d'années de mesure des précipitations des stations météorologiques proche du bassin versant étudié

Figure en **Annexe A** la localisation des stations météorologiques ouvertes.

Commentaires :

- Les stations de type 0, 1 ou 2 sont des stations automatiques avec mesure infra-horaire des précipitations, acquisition en temps réel et exploitation des mesures à J+1. Les stations de type 3 sont des stations automatiques avec mesure journalière des précipitations, acquisition en temps réel et exploitation en différé. Les stations de type 4 sont des stations automatiques avec mesure journalière des précipitations, acquisition et exploitation en différé. Les stations de type 5 dont les mesures ne sont pas garanties en terme de validation des données ;
- Le bassin versant du ruisseau de Lussac se situe dans une tranche d'altitude 20-250 mNGF ;
- A partir des informations recueillies sur les stations existantes, il a été retenu comme station météorologique de référence la station météorologique de ST MARTIN DE LONDRES n°34274001 pour l'estimation des pluies journalières de référence et des coefficients de Montana. C'est la station la proche de la zone d'étude d'altitude comparable qui permet le calcul des coefficients de Montana (mesure infra-horaire sur une période >15 ans) et qui a une période de mesure suffisamment longue (>30 ans).

ii. Recueil complémentaire de données

Pour les besoins de l'étude, il a été récupéré les pluies de référence journalières suivantes pour la station de ST MARTIN DE LONDRES n°34274001 – Durée de retour – 1 jour – Période 1960-2018 (1453 valeurs utilisées / 31 stations utilisées) :

Durée de retour	Hauteur estimée	Intervalle de confiance à 70 %	
5 ans	140.4 mm	130.9 mm	150.3 mm
10 ans	174.8 mm	163.5 mm	188.1 mm
20 ans	212.9 mm	200.0 mm	231.0 mm
30 ans	237.4 mm	223.5 mm	258.9 mm
50 ans	271.0 mm	255.5 mm	297.8 mm
75 ans	300.1 mm	283.3 mm	332.1 mm
100 ans	322.1 mm	304.1 mm	358.2 mm

Tableau 4 : Pluies journalières de référence à la station météorologique de ST MARTIN DE LONDRES n°34274001 (Source : Météo-France)

De même, il a été acquis les coefficients de Montana pour différentes durées de pluie à la station de ST MARTIN DE LONDRES n°34274001 – Période 1999-2018 :

- Coefficients de Montana sur la durée 6 min – 1 h :

Durée de retour	a	b
5 ans	4.463	0.354
10 ans	4.745	0.321
20 ans	4.933	0.291
30 ans	4.99	0.272
50 ans	5.044	0.249
100 ans	5.092	0.22

- Coefficients de Montana sur la durée 1 h – 6 h :

Durée de retour	a	b
5 ans	14.378	0.644
10 ans	15.952	0.619
20 ans	16.787	0.589
30 ans	17.006	0.569
50 ans	17.157	0.544
100 ans	16.982	0.506

- Coefficients de Montana sur la durée 6 h – 24 h :

Durée de retour	a	b
5 ans	27.081	0.755
10 ans	36.819	0.765
20 ans	48.894	0.776
30 ans	57.417	0.782
50 ans	69.899	0.789
100 ans	90.653	0.799

Tableau 5 : Coefficients de Montana à la station de ST MARTIN DE LONDRES n°34274001 sur la période 1999-2018 (Source : Météo-France)

Ces coefficients de Montana sont valables pour la formule de Montana suivante reliant une quantité de pluie $h(t)$ avec sa durée t suivant :

$$h(t) = a * t^{1-b}$$

Avec :

- $h(t)$: Quantité de pluie en mm ;
- t : durée en min.

Les coefficients de Montana des crues de période de retour 2 ans sont calculés à partir des données précédentes par ajustement linéaire ou polynomiale à partir de la variable réduite Gumbel.

Il est ainsi trouvé :

- Coefficients de Montana sur la durée 6 min – 1 h : $a = 4.7755$ et $b = 0.4796$;
- Coefficients de Montana sur la durée 1 h – 6 h : $a = 8.6899$ et $b = 0.6069$;
- Coefficients de Montana sur la durée 6 h – 24 h : $a = 20.115$ et $b = 0.7556$.

Commentaire : Ces valeurs sont cohérentes avec les valeurs des coefficients de Montana pour les autres périodes de retour.

Au final, les quantiles de référence de pluie proposés pour cette étude sont les suivants pour les crues de référence étudiées et sur les durées de pluie de 6 min à 24 h :

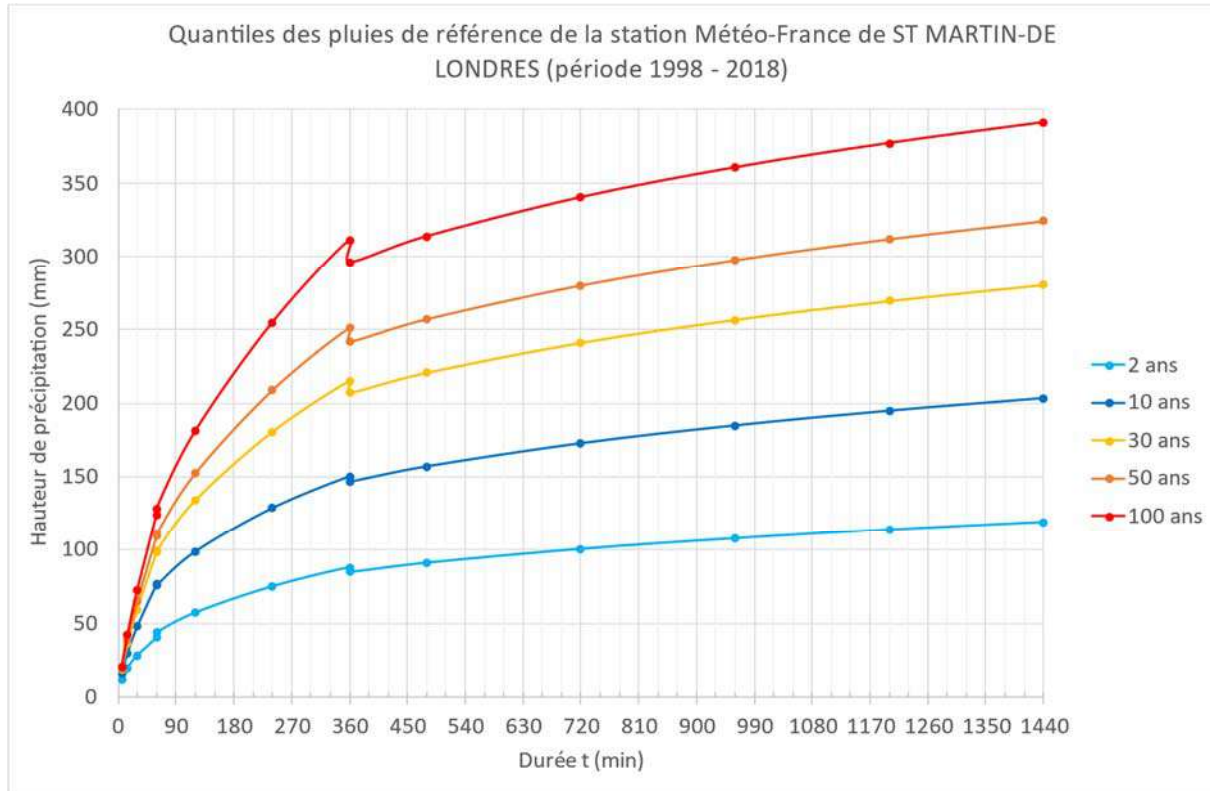


Figure 3 : Quantiles des pluies de référence de la station Météo-France de ST MARTIN-DE LONDRES (période 1998 - 2018)

Commentaires :

- Les quantiles de référence pour une durée de 24 h sont légèrement supérieurs et cohérents avec les pluies de référence journalières estimées par Météo-France en cette station pour une période plus longue et fiable (1960-2018) ;
- Le léger décrochage graphique à la durée $t=360$ min est lié aux ajustements réalisés par Météo-France pour le calcul des coefficients de Montana. Pour les bassins versants étudiés, le temps de concentration est inférieur à 6 h. Ces petits décrochages ne portent pas à conséquence ;
- Aussi, il est proposé d'utiliser ces quantiles de référence pour la suite de l'étude.

iii. Comparaison avec les données météorologiques utilisées pour le schéma de restauration de 2016

La comparaison des données de hauteurs de précipitation ou quantiles de référence entre la station météorologique de ST MARTIN DE LONDRES (1999-2018) proposée pour cette étude et celle de MONTPELLIER AEROPORT (<2016) utilisée pour le schéma de restauration de 2016 est la suivante :

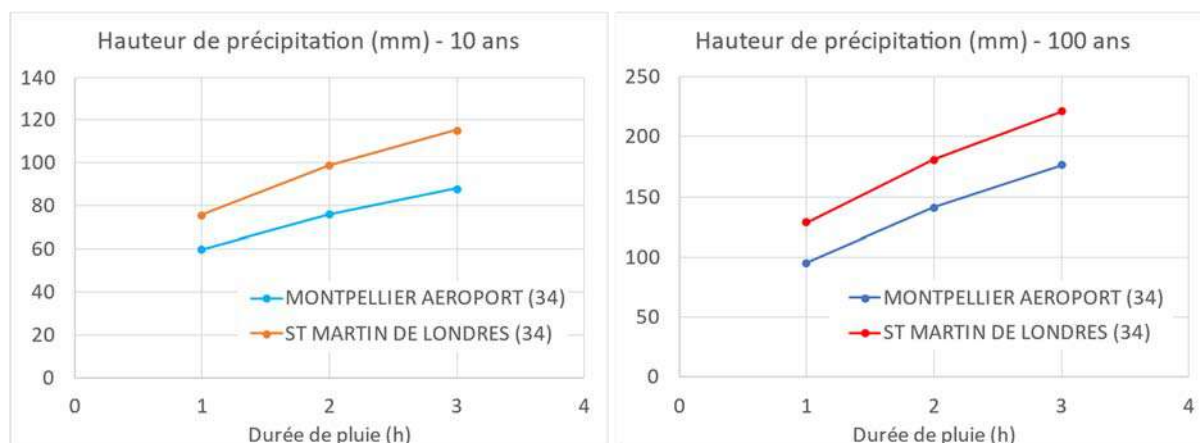


Figure 4 : Comparaison des quantiles de référence entre la station météorologique de Saint-Martin-de-Londres et celle de Montpellier Aéroport

Commentaires :

- Pour les durées de pluie et les occurrences de cette comparaison, les quantiles de référence de la station de ST MARTIN DE LONDRES sont plus grands que ceux de la station de MONTPELLIER AEROPORT (+25% à +35% en valeurs relatives) ;
- Il est plus sécuritaire de prendre la station météorologique de ST MARTIN DE LONDRES pour station météorologique de référence dans le cadre de cette étude de gestion du risque inondation.

II.1.6. Détermination des principales caractéristiques hydrologiques des bassins versant étudiés

i. Découpage des bassins versants étudiés

(a) A partir des données existantes

Le bassin versant défini lors du schéma de restauration de 2016 a été affiné en utilisant les données topographiques issues du fond IGN SCAN25, des données topographiques du RGE ALTI 1m et en croisant avec des observations de la visite de terrain :

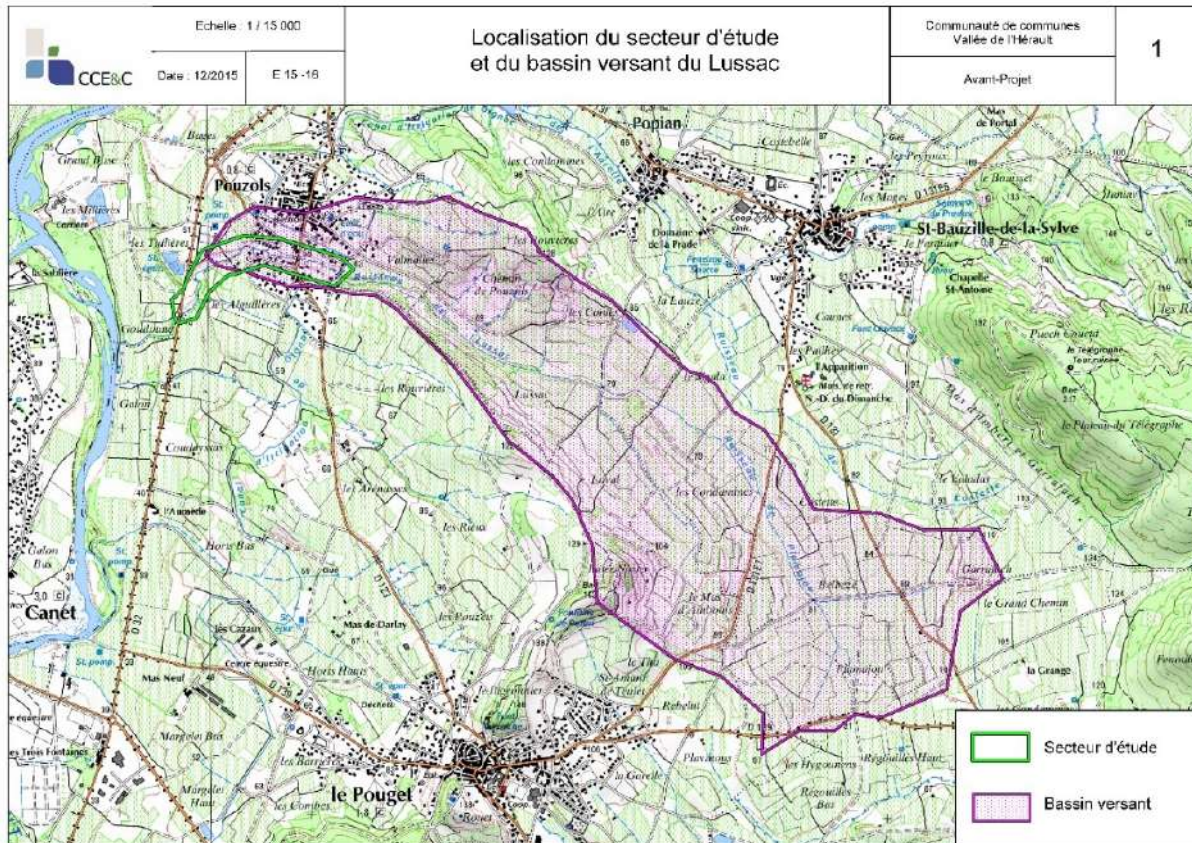


Figure 5 : Découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac (Source : Schéma de restauration du Lussac, CCE&C, 2016)

(b) Prise en compte de réseaux existants

Les réseaux pluviaux connus connectés au lit mineur du ruisseau de Lussac sont pris en compte. En cas de réseau enterré se rejetant dans le ruisseau, les apports correspondants du sous bassin versant collecté par le réseau sont partiellement ou totalement pris en compte suivant que tout ou partie des ruissellements pluviaux arrivent à rejoindre le ruisseau, via le réseau enterré ou via les débordements en surface. Dans le cas présent, les apports se font intégralement vers le ruisseau de Lussac, soit via le réseau, soit via la voirie existante.

De même, les parties ou zones directement connectées topographiquement au canal d'irrigation de l'ASA du Canal de Gignac ont été retirés du bassin versant de Lussac.

Une visite de terrain à pied le long du canal d'irrigation dans sa traversée du bassin versant a permis de valider in situ les zones prédéfinies. Le long du canal d'irrigation traversant du Nord au Sud le bassin versant du ruisseau de Lussac, il y a ainsi plusieurs zones dont les ruissellements sont gravitairement interceptés ou déviés par le canal d'irrigation (sans ouvrage de franchissement assurant la transparence hydraulique du canal), suivant :

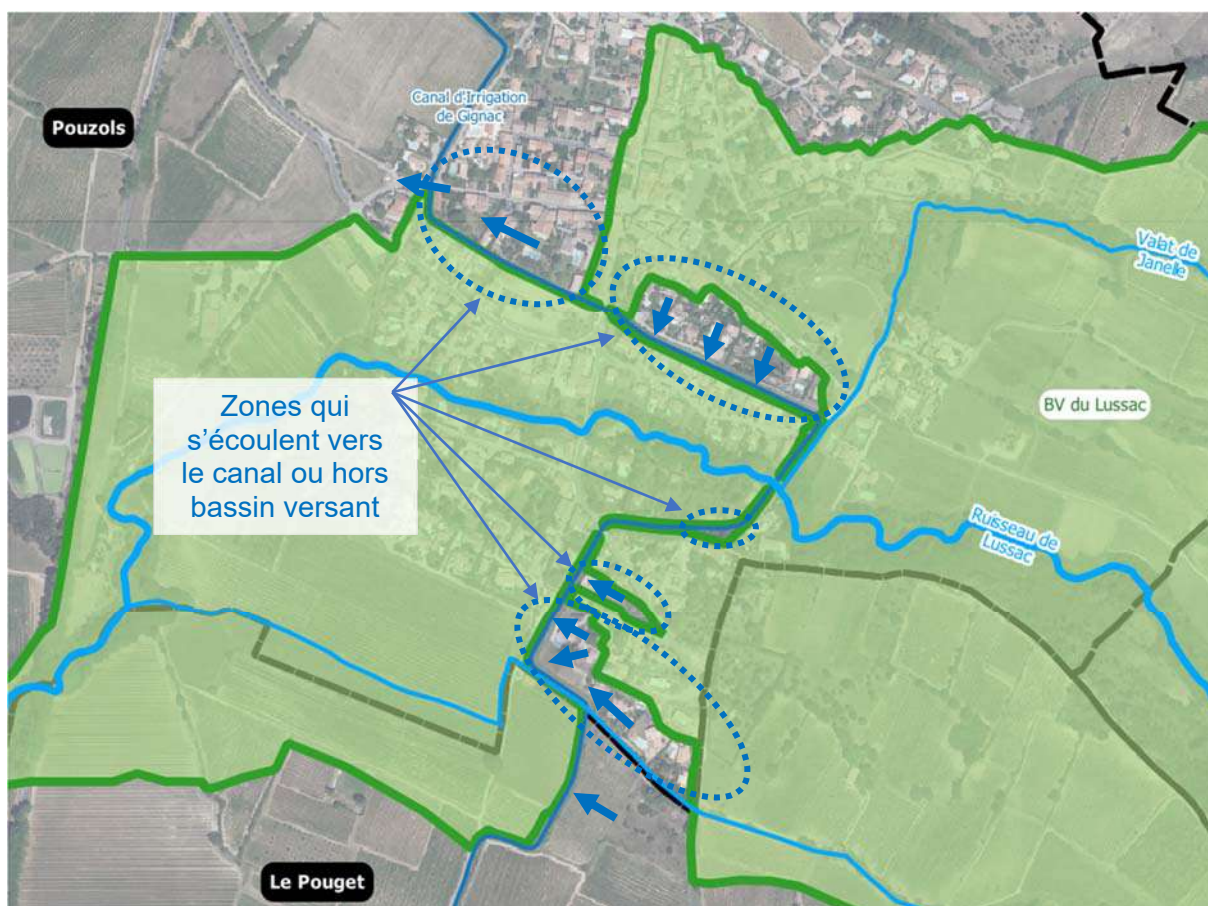


Figure 6 : Vue de zones gravitairement connectées au canal d'irrigation et hors bassin versant du ruisseau de Lussac

Dans la traversée du bassin versant du ruisseau de Lussac, le canal d'irrigation de l'ASA de Gignac est perché ou intercepte les ruissellements comme le montre les photos suivantes prises d'amont en aval du canal :







Figure 7 : Photos du canal d'irrigation dans la traversée du bassin versant du ruisseau de Lussac

(c) Analyse particulière au droit de singularités du bassin versant

D'autres visites de terrain ont également permis de contrôler le découpage proposé pour le bassin versant. D'une part, le bassin versant du ruisseau de Lussac présente 3 singularités pour lesquelles un travail d'analyse plus approfondie a été nécessaire pour valider le découpage proposé pour le bassin versant :

Partie amont du bassin versant d'un affluent amont en pied du plateau du Télégraphe

En partie amont, il a été vérifié sur le terrain que les écoulements du vallon descendant du plateau du Télégraphe rejoignent bien le fossé le long du chemin de vigne qui se rejette ensuite dans le ruisseau de Plamajou qui devient ensuite le ruisseau de Lussac en aval de la route D131E7 ;

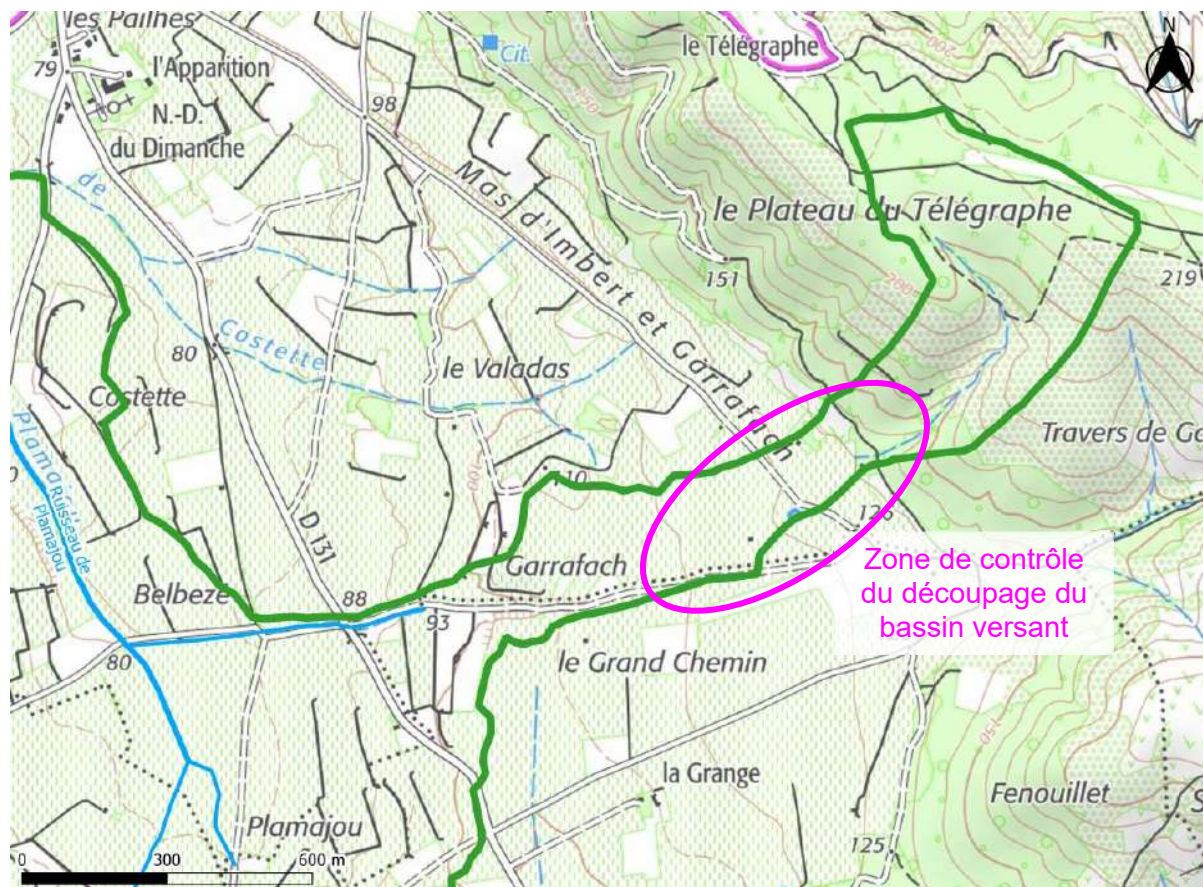


Figure 8 : Zone amont de contrôle du découpage du bassin versant en pied du plateau du Télégraphe

Ouvrage de franchissement de la route D131 à Belbeze

Plus en aval, les écoulements de cet affluent du ruisseau de Plamajou traversent la route D131 puis un chemin de vigne (cf. ci-après photo des ouvrages de franchissement). Dans la réalité, compte tenu la topographie locale des vignes et le profil de la route qui est descendant vers le Nord (vers Saint-Bauzille-de-la-Sylve) et compte tenu les sections réduites sous ces ouvrages, il est probable une dérivation partielle des débordements vers le ruisseau voisin de Costette (sortie partielle des eaux du Lussac vers un bassin versant voisin). Compte tenu l'objet de cette étude (gestion du risque inondation du ruisseau de Lussac), il est fait l'hypothèse sécuritaire que les écoulements ne sont pas déviés vers le bassin versant du ruisseau de Costette en cas de surverse au droit de ces ouvrages hydrauliques. Une telle hypothèse permet de s'affranchir des conditions d'écoulement au droit de ces ouvrages et de dimensionner le fonctionnement hydraulique plus en aval pour la situation hydraulique la plus pessimiste et probable en cas de réaménagement de ces ouvrages pour supprimer le transfert de bassin versant ;

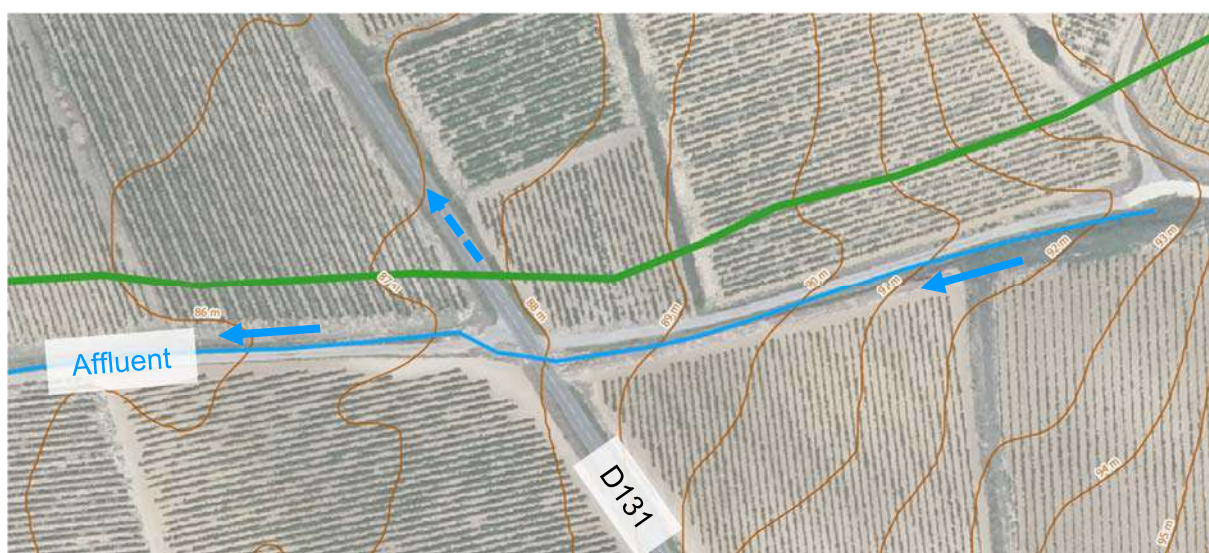
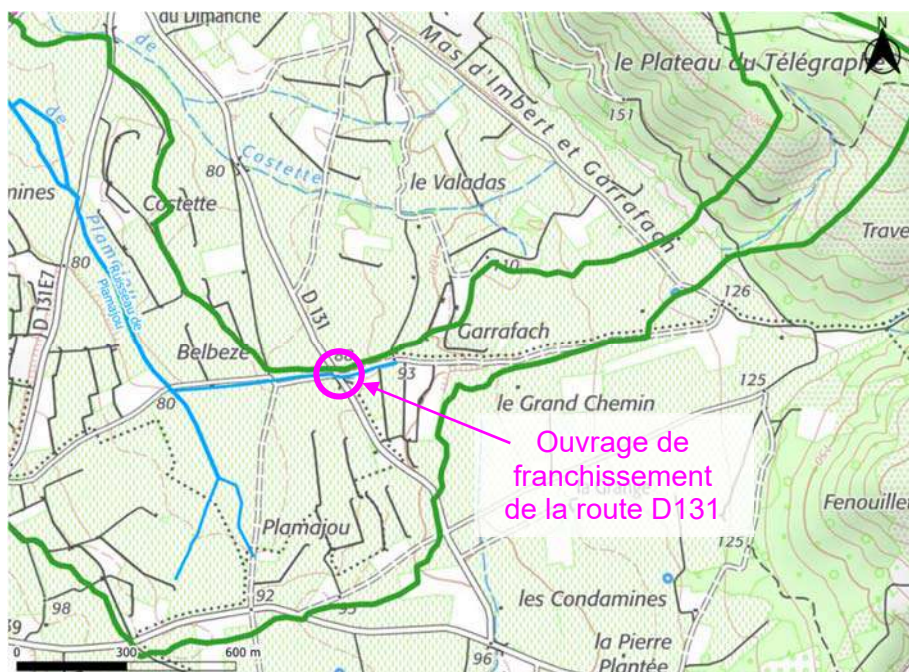


Figure 9 : Zone d'analyse du découpage du bassin versant au franchissement de la route D131

Partie amont du ruisseau de Costette

Une autre zone d'analyse se situe également à la limite entre les bassins versant du ruisseau de Lussac et du ruisseau voisin de Costette à la sortie de Saint-Bauzille-de-la-Sylve au niveau de l'ouvrage hydraulique de franchissement de la route D131E7. En ce point et compte tenu la topographie plane du ruisseau de Costette en limite de bassin versant du ruisseau de Lussac, les débordements rive gauche du ruisseau de Costette ont la possibilité de rejoindre le bassin versant du ruisseau de Lussac (transfert du bassin versant du ruisseau de Costette vers le bassin versant du ruisseau de Lussac).

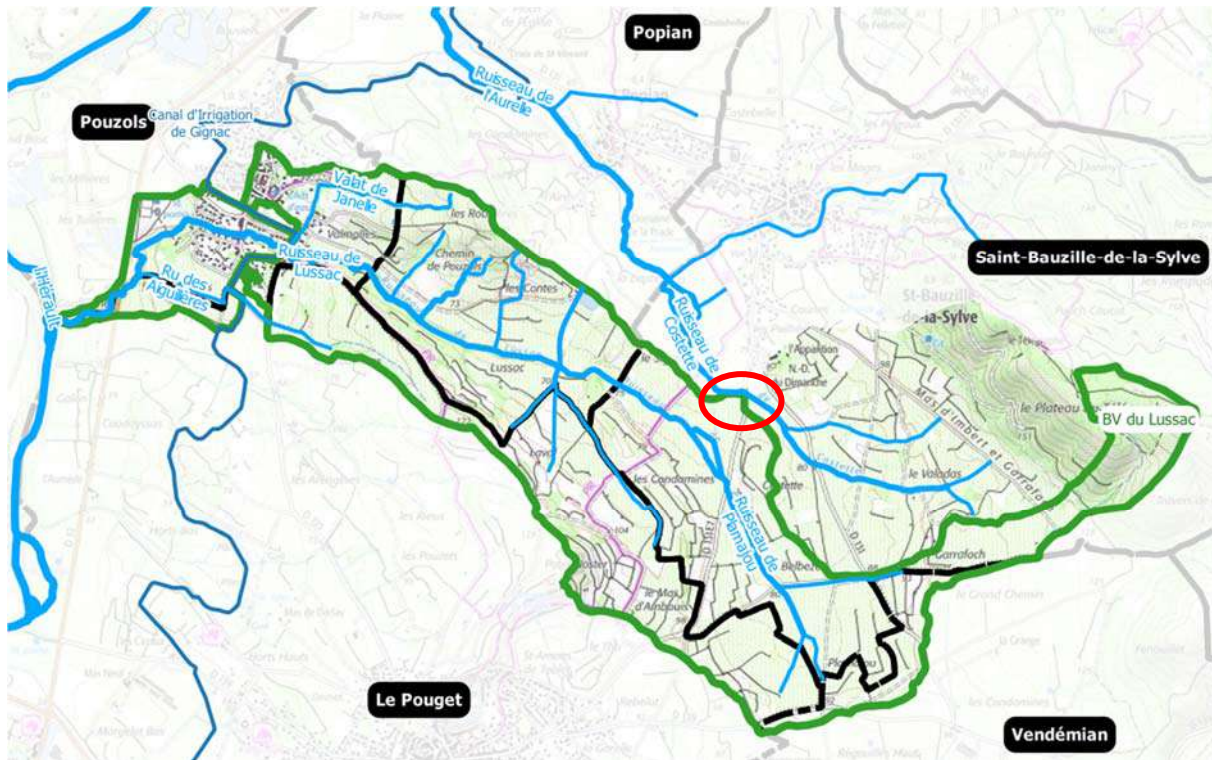


Figure 10 : Zone du bassin versant du ruisseau de Lussac bordant le ruisseau de Costette

A partir des données brutes du LIDAR HD fourni par IGN sur zone (datant de 2021), il a pu être calculé les courbes de niveau suivantes au droit de cette zone :

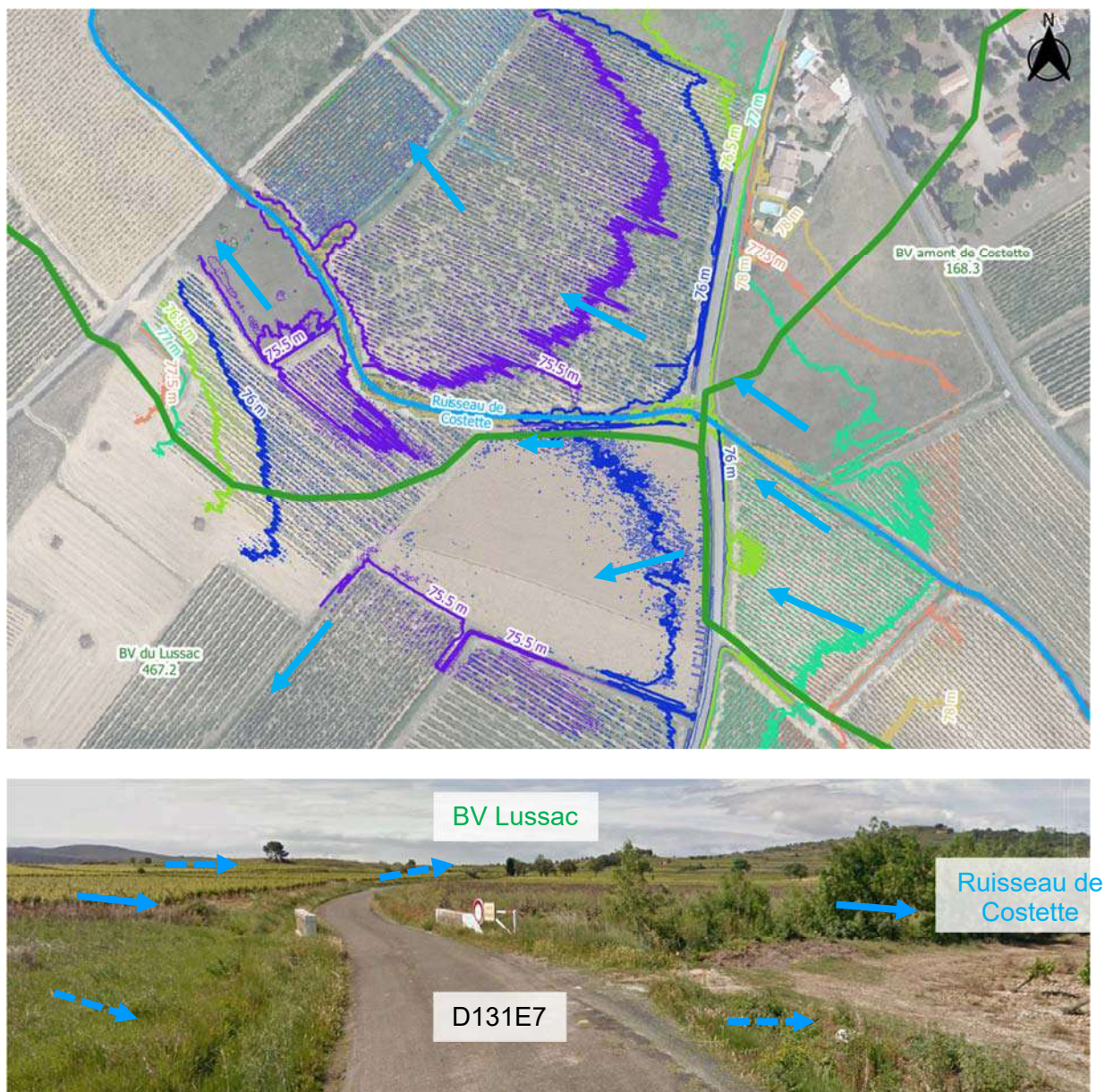


Figure 11 : Zone d'analyse du découpage du bassin versant au franchissement de la route D131E7 à la sortie de Saint-Bauzille-de-la-Sylve

En aval de la route D131E7 à la sortie de Saint-Bauzille-de-la-Sylve, le lit mineur du ruisseau de Costette est perché comme en atteste les courbes de niveau 76 et 76.5 mNGF. En amont de la route, les débordements sont plutôt en rive gauche avec un point bas de la courbe de niveau 76.5 mNGF en rive gauche du ruisseau de Costette en amont de la route D131E7. Ce point bas est en amont immédiat de la limite de bassin versant du ruisseau de Lussac. En cas de débordement amont rejoignant ce point bas situé en amont de la route, une partie des eaux va rejoindre le lit mineur via les fossés situés de chaque côté de la route, une autre partie va surverser vers le champs aval puis rejoindre le bassin versant du ruisseau de Lussac.

Etant donné le fonctionnement relativement complexe de cette zone, seul un modèle hydraulique 2D du ruisseau de Costette avec une topographie précise de la zone permettrait de déterminer finement la répartition du débit arrivant du ruisseau de Costette (hors cadre de l'étude).

En première approche et sur la base des données topographiques recueillies (cf. courbes de niveau précédentes), il est proposé de considérer que 50% du débit arrivant du ruisseau de Costette rejoint le ruisseau de Lussac en ce point.

Il est ainsi nécessaire de rajouter aux calculs hydrologiques une estimation des débits des crues de la partie amont du bassin versant du ruisseau de Costette (cf. plus loin une vue du bassin versant correspondant pour le ruisseau amont de Costette).

(d) *Analyse particulière au droit d'ouvrages hydrauliques*

D'autre part, certains ouvrages hydrauliques modifient ou perturbent les écoulements naturels de tel sorte qu'il est nécessaire de prendre en compte le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage dans l'analyse hydrologique. Il est ainsi considéré les hypothèses hydrologiques suivantes pour le fonctionnement de certains ouvrages hydrauliques en période de crue.

Réseau hydraulique enterré du Valat de Janelle

Le lit mineur du Valat de Janelle arrive sur un réseau busé enterré Ø800 passant sous voirie pour rejoindre un fossé longeant le canal d'irrigation. Ce fossé se rejette ensuite dans le lit mineur du ruisseau de Lussac.



Figure 12 : Entrée / sortie du réseau enterré du Valat de Janelle



Figure 13 : Localisation de réseau enterré du Valat de Janelle en rive droite du ruisseau de Lussac

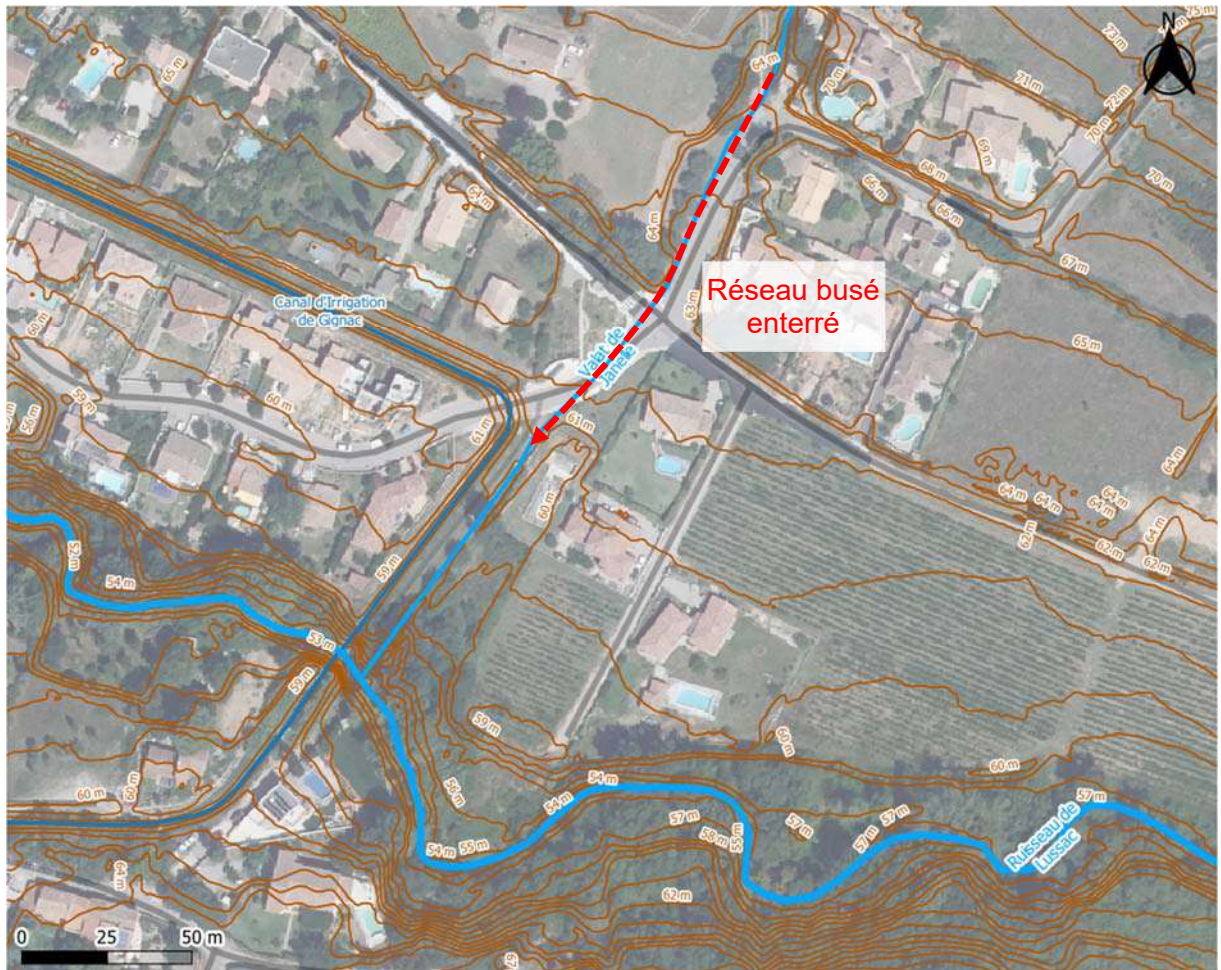


Figure 14 : Partie enterrée du Valat de Janelle avant sa confluence avec le ruisseau de Lussac

La capacité hydraulique du réseau busé est estimée de l'ordre de 1.3 à 1.9 m³/s (pour une pente d'écoulement estimée de 0.014 à 0.03 m/m et application de la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de rugosité K=60).

En cas de débordement, les écoulements descendent la voirie d'accès aux habitations puis se divisent entre une partie qui prend la rue de la Fontaine des Pigeons vers les vignes et une autre qui poursuit via la rue des Ponts. Cette partie se divise ensuite entre une partie qui reste dans la rue des Ponts et une partie qui rejoint le fossé ou le canal d'irrigation.

Compte tenu l'objet de l'étude, il est fait l'hypothèse sécuritaire que les écoulements du Valat de Janelle rejoignent le lit du ruisseau de Lussac en amont du pont du canal d'irrigation.

Branche du réseau pluvial arrivant de la route D123E1A

Un réseau pluvial enterré ou en cunette part proche du canal d'irrigation perpendiculairement au bas de la rue D123E1A – Avenue de Canet puis traverse la rue des Lauzes pour se rejeter dans le ruisseau de Lussac. Cette branche du réseau pluvial de Pouzols peut apporter des ruissellements vers le Lussac en période de pluie.

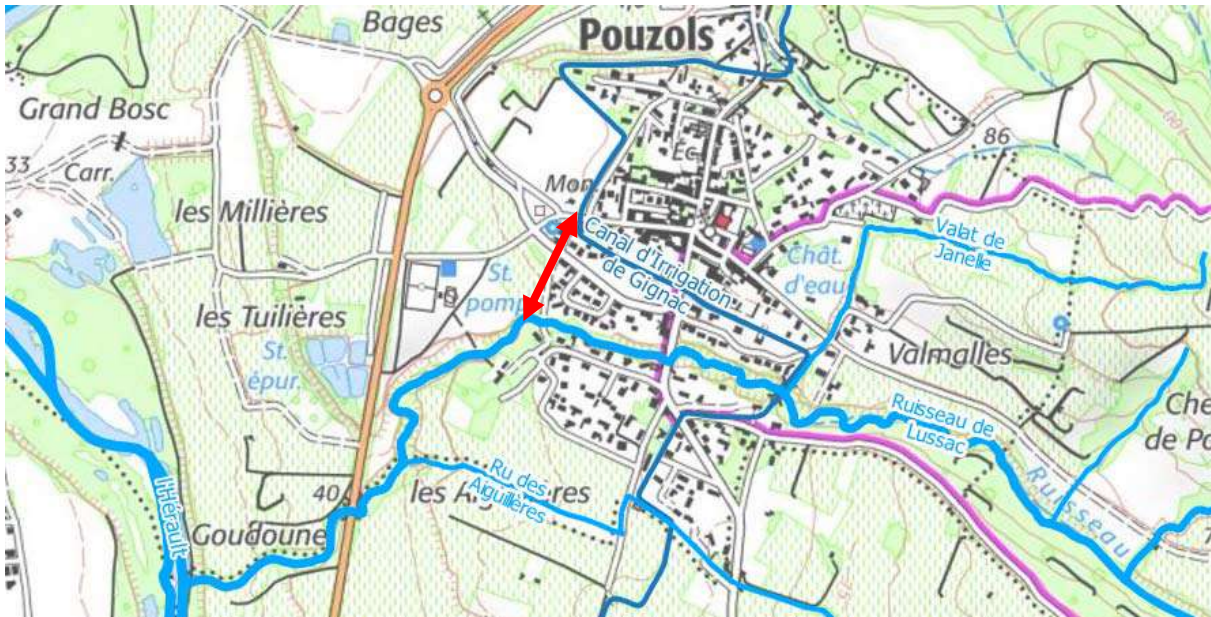


Figure 15 : Localisation de réseau enterré arrivant de la route D123E1A

L'entrée amont des eaux pluviales dans ce réseau est conditionnée par 2 grilles avaloir qui débouchent sur un orifice rectangulaire L0.4*H0.35 m qui débouche lui-même dans le réseau enterré partant vers le ruisseau de Lussac.



Figure 16 : Vue de l'orifice amont d'entrée dans le réseau enterré au niveau du bas de l'Avenue de Canet / Sortie du réseau enterré vers le ruisseau de Lussac en aval de la rue des Lauzes

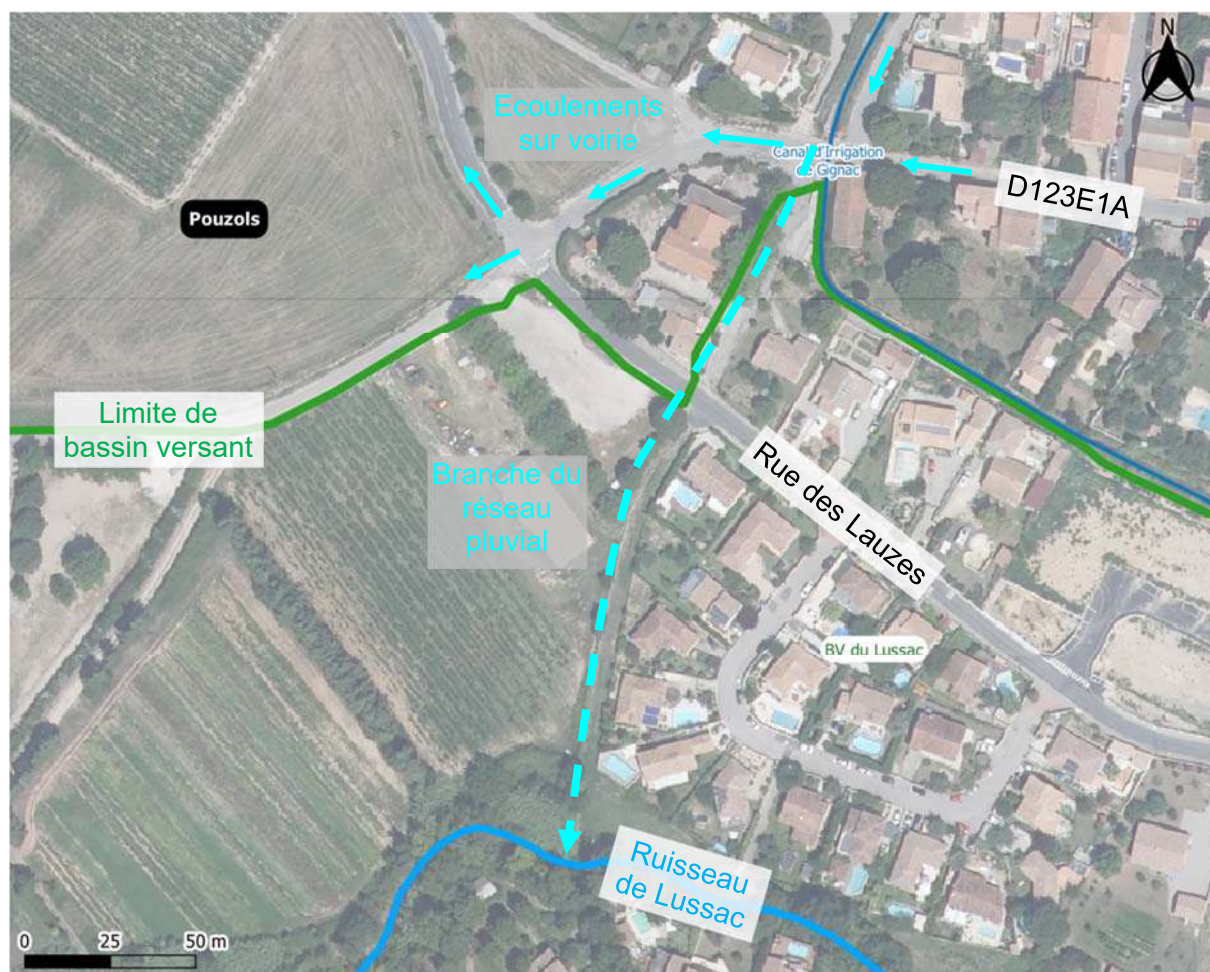


Figure 17 : Branche du réseau pluvial de Pouzols apportant des ruissellements vers le Lussac

Les ruissellements excédentaires au point amont de cette branche poursuivent leur cheminement vers l'Est le long de l'Avenue de Canet ou route D123E1A.

Le débit pouvant être transité par cette branche du réseau pluvial de Pouzols vers le ruisseau de Lussac est ainsi de l'ordre de 0.2 m³/s (orifice 0.4*0.35 m puis buse Ø400 au point de rejet dans le ruisseau, pour une pente d'écoulement limitante estimée de 0.017 m/m et application de la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de rugosité K=50 pour réseau enterré ancien). Ces apports sont à ajouter aux écoulements générés par le bassin versant du ruisseau de Lussac.

Il est fait l'hypothèse réaliste et sécuritaire que le débit estimé est apporté au ruisseau de Lussac pour les crues de référence étudiées.

Commentaire : Cet apport pluvial supplémentaire hors bassin versant est très faible par rapport au débit des crues générées par le bassin versant du ruisseau de Lussac. Cela a a priori un impact négligeable sur les écoulements en lit mineur du ruisseau.

Partie amont du ru des Aiguillères

En limite Sud du bassin versant du ruisseau de Lussac, le ru des Aiguillères a un fonctionnement hydraulique complexe lié à la présence de plusieurs ouvrages de franchissement et au canal d'irrigation qui l'intersecte.



Figure 18 : Localisation du Ru des Aiguillères

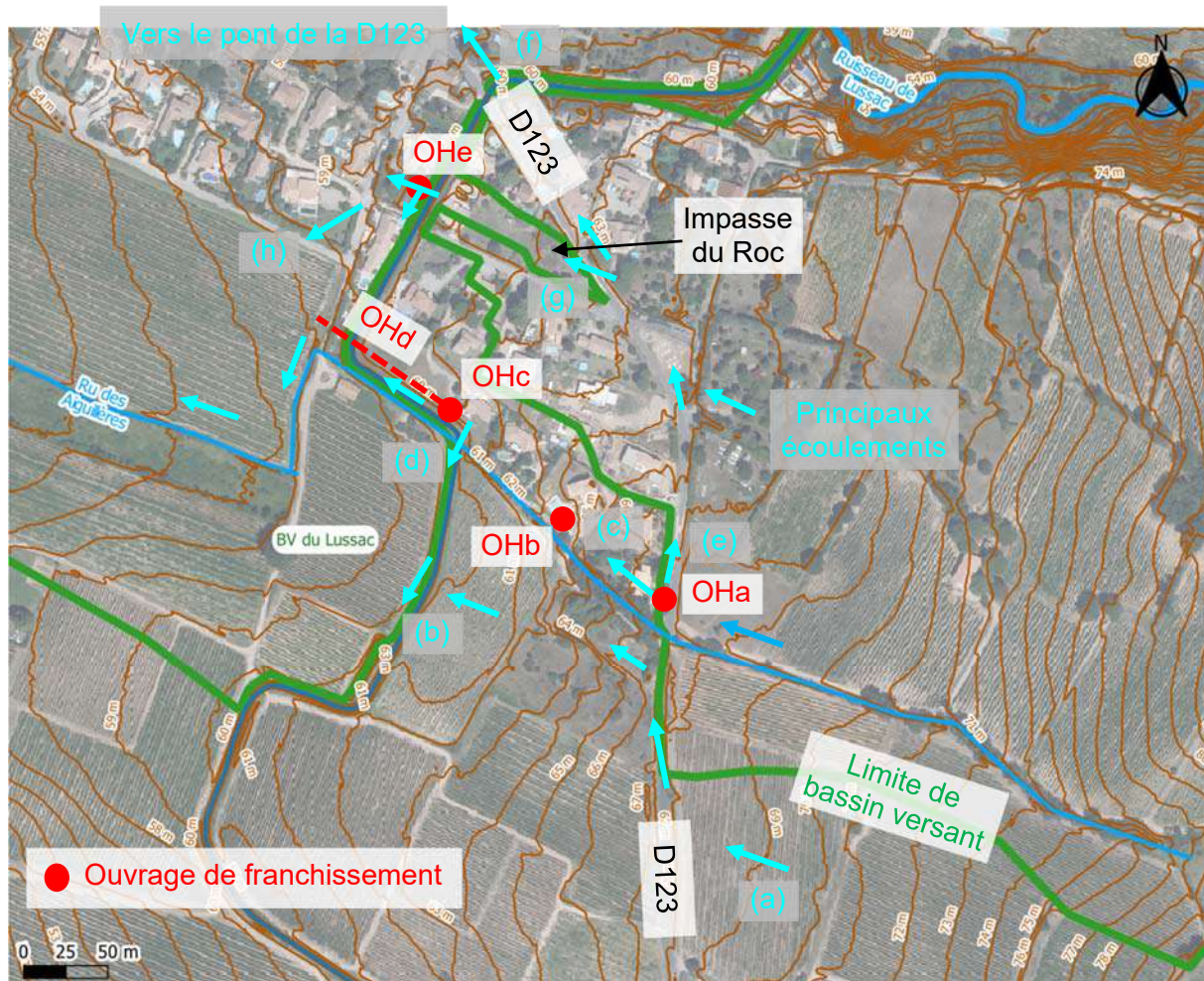


Figure 19 : Fonctionnement hydraulique du ru des Aiguillères et le long de la RD123

Au niveau de l'ouvrage de franchissement de la route D123 (**OHa**), les débordements peuvent partir sur la route D123 vers Pouzols ou rester dans le lit mineur aval perché par rapport au terrain naturel ;



Figure 20 : Vue de l'ouvrages **OHa** de la partie amont des Aiguillères

Les ruissellements dans les vignes situés au Sud de la limite du bassin versant dans cette zone [flèche (a)] traversent majoritairement la route D132 pour rejoindre gravitairement le canal d'irrigation [flèche (b)] sans rejoindre la partie aval du ru des Aiguillères (pas d'ouvrage de transparence hydraulique sous le canal d'irrigation au point bas de la vigne située à l'Est du canal dans l'alignement du ru aval des Aiguillères).

Une partie négligeable de ces ruissellements hors bassin peut rejoindre le lit du ru des Aiguillères au niveau de l'ouvrage de franchissement de la route D123 via un petit fossé et une petite buse dans le fossé routier.

En considérant le débit limité pouvant franchir la vanne de régulation du pont canal, le canal d'irrigation peut évacuer hors bassin les écoulements collectés entre le pont canal du ruisseau de Lussac et la limite Sud du bassin versant du ruisseau de Lussac, à savoir quelques petites zones de ruissellement hors bassin gravitairement connectées au canal, les débordements en bas de l'impasse du Roc et les ruissellements dans les vignes au Sud de la limite du bassin versant. Globalement, avec une revanche d'environ >0.5 m entre la limite de surverse en berge du canal et la cote probable d'eau du canal (environ 20 cm sous la limite de la partie bétonnée), il est peu ou faiblement probable une surverse des écoulements collectés par le canal sur ce tronçon. Si surverse, le débit devrait rester faible ou négligeable par rapport au débit de crue du ruisseau de Lussac.

Les écoulements [flèche (c)] en aval de l'ouvrage de franchissement de la route D123 (**OHa**) descendent dans un fossé qui devient perché avec des affleurements rocheux côté vigne. Ces écoulements franchissent un ouvrage de franchissement intermédiaire (**OHb**) d'accès à des habitations puis un ouvrage (**OHc**) en acier de franchissement supérieur du canal d'irrigation. Il y a ensuite un réseau busé enterré Ø500 (**OHd**) qui suit le talus Sud du canal d'irrigation. Ce réseau se rejette dans un fossé pluvial pour rejoindre le ru des Aiguillères. Le débit pouvant arriver dans la partie aval du ru des Aiguillères est limité par le débit capable des ouvrages de cette branche. Les débordements en amont du réseau busé enterré rejoignent gravitairement le canal d'irrigation [flèche (d)].



Figure 21 : Vues des ouvrages **OHb** (buse) et **OHc** (rectangulaire en acier) de la partie amont des Aiguillères

Le débit passant par le lit du ru des Aiguillères est limité par l'ouvrage **OHb** qui est une buse Ø600 puis par le réseau busé enterré **OHd** de diamètre Ø500. Le débit capable dans cette branche est estimé de l'ordre de 0.3 m³/s (pour une pente d'écoulement estimée de 0.01 m/m et application de la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de rugosité K=60).

En revenant plus en amont, la capacité avant débordement de l'ouvrage **OHa** cadre L1.5*h0.77 m est estimé de l'ordre de 2 m³/s (pour une pente d'écoulement estimée de 0.02 m/m et application du logiciel HY-8 avec un coefficient de rugosité K=60). Au-delà de ce débit arrivant, des débordements au droit de l'ouvrage **OHa** peuvent partir le long de la route D123 [flèche (e)]. Ces écoulements sont rejoints par des apports supplémentaires d'un sous bassin versant du ruisseau de Lussac. En première approche sommaire et à partir des observations de terrain, il est considéré une répartition du débit débordant de l'ordre de 50% vers le lit aval du ru des Aiguillères et 50% vers la route D123 en direction de Pouzols.

Ces écoulements convergent le long de la route D123. Au niveau du croisement avec l'impasse du Roc, une partie des écoulements part dans le fossé de l'impasse ; l'autre partie reste sur la route D123 et part pour rejoindre le lit du ruisseau de Lussac au niveau du pont voûté de la route D123 [flèche (f)].

En première approche sommaire et à partir des observations de terrain, il est considéré une répartition du débit amont de l'ordre de 50% vers l'impasse du Roc et 50% vers la partie aval de la route D123.

Les écoulements qui empruntent l'impasse du Roc [flèche (g)] arrivent sur un ouvrage de franchissement supérieur (**OHe**) du canal d'irrigation qui passe à côté d'une passerelle piétonne. Une partie des écoulements passe par cet ouvrage limitant ; L'autre partie déborde et rejoint le canal d'irrigation gravitairement.

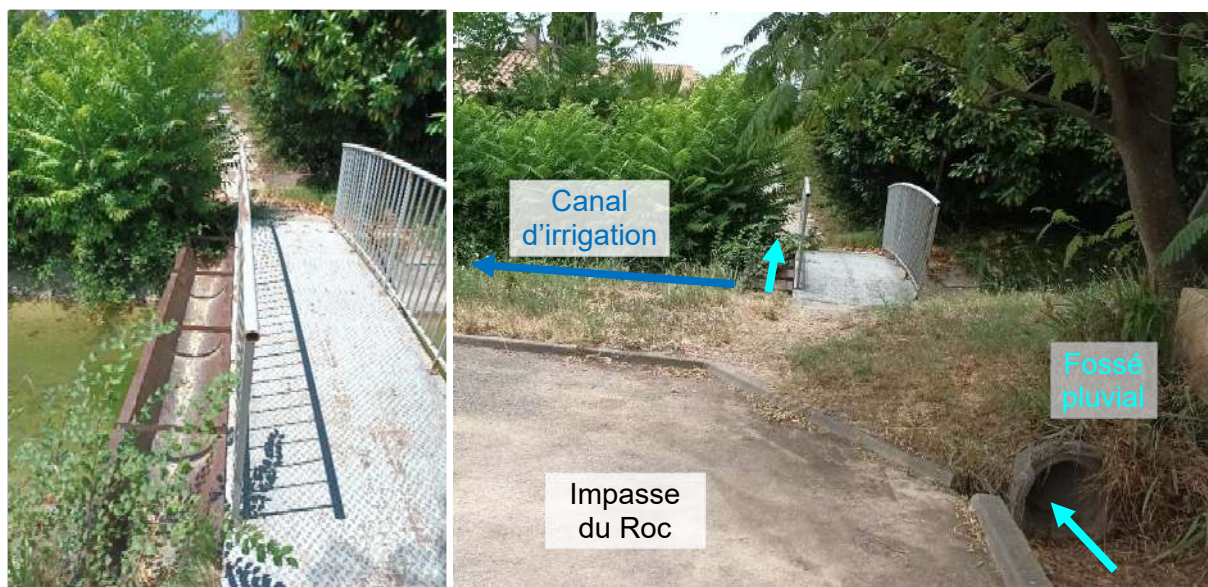


Figure 22 : Vues de l'ouvrage **OHe** au bas de l'impasse du Roc

En aval de l'ouvrage **OHe**, les écoulements descendent sur la voirie et rejoignent une vigne [flèche (h)] bordant le ru des Aiguillères ou un fossé connecté au ru.

La capacité hydraulique de l'ouvrage **OHe** est limitée par l'entrée busé Ø400 puis une cunette demi-circulaire en acier Ø500. Elle est estimée de l'ordre de 0.15 m³/s (pour une pente d'écoulement estimée de 0.01 m/m et application de la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de rugosité K=60).

En synthèse, il est proposé les hypothèses hydrologiques suivantes :

- Le débit des écoulements de la partie amont du ru des Aiguillères qui arrive à rejoindre la partie aval du ru des Aiguillères via le lit du ru est limité à 0.3 m³/s ;
- Au-delà de 2 m³/s arrivant au droit de l'ouvrage **OHa** du ru des Aiguillères franchissant la route D123, 50% des débordements partent via la route D123 pour rejoindre des apports d'un sous bassin versant amont du ruisseau de Lussac. 50% de ces débits partent via la route D123 vers le lit du ruisseau de Lussac au niveau du point de la route 123 ;
- De ces écoulements, un débit de 0.15 m³/s au maximum rejoint le ru aval des Aiguillères via l'impasse du Roc et l'ouvrage de franchissement supérieur du canal d'irrigation.

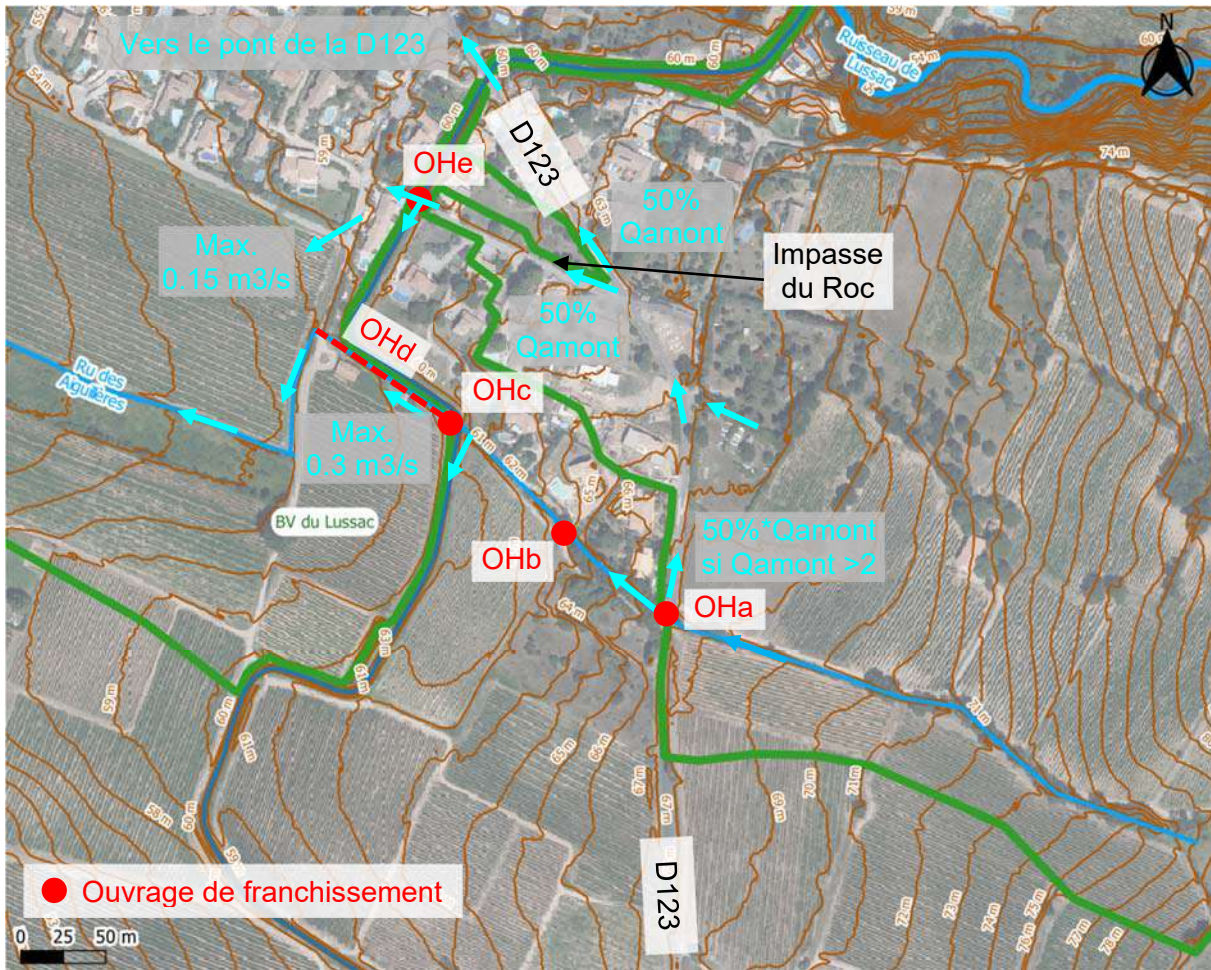


Figure 23 : Répartition des débits le long de la RD123

(e) Découpage final des bassins versant étudiés

Au final, à partir des observations de terrain, des données topographiques disponibles et des points précédents d'analyse, il est obtenu le découpage global suivant du bassin versant du ruisseau de Lussac en considérant comme exutoire la confluence avec l'Hérault :

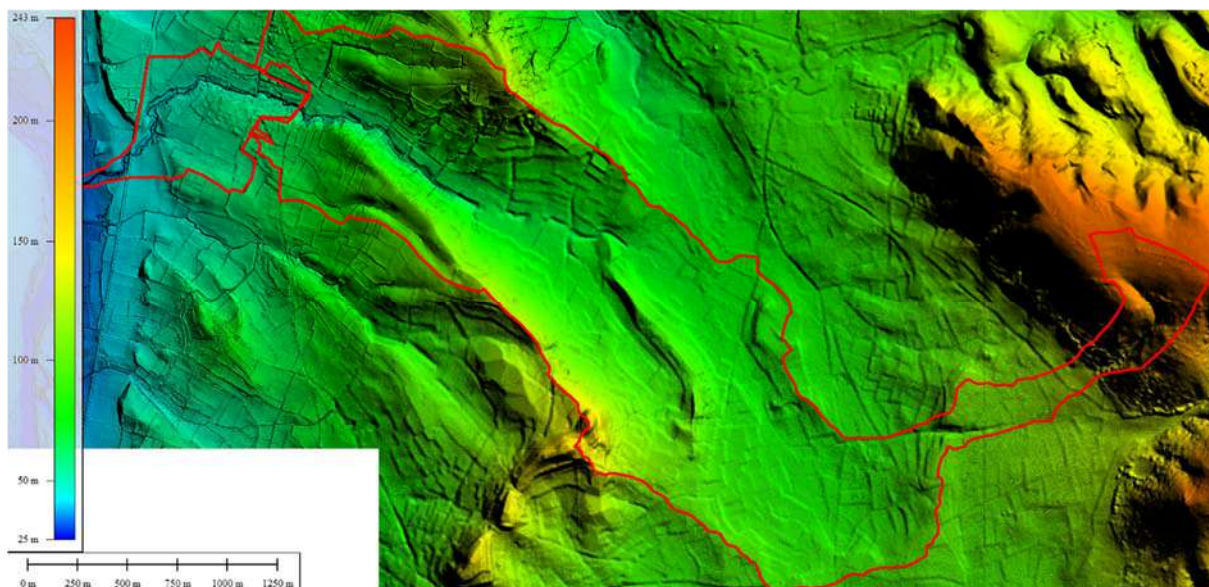


Figure 24 : Découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac et données altimétrique du RGE Alti 1m

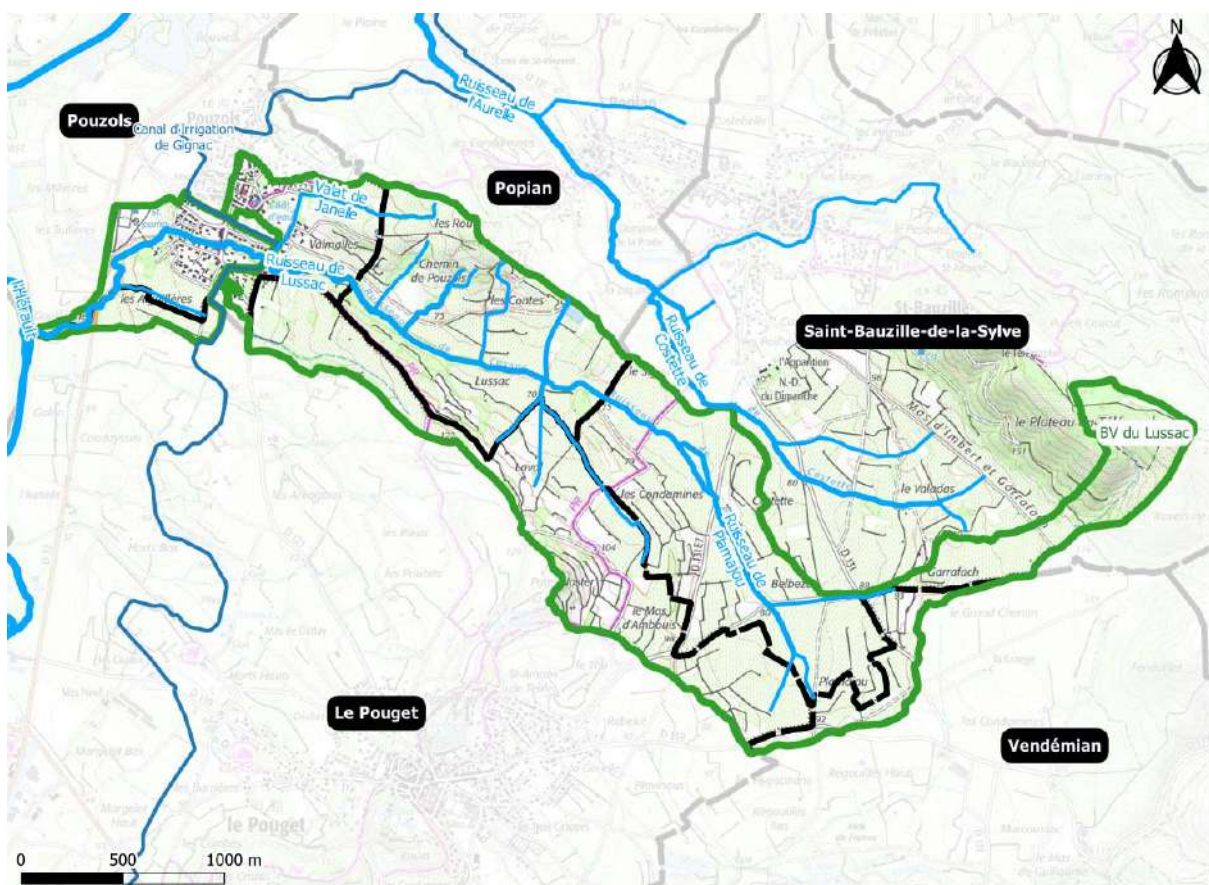


Figure 25 : Découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac en amont de la confluence avec le fleuve Hérault

Cf. également en **Annexes B et C** pour une vue plus en détail du découpage des bassins versants ou sous bassins versants étudiés.

Les caractéristiques géométriques du bassin versant du ruisseau de Lussac sont les suivantes :

- Surface totale : 458.6 ha ;
- Longueur du plus long cheminement hydraulique :
 - En amont du pont canal : 5981.3 m ;
 - Du pont canal jusqu'à la confluence : 1613.2 m ;
 - Cheminement total : 7594.6 m ;
- Altitude maximale : 217.55 mNGF ;
- Altitude minimale à la confluence : 26.0 mNGF ;
- Pente moyenne pondérée des écoulements : 0.0132 m/m [0.0064 - 0.1265].

La pente moyenne pondérée des écoulements est calculée en utilisant la formule suivante :

$$p_{global} = \left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{p_j}}} \right]^2$$

Avec :

- p_j : Pente d'écoulement d'un tronçon j (m/m) ;
- L_j : Longueur du tronçon j (m).

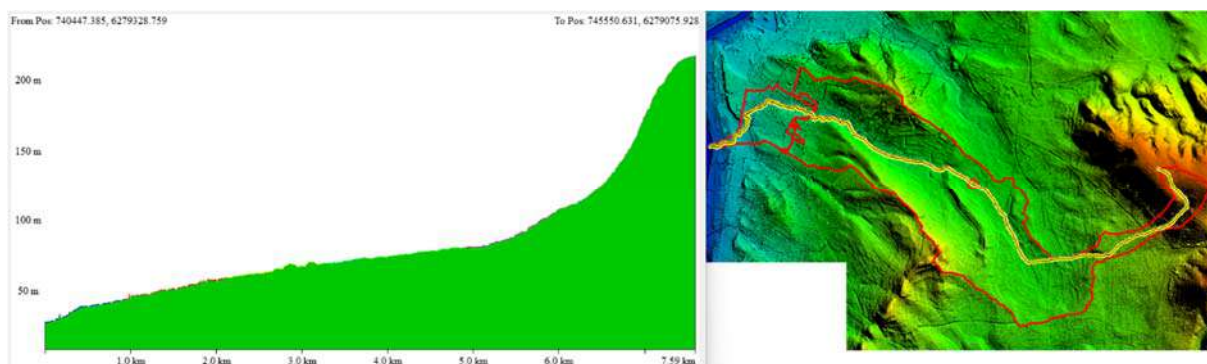


Figure 26 : Vue de la pente longitudinale du plus long cheminement hydraulique du ruisseau de Lussac

Commentaires :

- Le cheminement du ruisseau de Lussac en aval du pont canal représente 21.2 % du plus long cheminement total ;
- La pente longitudinale est moyenne (comprise entre 1 et 2 %) avec des variations par tronçon comprises entre 0.6 à 12.6% environ ;

Par rapport au schéma de restauration de 2016, le travail d'analyse mené avec les données topographiques récentes a permis de corriger le découpage du bassin versant même si la forme globale reste proche du bassin versant initiale.

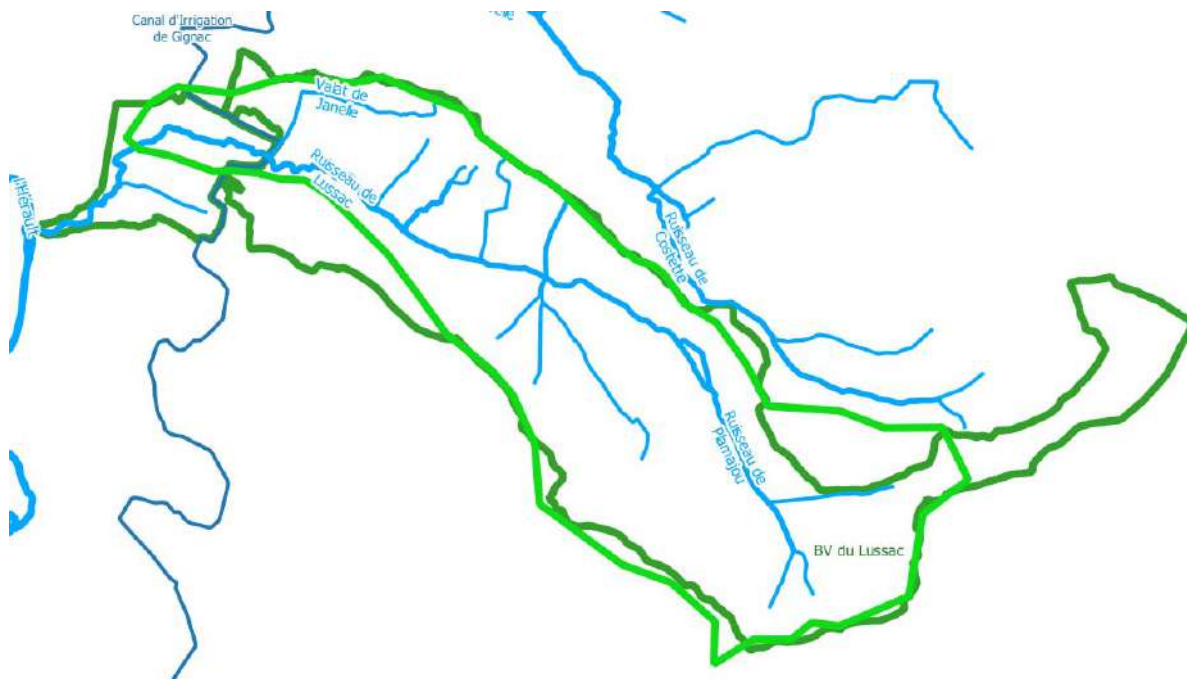


Figure 27 : Ancien et nouveau découpage du bassin versant du ruisseau de Lussac

Avec le bassin versant de la partie amont du ruisseau de Costette, les bassins versants étudiés sont :

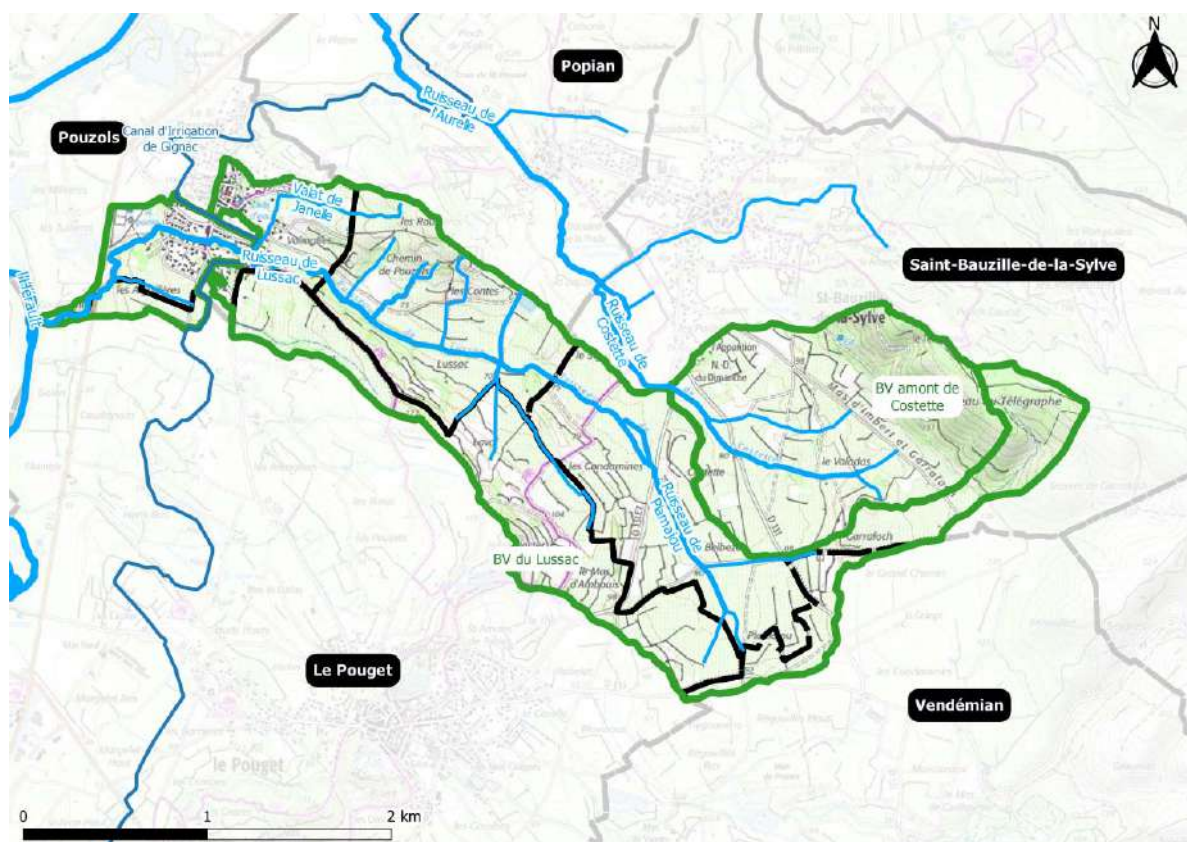


Figure 28 : Découpage des bassins versant étudiés des ruisseaux de Lussac et de Costette amont

Commentaire : La surface du bassin versant du ruisseau de Costette en amont de la route D131E7 est significative avec 168.3 ha. En considérant une dérivation de 50% des apports du bassin versant amont vers le ruisseau de Lussac, la surface active générant les crues du ruisseau de Lussac augmente ainsi de +18% par rapport au bassin versant naturel du ruisseau du Lussac.

Le bassin versant du ruisseau de Lussac a également été découpé en sous bassins versants pour les besoins de l'étude à partir des données topographiques du RGE Alti 1 m de l'IGN et des observations de terrain. Les points de découpage des sous bassins versants ont été choisis pour pouvoir connaître :

- Débits ou apports des sous bassins versants des principaux affluents du ruisseau de Lussac :
 - Affluent rive droite descendant du plateau du télégraphe ;
 - Affluent rive gauche situé entre les Condamines et Pater Noster ;
 - Affluent rive droite du Valat de Janelle ;
 - Affluent rive gauche des Aiguillères...
- Débits en amont du pont canal, des ponts des routes D123 et D32 ;
- Débits ou apports des sous bassins versants des zones urbaines du village de Pouzols...

Au final, il a été défini 14 sous bassins versants répartis suivant :

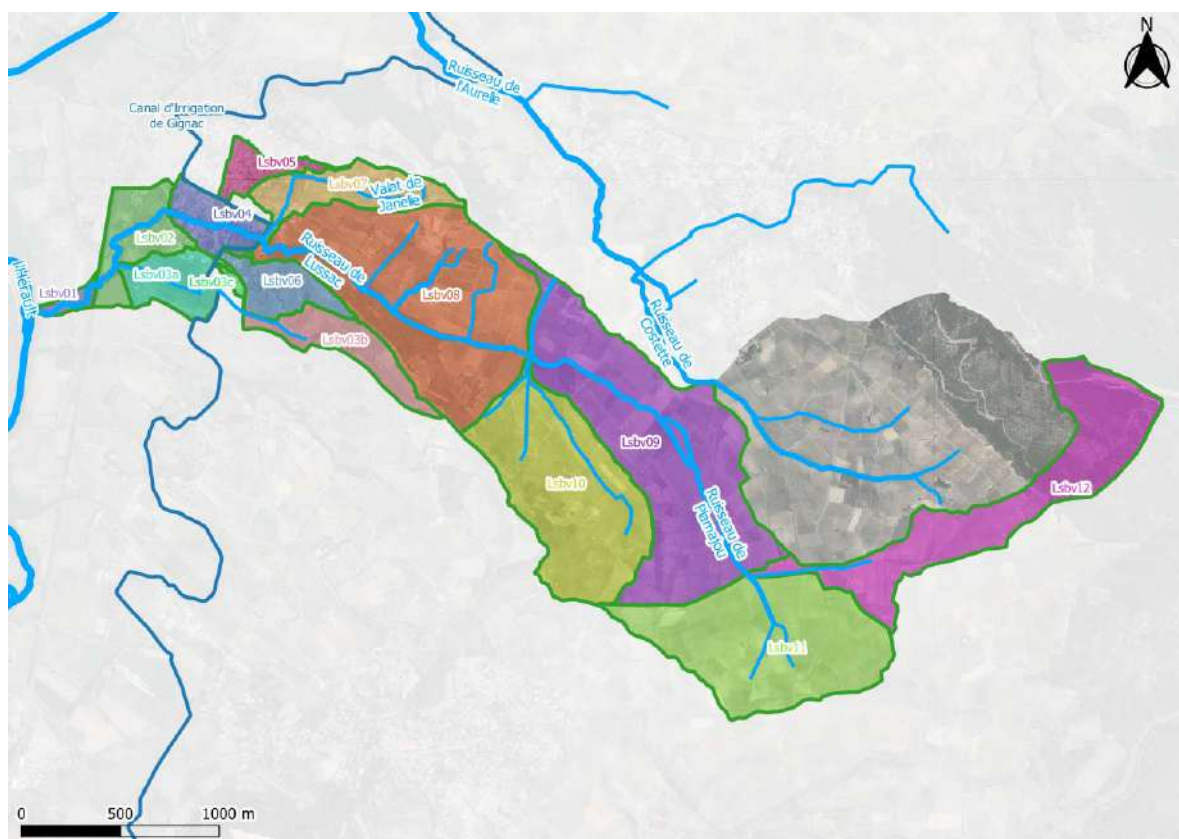


Figure 29 : Découpage en sous bassins versants du ruisseau de Lussac

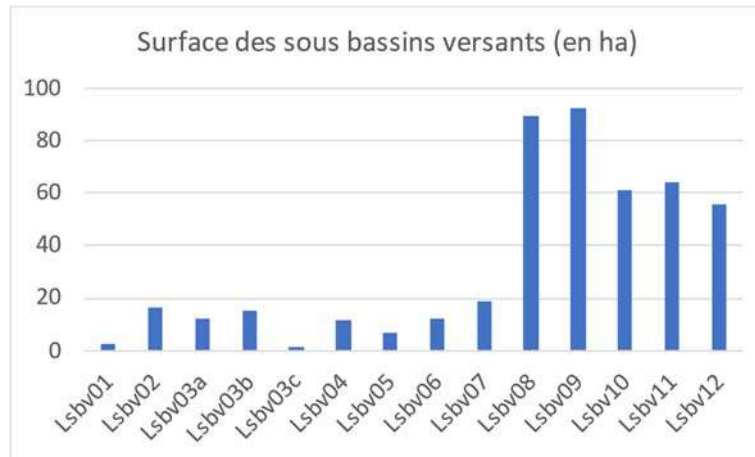


Tableau 10 : Surfaces des sous bassins versants du ruisseau de Lussac

Commentaires :

- La surface des sous bassins versants issus du découpage réalisé varie de 1.1 ha à 92.5 ha ;
- La majeure partie des sous bassins versants découpés ont une superficie inférieure ou proche de 20 ha. Les sous bassins versants amont Lsbv08 à Lsbv12 ont une superficie supérieure à 55 ha ;
- La superficie du bassin versant naturel du ruisseau de Lussac en amont du pont canal (y compris le Valat de Janelle) représente 381.3 ha soit 83.1 % du bassin versant total. La majeure partie du bassin versant du ruisseau de Lussac traverse ainsi la zone urbaine de Pouzols.

ii. Géologie

La carte géologique au 1/50000^{ième} harmonisé est la suivante au droit des bassins versants étudiés :

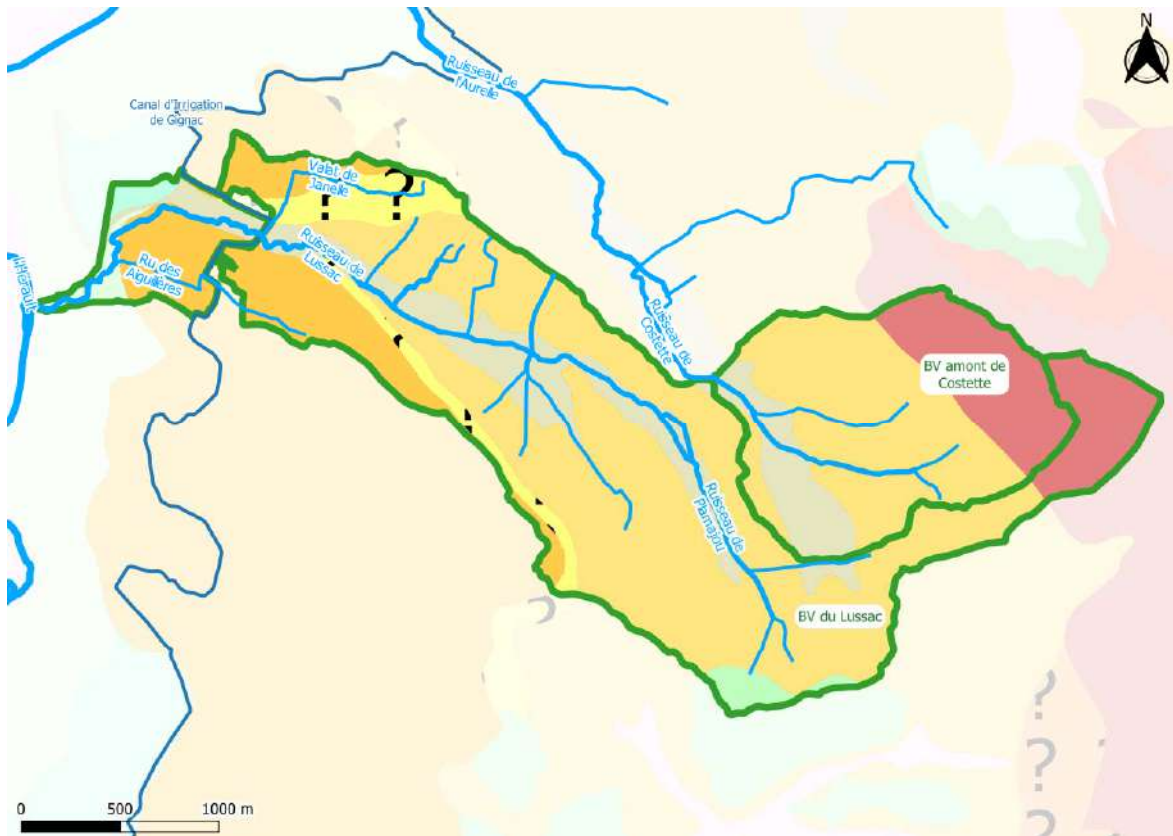


Figure 30 : Carte géologique au 1/50000^{ème} harmonisée au droit des bassins versants des ruisseaux de Lussac et de Costette amont (Source : BRGM)

A partir de la note explicative de la feuille géologique 1/50 000 du BRGM n°989 de LODEVE, les formations géologiques rencontrées sont des terrains majoritairement sédimentaires suivant :

Notation	Description
C 	Colluvions : blocs ou détritiques avec matrice abondante à dominante limoneuse (Quaternaire) - 63
e4-5P 	Calcaire blanc lacustre à planorbes de Montpellier (Lutétien) - 164
Fw 	Alluvions à galets siliceux et à sols fersialitiques (Très hautes terrasses glaciaires Günz ou Mindel) - 54
Fx 	Sables et galets consolidés en conglomérats (Hautes terrasses glaciaires Riss) - 53
Fy 	Blocs, galets et graviers de calcaires siliceux, de grès, de quartz, de lydienes, de porphyrites et de débris basaltiques (Terrasses glaciaires Würm) - 50
Fz 	Alluvions argilo-sableuses à graviers et galets, limons des terrasses holocènes - 43
hydro	Lacs, étangs, cours d'eau - 669

m1m 	Marnes argileuses de Fontcaude et marnes jaunes de Gignac (Aquitanien) – 125
m3-4m 	Molasse sableuse marine, marnes bleues "Helvétien" - bassin Molassique - Gigean (Miocène moyen) - 117
m3-4q 	Niveaux détritiques à graviers de quartz, conglomérats à dragées d'Ensérune et de Montady (Miocène moyen, "Hélvétien" basal) - 115

Tableau 6 : Liste des couches géologiques présentes dans les bassins versants étudiés

Commentaires :

- Les bassins versants étudiés sont très majoritairement occupés par des sols marneux :
 - Marnes argileuses de Fontcaude et marnes jaunes de Gignac (Aquitanien) – 125 ;
 - Molasse sableuse marine, marnes bleues "Helvétien" - bassin Molassique - Gigean (Miocène moyen) – 117 ;
- Seul le haut Nord des bassins versants sur le plateau du télégraphe comporte des sols ou sous-sols calcaires très fracturés (perméables).
- Les dolomies et les formations alluviales... donnent des sols géologiques plutôt perméables. Les marnes... conduisent plutôt à des sols géologiques peu perméables.

A partir d'un classement des sols géologiques selon leur nature perméable ou peu perméable, il est possible de dresser une carte d'aptitude à la perméabilité des sols géologiques à l'échelle des bassins versants :

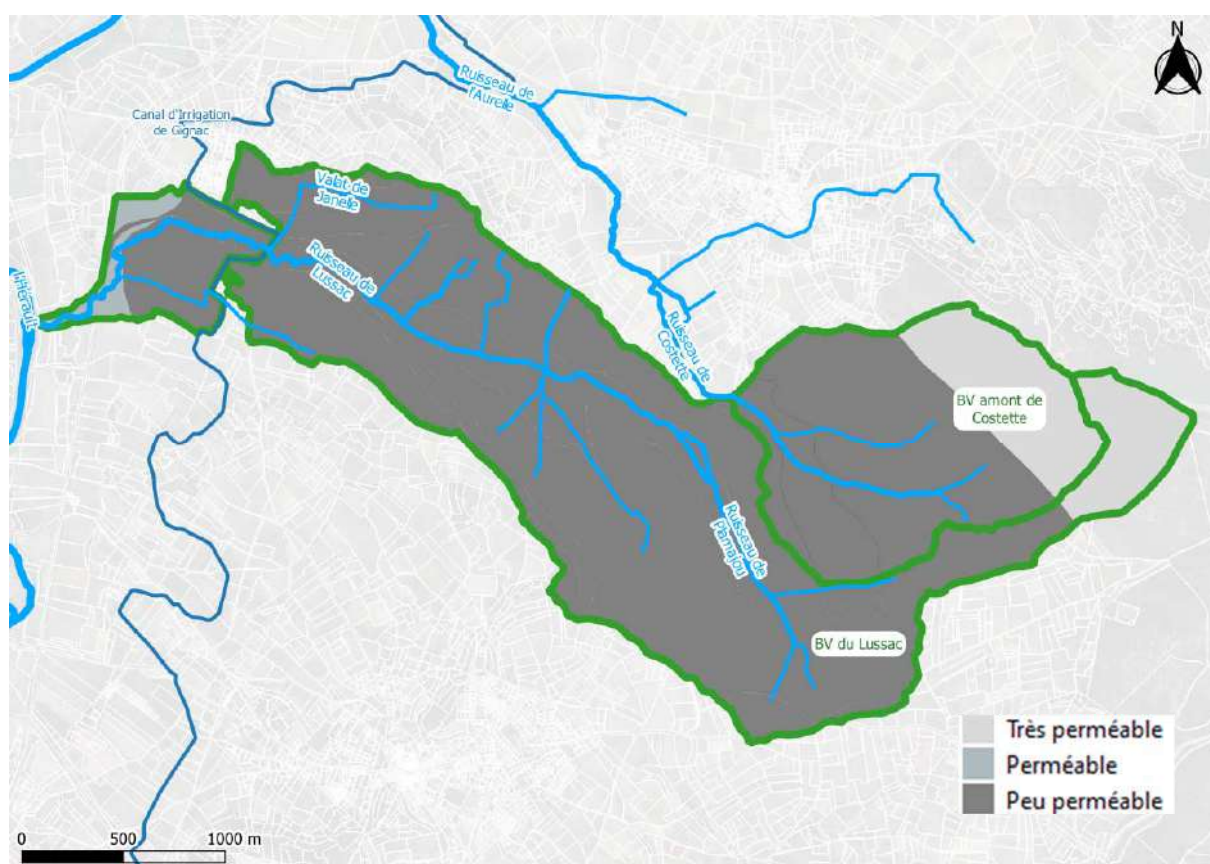


Figure 31 : Classe de perméabilité des sols géologiques des bassins versants

Les surfaces de chaque type de perméabilité des sols sont les suivantes sur les bassins versants des ruisseaux de Lussac et de Costette amont :

Type de perméabilité des sols	Surface (ha)	% de la surface totale des bassins versants étudiés
Très perméable	71.9	11.5%
Perméable	10.9	1.7%
Peu perméable	544.2	86.8%

Tableau 7 : Caractéristiques des types de perméabilité des sols

Commentaire : Les sols peu perméables sont très prédominants, ce qui favorise un ruissellement rapide en période de forte pluie.

iii. Occupation des sols

La base de données Corine Land Cover 2018 fournit une classification des types d'occupation des sols au droit des bassins versants étudiés. Il est ainsi obtenu :

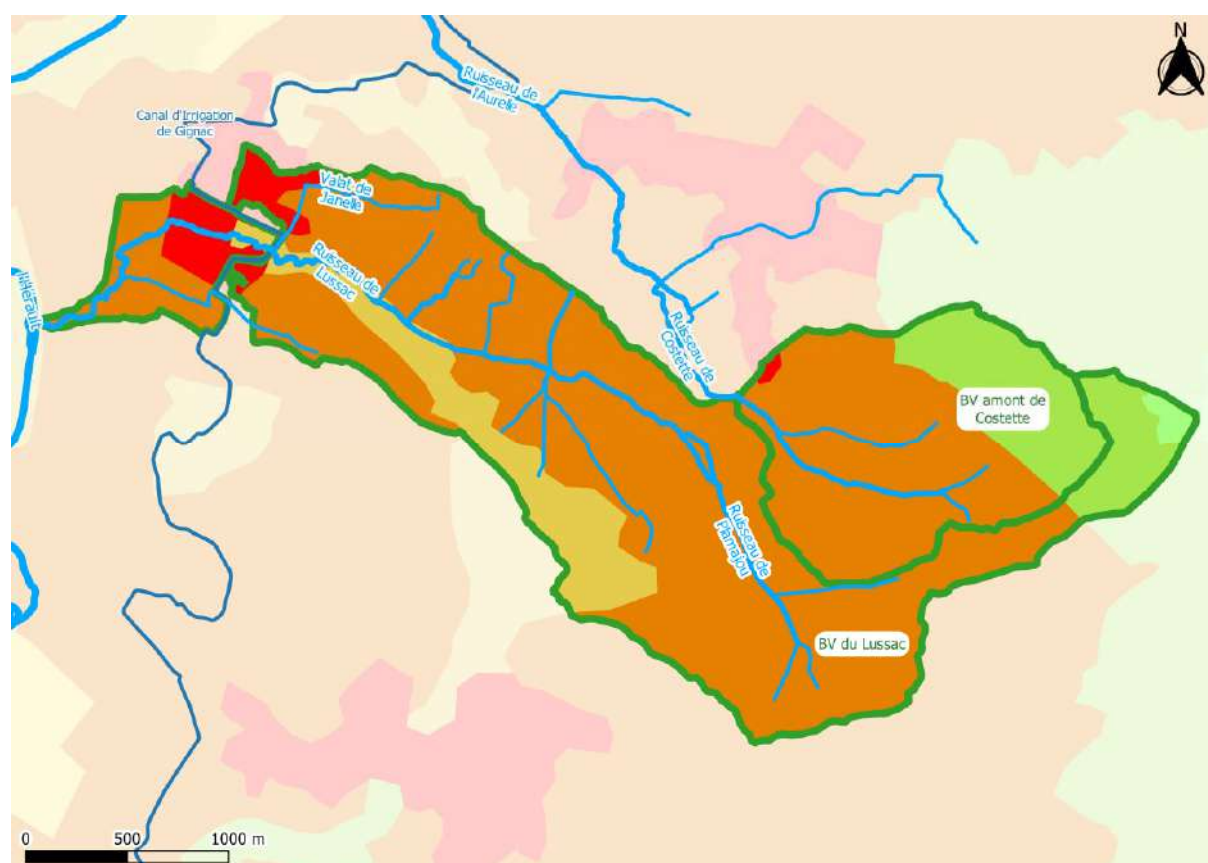




Figure 32 : Vue de l'occupation des sols Corine Land Cover 2018 au droit de la zone d'étude

Il est ainsi répertorié comme type d'occupation des sols au droit de ces bassins versants :

- ■ : 112 – Tissu urbain discontinu ;
- ■ : 221 – Vignobles ;
- ■ : 243 – Systèmes essentiellement agricoles, interrompues par des espaces naturels importants ;
- ■ : 322 - Landes et broussailles ;
- ■ : 323 – Végétation sclérophylle.

Ces différentes zones d'occupation des sols ont été regroupées en 4 types d'occupation des sols en fonction de leur aptitude au ruissellement selon :

- Zones urbaines résidentielles ou moyennement imperméabilisées ;
- Zones urbaines denses ou fortement imperméabilisées ;
- Zones agricoles (ou équivalent) ;
- Zones forestières.

Sur les bassins versants étudiés, ces différentes zones d'occupation des sols ont été modifiées à partir des photos aériennes pour affiner du zonage des classes d'occupation des sols.

Il est ainsi obtenu le découpage suivant de l'occupation des sols sur les bassins versants étudiés :

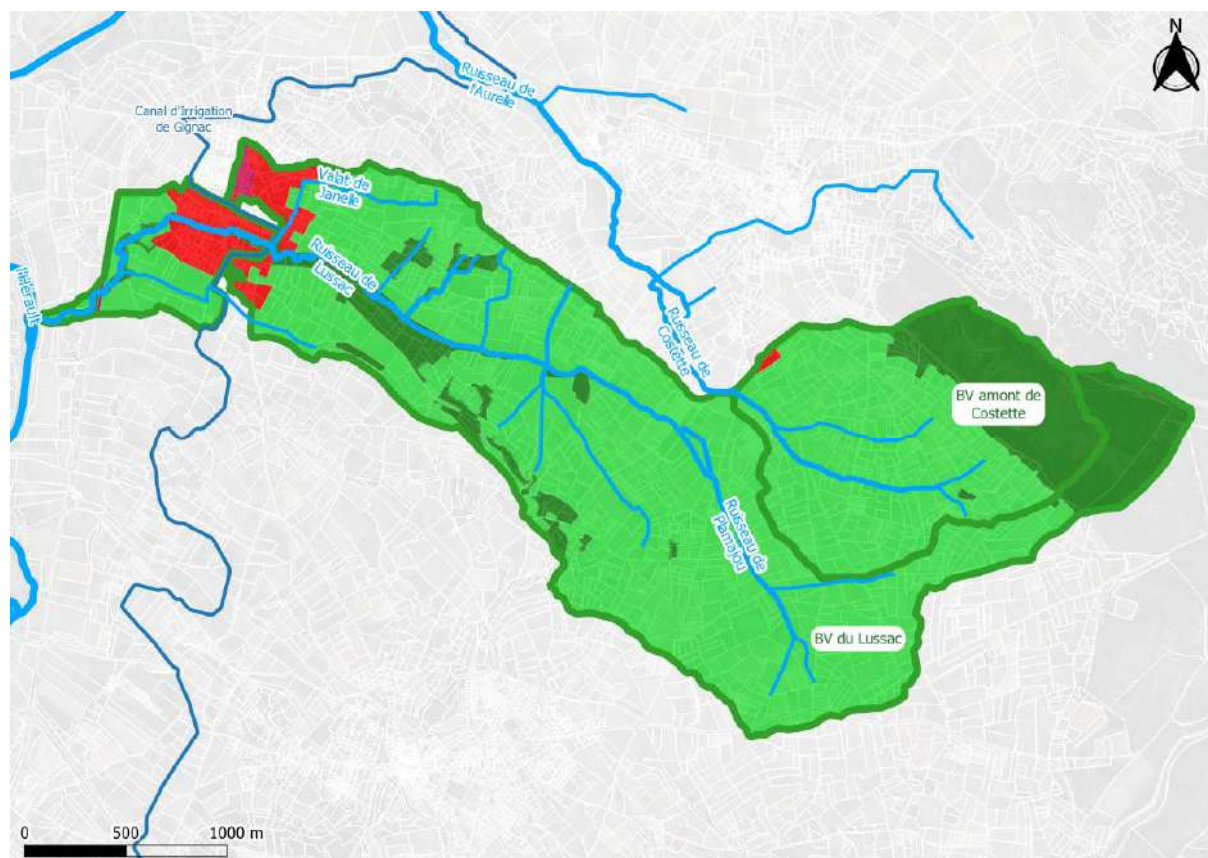


Figure 33 : Type d'occupation des sols sur les bassins versants étudiés

Les surfaces de chaque type d'occupation des sols sont les suivantes au droit des bassins versants étudiés :

Type d'occupation des sols	Bassin versant du ruisseau de Lussac		Bassin versant du ruisseau de Costette amont	
	Surface (ha)	% de la surface totale	Surface (ha)	% de la surface totale
Zones urbaines (en rouge et rouge violet)	29.69	6.5%	0.85	0.5%
Zones agricoles (en vert clair)	364.37	79.4%	119.38	70.9%
Zones forestières (en vert foncé)	64.59	14.1%	48.06	28.6%

Tableau 8 : Caractéristiques des types d'occupation des sols

Commentaires :

- Le travail de redéfinition à partir des photos aériennes a permis d'affiner de manière significative les données d'occupation des sols de la base de données Corine Land Cover ;
- Il ressort ainsi que les bassins versants étudiés sont tous les 2 à dominante fortement agricole même si certaines parcelles sont en cours de revégétalisées suite à l'arrêt d'une exploitation viticole ou agricole de la terre ;

- Les zones agricoles ou équivalentes occupent la majeure partie des bassins versants étudiés ;
- Les zones forestières complètent les zones agricoles ;
- Les zones urbanisées occupent une partie relativement modérée du bassin versant du ruisseau de Lussac.

iv. Détermination du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement représente la proportion de précipitation totale qui ruisselle. La détermination du coefficient de ruissellement est réalisée à partir de l'occupation des sols, de la géologie, de la visite de terrain, de tables usuelles de correspondance et de notre expérience.

Pour tenir compte de l'hétérogénéité de la capacité d'infiltration des sols liée à l'occupation des sols et à la géologie, il est utilisé la méthode de pondération préconisée dans le guide technique de l'assainissement routier – SETRA suivant :

$$C_{total} = \frac{1}{S_{total}} * \sum C_i * S_i$$

Avec :

- C_{total} : Coefficient de ruissellement du bassin versant total (%) ;
- S_{total} : Surface du bassin versant total (ha) ;
- C_i : Coefficient de ruissellement d'une partie du bassin versant total, l'ensemble des parties constituant le bassin versant total (%) ;
- S_i : Surface correspondante de la partie (ha).

A partir de ces données cartographiques, il est proposé d'estimer le coefficient de ruissellement avec une grille de croisement prenant en compte l'occupation des sols et la géologie :

		Occupation des sols			
		Zones urbaines denses ou fortement imperméabilisées (~90% imperm.)	Zones urbaines résidentielles ou moyennement imperméabilisées (~60% imperm.)	Zones agricoles (ou équivalent)	Zones forestières
Géologie	Très Perméable	73%	92%	34%	24%
	Perméable	75%	93%	39%	27%
	Peu perméable	77%	93%	45%	31%

Tableau 9 : Variation du coefficient de ruissellement en fonction des types d'occupation des sols et de la géologie

La prise en compte de l'occupation des sols et de la géologie pour le choix du coefficient de ruissellement permet de prendre en compte le caractère urbain / rural d'une partie du bassin versant.

Les valeurs des coefficients de ruissellement ci-avant ont été fixées à partir de l'abaque BCEOM et de la table de BOURRIER 1997 modifié (tables usuelles).

Commentaire : Les valeurs des zones agricoles intègrent que la culture principale est la vigne avec des sols nus ou partiellement nus propices au ruissellement (moins d'infiltration que d'autres cultures).

Les bassins versants étudiés ont ainsi été sous-découpés en sous unités hydrologiques (80 éléments pour le bassin versant du ruisseau de Lussac / 12 éléments pour le bassin versant du ruisseau amont de Costette) afin de croiser le zonage des classes de perméabilité et des classes d'occupation des sols.

En appliquant la formule précédente et en globalisant à l'échelle de chaque bassin versant, il est ainsi obtenu comme coefficient de ruissellement global pour les bassins versants étudiés :

- Bassin versant du ruisseau de Lussac : $C_{BV_Lussac_global} = 53.1\%$;
- Bassin versant amont du ruisseau de Costette : $C_{BVamont_Costette} = 47.0\%$;

Les coefficients de ruissellement calculé ci-avant sont calculés pour des événements pluvieux saturant les sols, ce qui est généralement le cas des crues de période de retour 10 ans ou plus.

Afin de tenir compte de l'effet de saturation des sols pour les forts épisodes pluvieux, il est proposé de :

- Minorer de -10% le coefficient de ruissellement de période de retour de la crue de période de retour $T = 2$ ans ;
- Majorer de +10% et +20% le coefficient de ruissellement de période de retour de la crue de période de retour $T = 50$ ans et 100 ans.

Il est ainsi proposé de retenir les valeurs suivantes de coefficient de ruissellement :

Bassin versant	Période de retour de la crue			
	2 ans	10 et 30 ans	50 ans	100 ans
Ruisseau de Lussac	47.8%	53.1%	58.4%	63.7%
Ruisseau amont de Costette	42.3%	47.0%	51.7%	56.4%

Tableau 10 : Coefficients de ruissellement des bassins versants étudiés

Commentaire : Le coefficient de ruissellement estimé lors du schéma de restauration de 2016 était de 55% pour la crue 10 ans et 75% pour la crue 100 ans pour le ruisseau de Lussac. Les estimations nouvellement réalisées restent cohérentes avec ces valeurs pour la crue 10 ans. Pour la crue 100 ans, la nouvelle estimation semble plus fiable. Une valeur de 75% semble surestimée au regard des débits de pointe calculés (cf. plus loin).

v. Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration T_c du bassin versant est le temps que met une goutte d'eau à parcourir la longueur du bassin versant.

Il a été calculé en appliquant des formules empiriques classiques prenant en compte les caractéristiques du bassin versant (Kirpich, Ventura, Passini, Giandotti, Johnstone et Cross, SCS Lag, Bransby William, Richards, Lefort, Sogreah, Bressand Golossof, cf. détails en **Annexe D**).

La topographie locale avec des versants relativement pentus et un réseau de fossé de collecte crée une rapide concentration des écoulements vers le fond de vallon. Les ruissellements deviennent rapidement des écoulements concentrés qui rejoignent vite les talwegs ou lits mineurs existants. Cette singularité favorise une accélération des vitesses d'écoulement et une réaction rapide dans le temps des bassins versants en cas de pluie intense. Cela favorise des temps de concentration plus petits. Une goutte d'eau du bassin versant met moins de temps pour rejoindre le lit mineur ou un exutoire.

De l'analyse des calculs trouvés, il a été retenu la formule de Bressand Golossof pour le calcul des temps de concentration des bassins versants étudiés. Les résultats arrondis sont les suivants :

- Bassin versant du ruisseau de Lussac : $T_{CBV_Lussac_global} = 122$ min (environ 2h) ;
- Bassin versant du ruisseau amont de Costette : $T_{CBVamont_Costette} = 30$ min (environ 1/2h).

Commentaire : Ces valeurs sont cohérentes avec les estimations des études antérieures et avec les témoignages recueillis sur la montée des eaux en période de forte précipitation (il était cité un temps de montée de 2 h pour la crue de 2014 sur le ruisseau de Lussac).

II.1.7. *Estimation des débits de pointe des crues des petits et moyens bassins versants*

Le calcul des débits de pointe d'un bassin versant pour les crues de référence s'appuie généralement sur l'application de la méthode rationnelle ou l'utilisation des débits maximum mesurés sur des stations hydrométriques du bassin versant ou de bassin versant proche.

A défaut de station hydrométrique sur le ruisseau de Lussac et étant donné la taille des bassins versants (<50 km²), il est appliqué la méthode classique dite méthode rationnelle pour estimer le débit de pointe des entités hydrologiques définies.

La méthode rationnelle est basée sur l'hypothèse qu'une pluie constante et uniforme sur l'ensemble d'un bassin versant produit un débit de pointe lorsque toutes les sections du bassin versant contribuent à l'écoulement, soit après un temps égal au temps de concentration. Par simplification, la méthode rationnelle suppose aussi que la durée de la pluie est égale au temps de concentration. Elle ne tient pas compte de l'hétérogénéité de la pluviométrie et a tendance à surévaluer le débit de pointe, ce qui va souvent dans le sens de la sécurité en terme de conception d'aménagements en cours d'eau.

Cette méthode repose sur l'application de la formule suivante :

$$Q_p = C * I(t_c) * A / 360$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m³/s) ;
- C : Coefficient de ruissellement (%) ;
- $I(t_c)$: Intensité de la pluie pour une durée égale au temps de concentration t_c (mm/h) ;

- A : Surface du bassin versant (ha).

L'intensité de pluie peut être calculée à partir de la formule classique de Montana reliant l'intensité d'un évènement pluvieux à sa durée et à sa fréquence selon :

$$I(t) = a(T) * t^{-b(T)}$$

Avec :

- I(t) : Intensité de la pluie (mm/h) ;
- a et b : Coefficients de Montana calculés par ajustement statistique entre les durées et les intensités de pluie ayant une période de retour T donnée. Ces coefficients sont valables pour une période de retour et des intervalles de durée de pluie ;
- t : durée de pluie (min).

Les valeurs utilisées des coefficients de Montana (cf. analyse précédemment des pluies de référence) sont les suivantes :

Durée (min)		Coefficients de Montana			
Borne inf.	Borne sup.	2 ans		10 ans	
		a	b	a	b
5	60	4.7755	0.4796	4.745	0.321
60	360	8.6899	0.6069	15.952	0.619
360	1440	20.115	0.7556	36.819	0.765

Durée (min)		Coefficients de Montana					
Borne inf.	Borne sup.	30 ans		50 ans		100 ans	
		a	b	a	b	a	b
5	60	4.99	0.272	5.044	0.249	5.092	0.22
60	360	17.006	0.569	17.157	0.544	16.982	0.506
360	1440	57.417	0.782	69.899	0.789	90.653	0.799

Tableau 11 : Coefficients de Montana utilisés

L'application de la formule de Montana donne l'intensité d'une période de retour donnée pour une pluie d'une durée égale au temps de concentration t_c :

Intensité I(t_c) (en mm/h)		Bassin versant du ruisseau de Lussac	Bassin versant du ruisseau de Costette amont
Période de retour de la crue	2 ans	28	56
	10 ans	49	96
	30 ans	66	119
	50 ans	75	130
	100 ans	90	145

Tableau 12 : Intensité pluvieuse sur la durée du temps de concentration

Il est par ailleurs fait l'hypothèse courante que le débit de pointe de la crue exceptionnelle est égal à 1.8 fois le débit de pointe de la crue centennale.

Au final, l'application de la méthode rationnelle aboutit à l'estimation suivante des débits de pointe des crues de référence :

Débits de pointe Q (en m ³ /s)		Bassin versant du ruisseau de Lussac	Bassin versant du ruisseau de Costette amont
Période de retour de la crue	2 ans	17.2	11.1
	10 ans	33.1	21.0
	30 ans	44.8	26.1
	50 ans	56.1	31.4
	100 ans	72.7	38.2
	Exceptionnelle	130.9	68.7

Tableau 13 : Débits de pointe des crues des bassins versants étudiés

Commentaires :

- Le débit spécifique de la crue centennale est ainsi de 15.9 m³/s/km² pour le ruisseau de Lussac et de 22.7 m³/s/km² pour le ruisseau de Costette amont. Ces valeurs sont cohérentes pour des ruisseaux de cette classe de surface de bassin versant et en contexte climatologique méditerranéen ;
- En considérant les apports du ruisseau de Lussac et les débordements du ruisseau de Costette vers le bassin versant du ruisseau de Lussac, le débit de point de la crue centennale dans la traversée de Pouzols atteint ainsi :

$$Q_{100} = 72.7 + 50\% \cdot 38.2 = 91.8 \text{ m}^3/\text{s}$$
- Le débit centennal estimé lors du schéma de restauration de 2016 était de 80 m³/s pour le ruisseau de Lussac à la sortie de la traversée urbaine de Pouzols. Cette nouvelle estimation du débit de la crue centennale du ruisseau de Lussac à la traversée de Pouzols est légèrement supérieure (+14.7% en valeur relative).

En prenant en compte les apports estimés pour le bassin versant du ruisseau de Costette, il est ainsi obtenu les débits de pointe suivants :

Débits de pointe Q (en m ³ /s)		Bassin versant du ruisseau de Lussac (avec les apports amont du ruisseau de Costette)
Période de retour de la crue	2 ans	22.7
	10 ans	43.6
	30 ans	57.9
	50 ans	71.8
	100 ans	91.8
	Exceptionnelle	165.2

Tableau 14 : Débits de pointe des crues du ruisseau de Lussac avec les apports amont du ruisseau de Costette

Repris dans le guide méthodologique pour la gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement – Tome 2 réalisé par la DDTM34 en 2014, l'Instruction Technique de 1977 (IT 77 284) donne des ratios pour estimer par défaut les débits de pointe pour différentes périodes de retour à partir de la valeur du débit de pointe de la crue de période de retour 10 ans. En appliquant ces ratios, cela aboutirait aux valeurs suivantes (sans prise en compte des apports amont du bassin versant du ruisseau de Costette) :

Débits de pointe Q (en m ³ /s) – Ratios IT 1977		Bassin versant du ruisseau de Lussac
Période de retour de la crue	2 ans	19.8
	50 ans	52.9
	100 ans	66.1

Tableau 15 : Débits de pointe des crues du ruisseau de Lussac à partir des ratios de l'IT 1977 et du débit Q10 estimé

Commentaires :

- La sommation directe des débits de pointe du ruisseau de Lussac avec le débit de pointe des apports du ruisseau de Costette est une hypothèse sécuritaire et pessimiste. Dans la réalité, le débit de pointe résultant de la combinaison des écoulements serait inférieur ou égale à la somme des débits de pointe ;
- Les estimations des débits de pointe par la méthode rationnelle sont voisines et cohérentes avec les ratios de l'IT 1977. Les valeurs pour Q2 et Q50 sont voisines. La valeur Q100 de la méthode rationnelle est légèrement supérieure, ce qui va dans le sens de la sécurité pour la gestion du risque inondation ;
- Pour ces résultats hydrologiques, la crue de 2014 d'un débit de pointe estimé à 120 m³/s se situerait entre une crue centennale et une crue exceptionnelle (pour le cas avec apports amont du ruisseau de Costette).

II.1.8. *Modélisation hydrologique pour le calcul des hydrogrammes de crue*

i. Principe de modélisation pluie-débit

Afin d'estimer l'hydrogramme correspondant des crues simulées (variation du débit dans le temps), il a été construit un modèle pluie-débit simple en utilisant le logiciel HEC-HMS.

Le logiciel HEC-HMS pour Hydrologic Modeling System est conçu pour simuler les processus de précipitations-ruissellements des bassins versant dendritiques. HEC-HMS est développé par le Hydrologic Engineering Center de l'US Army Corps of Engineers. Ce logiciel permet d'appliquer de nombreuses méthodes classiques de l'hydrologie. Il propose plusieurs modèles d'infiltration (Green et Ampt, SCS Curve Number...), plusieurs modélisations du ruissellement (onde cinématique, méthode de l'hydrogramme unitaire selon Clark, Snyder, SCS...). Il peut permettre de prendre en compte des réservoirs souterrains, la fonte des neiges ou l'évapotranspiration.

Ce logiciel gratuit est aujourd'hui couramment utilisé pour l'hydrologie des petits bassins versants.

Il a été appliqué la méthode de production classique SCS (Soil Conservation Service) couplé au modèle de transformation pluie-débit de l'hydrogramme unitaire SCS. Ces méthodes sont couramment utilisées pour convertir le hyétogramme d'une pluie de projet en hydrogramme (débit variable dans le temps).

Développé pour prédire le volume ruisselé, la méthode classique SCS se base sur le type du sol (classification A, B, C ou D en fonction de leur capacité d'infiltration), sur l'utilisation du sol (classification selon le couvert végétale, selon les pratiques culturales...) et sur les conditions hydrologiques prévalant au début de l'évènement pluvieux (mauvaise à bonne).

Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes : le ruissellement direct (Q), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (Ia). La relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est assumée comme étant la suivante :

$$F / S = Q / (P - Ia)$$

où S représente la rétention potentielle maximale. La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - Ia) - Q$$

Pour pouvoir évaluer la rétention potentielle maximale S, il a été développé le concept d'un indice de ruissellement CN (runoff curve number) qui rend compte de la capacité au ruissellement de bassin versant. Le ruissellement augmente proportionnellement à l'accroissement de cet indice. Des tables usuelles permettent de déterminer la valeur du CN (valeur entre 0 et 100).

La méthode de ruissellement SCS a l'avantage de permettre de faire varier la capacité de ruissellement du sol en fonction de la hauteur de pluie durant l'épisode pluvieux.

Le modèle de transformation de la pluie en ruissellement est basé sur l'application courante de l'hydrogramme unitaire SCS. Il s'agit d'un hydrogramme unitaire de type triangulaire qui a été calé sur l'observation de bassins versants ruraux. Il a été retenu l'hypothèse classique d'un « lag time » égal à 0.6 fois le temps de concentration.

Les paramètres de calage du modèle pluie-débit ont été ajustés pour retrouver les débits de pointe des crues de référence calculés précédemment.

L'écoulement d'une rivière en crue ou en régime transitoire a été décrit pour la première fois par Barré de Saint-Venant en 1871. Il a proposé un système d'équation aux dérivées partielles, non linéaires, qui s'écrivent sous la forme de 2 équations :

- Equation de continuité (conservation des volumes) :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{ou } q)$$

- Equation dynamique (conservation de la quantité de mouvement) :

$$\underbrace{\frac{\partial v}{\partial t}}_{(a)} + \underbrace{v \frac{\partial v}{\partial x}}_{(b)} + \underbrace{g \frac{\partial y}{\partial x}}_{(c)} = \underbrace{g(I - J)}_{(d) \quad (e)}$$

(a) et (b) sont des termes d'inertie ; (c) correspond au terme de pression ; (d) est le terme de gravité et (e) est le terme englobant les pertes de charges par frottement.

Avec :

- S : Section mouillée ;
- Q : Débit ;
- v : Vitesse moyenne dans la section ;
- t : Temps ;
- x : Abscisse en long ;
- y : Tirant d'eau ;
- g : Accélération de la pesanteur ;
- I : Pente du fond (<15%) ;
- J : Pente de la ligne d'énergie ;
- q : Débit latéral d'apport.

Ces équations reposent sur les hypothèses fondamentales suivantes :

- Écoulements filaires graduellement variés ;
- Fluide incompressible et homogène ;
- Distribution des pressions hydrostatiques sur une verticale ;
- Pente du fond faible ;
- Variation graduelle de la section transversale ;
- Pertes de charge équivalentes aux pertes dans les écoulements permanents.

Le modèle hydrologique de Muskingum de propagation des crues est une simplification de ces équations centrée sur l'équation de continuité avec des relations entre le stockage et les débits d'entrée et de sortie d'un tronçon.

Proposé par McCarthy en 1938 pour la rivière « Muskingum » sur Etats Unis, ce modèle introduit en plus de l'équation de continuité une équation donnant le volume stocké dans le lit de la rivière :

$$V = K[X*Q(t) + (1-X)*Q'(t)]$$

Avec :

- V : Volume stocké ;
- Q(t) : Débit d'entrée au temps t ;
- Q'(t) : Débit de sortie au temps t ;
- K et X : Constantes empiriques.

Les paramètres K et X décrivent respectivement le temps de parcours du flux et l'atténuation du flux sortant. Le paramètre K est en seconde et X est sans dimension. Le paramètre X représente un facteur de pondération dont les valeurs sont comprises entre [0-0.5] même si dans le cas de la plupart des rivières il est compris entre [0.1-0.3]. La paramètre k est défini par la relation suivante : $K = L/V_o$ avec L : Longueur du bief (en m) et V_o : Vitesse moyenne de l'onde (en m/s).

Cunge (1969) a amélioré la méthode Muskingum en donnant une interprétation aux constantes K et X. Cunge a démontré que la méthode de Muskingum est numériquement équivalente aux équations de Saint-Venant via l'équation de diffusion d'une onde.

Ces modèles de propagation sont plus simples que les modèles de résolution des équations de Barré de Saint-venant tout en reproduisant les phénomènes naturels avec une bonne précision.

Dans le cas présent, il a été appliqué la méthode de propagation de l'onde de crue de Muskingum Cunge en retenant globalement un profil en travers en 8 points permettant de distinguer avec des rugosités différentes l'écoulement au sein du lit mineur et l'écoulement au sein du lit majeur.

ii. Abattement spatial des pluies de projet

Compte tenu la faible superficie des bassins versants étudiés et compte tenu les observations rapportant une couverture totale du bassin versant pour les épisodes pluvieux intenses observés, il n'a pas été pris en compte un abattement spatial des pluies de projet.

La pluie est ainsi supposée tomber de manière uniforme sur les bassins versants étudiés. Cette hypothèse est vraisemblable et sécuritaire pour la gestion du risque inondation.

iii. Hyétogrammes des pluies de projet

Concernant les crues de référence étudiées et étant donné le caractère globalement rural des bassins versants étudiés, il a été construit des pluies de projet de type Kieffer sans abattement spatial.

La pluie de projet de type Kieffer est une pluie théorique centrée de durée totale choisie (ici, fixée à 12 h à partir des données disponibles) et d'intensité basée sur la pluviométrie locale pour une période de retour donnée. Ce modèle de pluie théorique a été proposé par Kieffer (1957) suite à des analyses statistiques sur la région de Chicago.

De par ses caractéristiques de construction, une pluie de projet de type Kieffer génère la réponse hydrologique la plus pénalisante de chaque entité hydrologique en termes de débits

de pointe et de volumes d'eau. Cela va souvent dans le sens de la sécurité pour des études sur le risque inondation ou la conception d'aménagements de cours d'eau.

Les pluies de Kieffer utilisés ont été construites à partir des coefficients de Montana calés sur les quantiles retenus des pluies de référence.

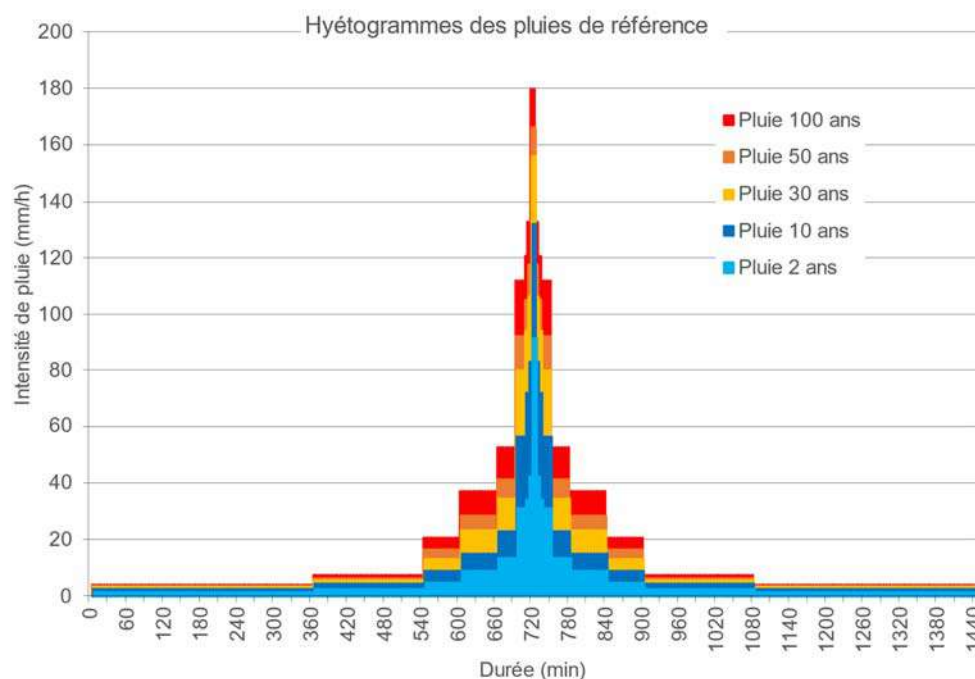


Figure 34 : Hyétoqramme en intensité des pluies de référence de type Kieffer et de période de retour 2, 10, 30, 50, 100 ans

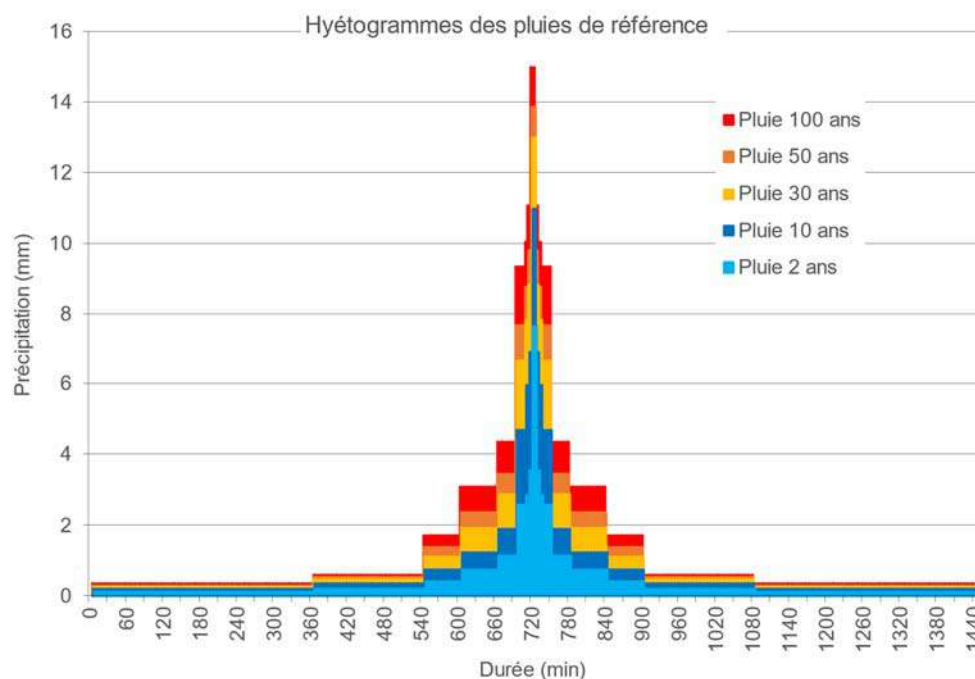


Figure 35 : Hyétoqramme en hauteur de précipitation des pluies de référence de type Kieffer et de période de retour 2, 10, 30, 50, 100 ans

Commentaire : Ces hyétogrammes simulent un pic intense centré de durée 10 min. Le pas de temps est de 5 min.

iv. Modélisation hydrologique des bassins versants étudiés

Globalement et à partir des sous bassins versants découpés (cf. précédemment), le modèle hydrologique pluie-débit construit sous HEC-HMS est schématiquement le suivant :

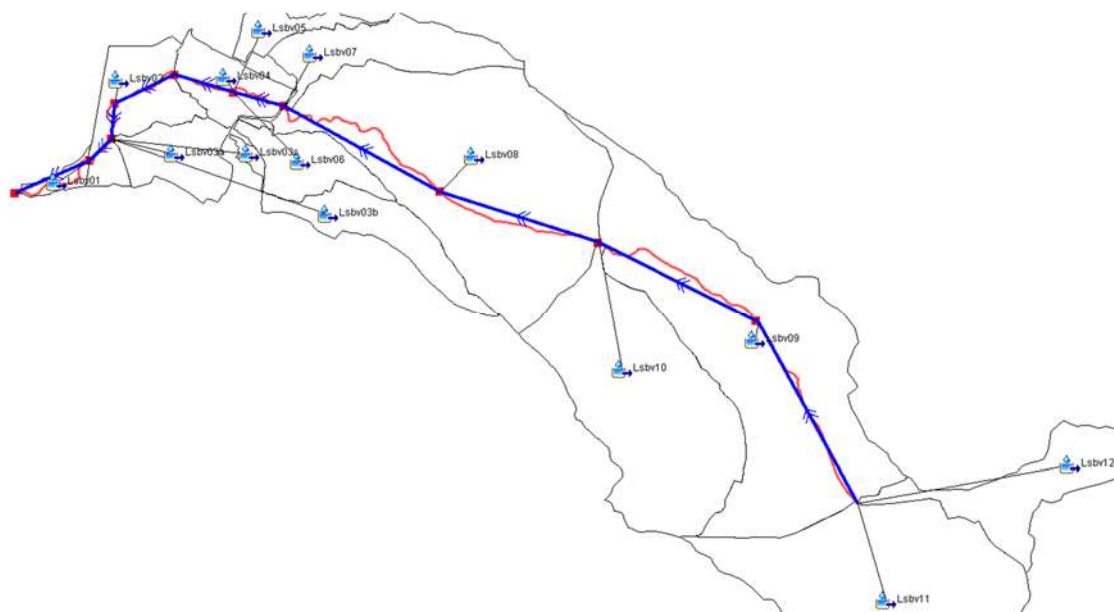


Figure 36 : Vue schématique du modèle pluie-débit construit à partir du découpage en sous bassins versants

Les caractéristiques hydrologiques des sous bassins versants ont été déterminés en appliquant les méthodes de calcul précédentes ou à partir des données issues de l'étude [8].

En synthèse, il a été intégré au modèle hydrologique les valeurs suivantes :

Nom du sous bassin versant	Surface (ha)	Longueur (m)	Pente moyenne (m/m)	Rétention initiale (mm)	Coefficient d'imperméabilisation (%)	Lag time (min)
Lsbv01	2.40	99.9	0.0553	30	4.5	6.0
Lsbv02	16.50	410.3	0.0371	30	13.1	19.4
Lsbv03a	12.30	392.7	0.0239	30	6.3	23.1
Lsbv03b	15.10	1365.6	0.0382	30	0.0	52.3
Lsbv03c	1.10	244.1	0.0171	30	60.0	11.4
Lsbv04	11.30	166.5	0.0180	30	54.9	8.7
Lsbv05	6.60	683.3	0.0333	30	66.9	17.2
Lsbv06	12.00	789.6	0.0397	30	9.6	30.4
Lsbv07	18.80	1297.7	0.0442	30	12.1	42.0
Lsbv08	89.10	706.1	0.0704	30	1.0	23.1
Lsbv09	92.50	674.5	0.0351	30	0.0	30.9
Lsbv10	61.30	1697.8	0.0310	30	0.0	69.3

Lsbv11	64.10	1085.3	0.0111	30	0.0	80.2
Lsbv12	55.50	2594.0	0.0353	50	0.0	132.3
Total					4.1	

Tableau 16 : Caractéristiques hydrologiques des sous bassins versants intégrés au modèle pluie-débit

Par ailleurs, la partie amont du ruisseau de Costette a également été intégrée au modèle pluie débit avec les caractéristiques suivantes :

Nom du sous bassin versant	Surface (ha)	Longueur (m)	Pente moyenne (m/m)	Rétention initiale (mm)	Coefficient d'imperméabilisation (%)	Lag time (min)
BV Costette amont	168.3	2117	0.0268	30	0.3	107.9

Tableau 17 : Caractéristiques hydrologiques du sous bassin versant du ruisseau de Costette amont intégré au modèle pluie-débit

Commentaire : A partir de l'analyse précédemment faite, 50% du débit généré par le sous bassin versant de la partie amont du ruisseau de Costette est rejeté vers le ruisseau de Lussac.

Le paramètre « Lag Time » est une durée de temps qui représente le temps de réponse du sous bassin versant. Il a été calculé avec la formule proposée dans la méthode SCS. Physiquement, ce temps correspond à l'intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie nette de la pointe de crue ou parfois du centre de gravité de l'hydrogramme dû à l'écoulement de surface.

Le paramètre « Curve Number » utilisé dans la méthode SCS qualifie les conditions de ruissellement des sols du sous bassin versant. L'**Annexe D** présente les valeurs usuelles des Curve Number CN selon le type de sol et d'occupation des sols.

		Occupation des sols			
		Zones urbaines denses ou fortement imperméabilisées	Zones urbaines résidentielles ou moyennement imperméabilisées	Zones agricoles (ou équivalent)	Zones forestières
Géologie	Très perméable	93.1	78.4	49	36
	Perméable	95.1	86.4	69	60
	Peu perméable	96.1	90.4	79	73

Tableau 18 : Valeurs initiales des Curve Number en fonction de l'occupation des sols et de la géologie

Dans le cas présent et après calage des résultats du modèle pluie-débit sur les débits de pointe de la méthode rationnelle, il a été choisi les valeurs corrigées suivantes de Curve Number pour les sous bassins versants modélisés :

Nom du sous bassin versant	Crue 2 ans	Crue 10 ans	Crues 30, 50 et 100 ans
<i>Ratio de calage</i>	<i>1.09</i>	<i>0.88</i>	<i>0.79</i>
Lsbv01	72.4	59.8	50.6
Lsbv02	81.1	68.4	59.2
Lsbv03a	86.5	71.5	60.7
Lsbv03b	85.4	69.6	58.0
Lsbv03c	93.1	86.8	82.1
Lsbv04	91.9	84.8	79.7
Lsbv05	94.0	88.7	84.9
Lsbv06	87.0	72.6	62.1
Lsbv07	87.3	73.2	63.0
Lsbv08	84.3	68.8	57.5
Lsbv09	85.7	69.8	58.2
Lsbv10	85.3	69.5	57.9
Lsbv11	85.9	69.9	58.3
Lsbv12	62.9	51.2	42.7
BV Costette amont	74.3	59.8	49.9

Tableau 19 : Valeurs calées du Curve Number selon la crue simulée

Commentaires :

- Les valeurs de CN pour la crue 2 ans sont augmentées de +9%. Les valeurs de CN pour la crue 10 ans sont diminuées de -12%. Les valeurs de CN pour les crues 30 à 100 ans sont diminuées de -21% ;
- L'absence de recalage des valeurs de CN conduirait à une sous-estimation de la crue de période de retour 2 ans et à une surestimation des crues de période de retour 10 à 100 ans par rapport aux résultats hydrologiques de la méthode rationnelle.

v. *Résultats hydrologiques de la modélisation pluie-débit*

Les résultats hydrologiques issus de la modélisation pluie-débit pour le bassin versant du ruisseau de Lussac avec les apports amont du ruisseau de Costette sont les suivants :

(a) *Crue de période de retour 2 ans*

- Débits de pointe et volumes de ruissellement générés par les sous bassins versants :

Nom	Débit hydrologique de pointe (m3/s)	Volume écoulé (1000 m3)
50% BV Costette amont	5.6	36.61
Lsbv01	0.24	1.1
Lsbv02	1.52	10.14
Lsbv03a	1.18	7.93
Lsbv03b	0.9	8.79
Lsbv03c	0.2	1.1
Lsbv04	2.15	10.97
Lsbv05	1.02	6.86
Lsbv06	1.05	8.02
Lsbv07	1.43	12.85
Lsbv08	7.7	51.69
Lsbv09	7.33	54.89
Lsbv10	3.06	35.29
Lsbv11	2.97	37.3
Lsbv12	0.53	10.78
Pont canal (TR06)	19.72	232.47
Pont RD123 (TR05)	20.93	257.74
A la confluence avec l'Hérault (TR01)	22.7	284.42

Tableau 20 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 2 ans

Les hydrogrammes obtenus après modélisation pluie-débit des pluies de projet sur les bassins versants étudiés sont les suivants pour les crues de référence :

- **TR10** : En limite amont du modèle pluie-débit ;
- **TR06** : Au franchissement du pont canal d'irrigation (partie amont de la traversée de Pouzols) ;
- **TR05** : Au franchissement du pont de la route RD123 dans la traversée de Pouzols ;
- **TR01** : En limite aval du ruisseau de Lussac à la confluence avec l'Hérault.

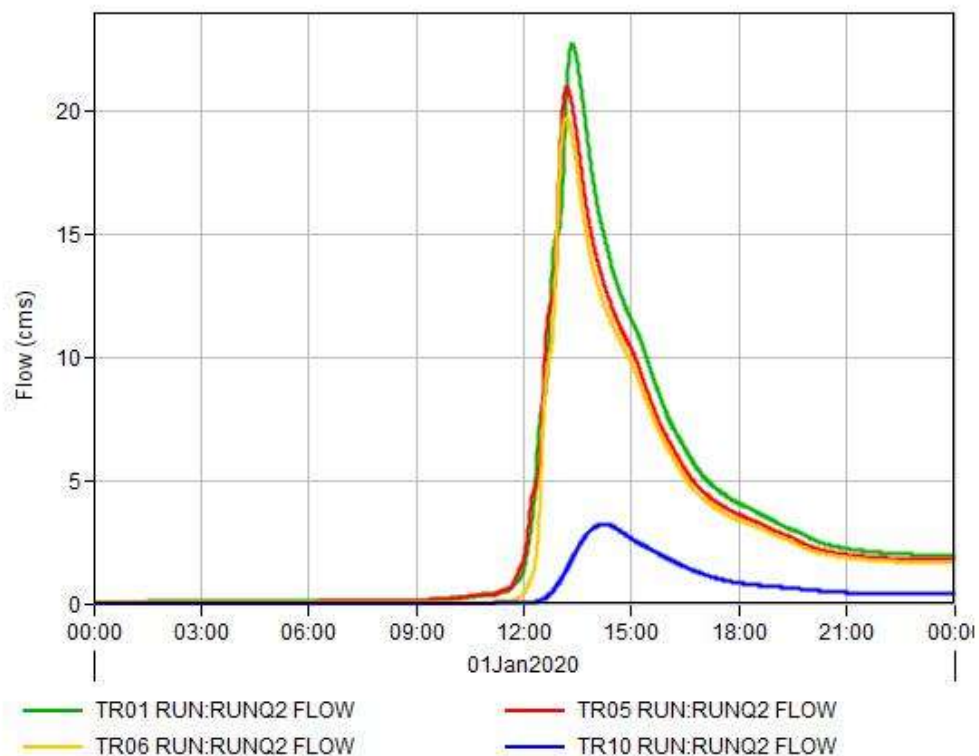


Figure 37 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 2 ans

Commentaires :

- Le débit hydrologique de pointe au pont du canal d'irrigation à l'entrée dans la zone urbaine de Pouzols traversée par le ruisseau de Lussac représente 86.9% du débit hydrologique de pointe se rejetant en limite aval du ruisseau de Lussac dans l'Hérault ;
- Le débit hydrologique de pointe est multiplié par 1.15 entre l'amont et l'aval de la zone urbaine traversée ;
- Le volume écoulé passant au pont du canal d'irrigation représente 81.7% du volume écoulé se rejetant dans l'Hérault.

(b) *Crue de période de retour 10 ans*

- Débits de pointe et volumes de ruissellement générés par les sous bassins versants :

Nom	Débit hydrologique de pointe (m3/s)	Volume écoulé (1000 m3)
50% BV Costette amont	11	73.17
Lsbv01	0.43	2.22
Lsbv02	2.76	19.07
Lsbv03a	1.98	14.05
Lsbv03b	1.57	15.6
Lsbv03c	0.31	1.96
Lsbv04	3.35	19.56

Lsbv05	1.69	12.11
Lsbv06	1.81	14.28
Lsbv07	2.51	22.89
Lsbv08	13.16	92.74
Lsbv09	12.45	96.82
Lsbv10	5.42	62.72
Lsbv11	5.22	65.75
Lsbv12	1.69	30.5
Pont canal (TR06)	37.7	433.68
Pont RD123 (TR05)	40.23	478.78
A la confluence avec l'Hérault (TR01)	43.75	528.18

Tableau 21 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 10 ans

Les hydrogrammes obtenus après modélisation pluie-débit des pluies de projet sur les bassins versants étudiés sont les suivants pour les crues de référence :

- **TR10** : En limite amont du modèle pluie-débit ;
- **TR06** : Au franchissement du pont canal d'irrigation (partie amont de la traversée de Pouzols) ;
- **TR05** : Au franchissement du pont de la route RD123 dans la traversée de Pouzols ;
- **TR01** : En limite aval du ruisseau de Lussac à la confluence avec l'Hérault.

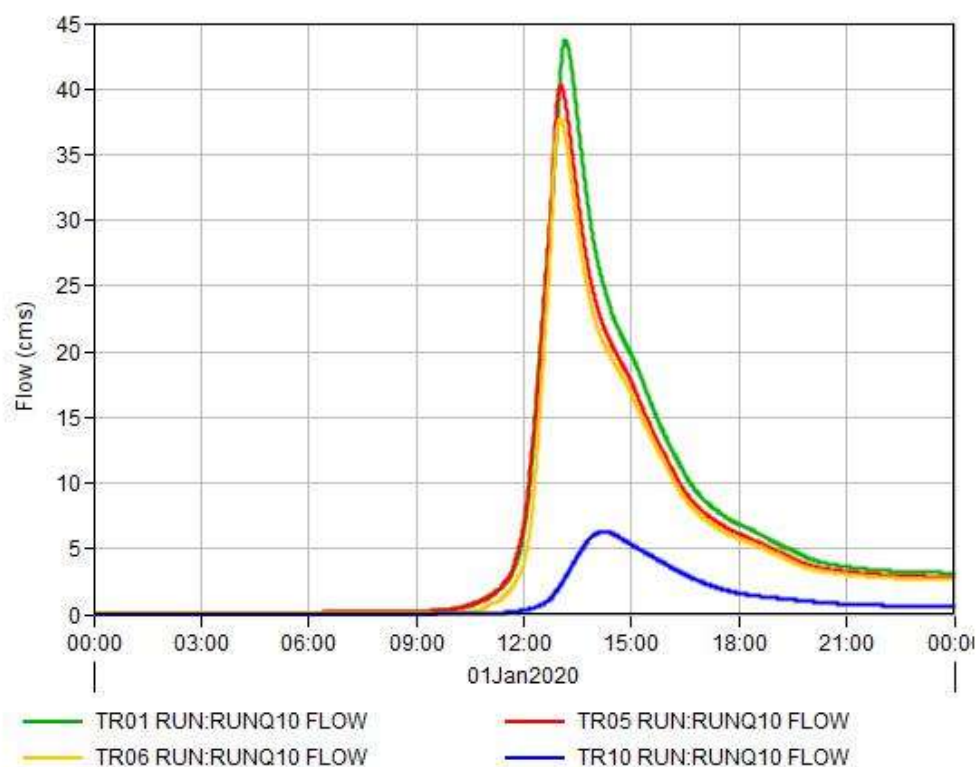


Figure 38 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 10 ans

Commentaires :

- Le débit hydrologique de pointe au pont du canal d'irrigation à l'entrée dans la zone urbaine de Pouzols traversée par le ruisseau de Lussac représente 86.2% du débit hydrologique de pointe se rejetant en limite aval du ruisseau de Lussac dans l'Hérault ;
- Le débit hydrologique de pointe est multiplié par 1.16 entre l'amont et l'aval de la zone urbaine traversée ;
- Le volume écoulé passant au pont du canal d'irrigation représente 82.1% du volume écoulé se rejetant dans l'Hérault.

(c) Crue de période de retour 30 ans

- Débits de pointe et volumes de ruissellement générés par les sous bassins versants :

Nom	Débit hydrologique de pointe (m3/s)	Volume écoulé (1000 m3)
50% BV Costette amont	13.94	103.91
Lsbv01	0.53	3.18
Lsbv02	3.5	26.98
Lsbv03a	2.45	19.41
Lsbv03b	2.01	21.32
Lsbv03c	0.38	2.74
Lsbv04	4.07	27.45
Lsbv05	2.11	16.93
Lsbv06	2.28	19.77
Lsbv07	3.24	31.8
Lsbv08	16.21	127.44
Lsbv09	15.48	132.23
Lsbv10	7.04	85.82
Lsbv11	6.84	89.97
Lsbv12	2.72	48.19
Pont canal (TR06)	49.36	605.98
Pont RD123 (TR05)	53.06	669.11
A la confluence avec l'Hérault (TR01)	58.07	738.54

Tableau 22 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 30 ans

Les hydrogrammes obtenus après modélisation pluie-débit des pluies de projet sur les bassins versants étudiés sont les suivants pour les crues de référence :

- **TR10** : En limite amont du modèle pluie-débit ;
- **TR06** : Au franchissement du pont canal d'irrigation (partie amont de la traversée de Pouzols) ;
- **TR05** : Au franchissement du pont de la route RD123 dans la traversée de Pouzols ;
- **TR01** : En limite aval du ruisseau de Lussac à la confluence avec l'Hérault.

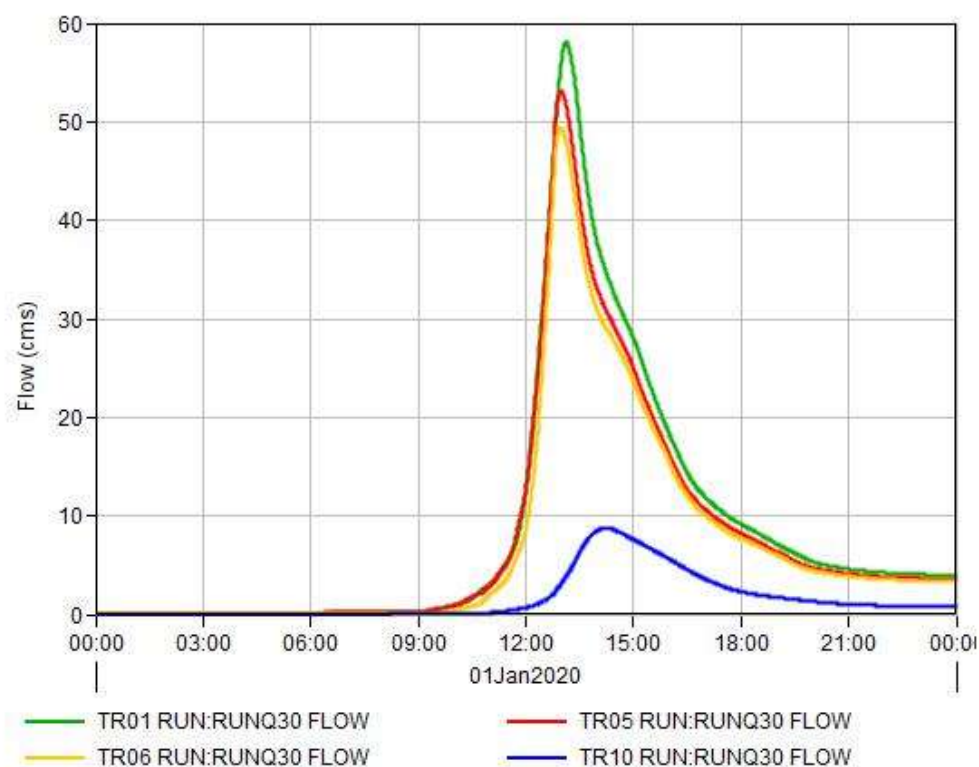


Figure 39 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 30 ans

Commentaires :

- Le débit hydrologique de pointe au pont du canal d'irrigation à l'entrée dans la zone urbaine de Pouzols traversée par le ruisseau de Lussac représente 85% du débit hydrologique de pointe se rejetant en limite aval du ruisseau de Lussac dans l'Hérault ;
- Le débit hydrologique de pointe est multiplié par 1.18 entre l'amont et l'aval de la zone urbaine traversée ;
- Le volume écoulé passant au pont du canal d'irrigation représente 82.1% du volume écoulé se rejetant dans l'Hérault.

(d) Crue de période de retour 50 ans

- Débits de pointe et volumes de ruissellement générés par les sous bassins versants :

Nom	Débit hydrologique de pointe (m3/s)	Volume écoulé (1000 m3)
50% BV Costette amont	16.84	132.13
Lsbv01	0.62	4
Lsbv02	4.09	33.24
Lsbv03a	2.89	24.07
Lsbv03b	2.46	26.81
Lsbv03c	0.42	3.22
Lsbv04	4.45	32.33

Lsbv05	2.32	19.8
Lsbv06	2.7	24.38
Lsbv07	3.85	39.08
Lsbv08	19.39	159.96
Lsbv09	18.65	166.09
Lsbv10	8.67	107.96
Lsbv11	8.44	113.15
Lsbv12	3.6	63.82
Pont canal (TR06)	60.99	766.81
Pont RD123 (TR05)	65.57	842.16
A la confluence avec l'Hérault (TR01)	71.99	928.78

Tableau 23 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 50 ans

Les hydrogrammes obtenus après modélisation pluie-débit des pluies de projet sur les bassins versants étudiés sont les suivants pour les crues de référence :

- **TR10** : En limite amont du modèle pluie-débit ;
- **TR06** : Au franchissement du pont canal d'irrigation (partie amont de la traversée de Pouzols) ;
- **TR05** : Au franchissement du pont de la route RD123 dans la traversée de Pouzols ;
- **TR01** : En limite aval du ruisseau de Lussac à la confluence avec l'Hérault.

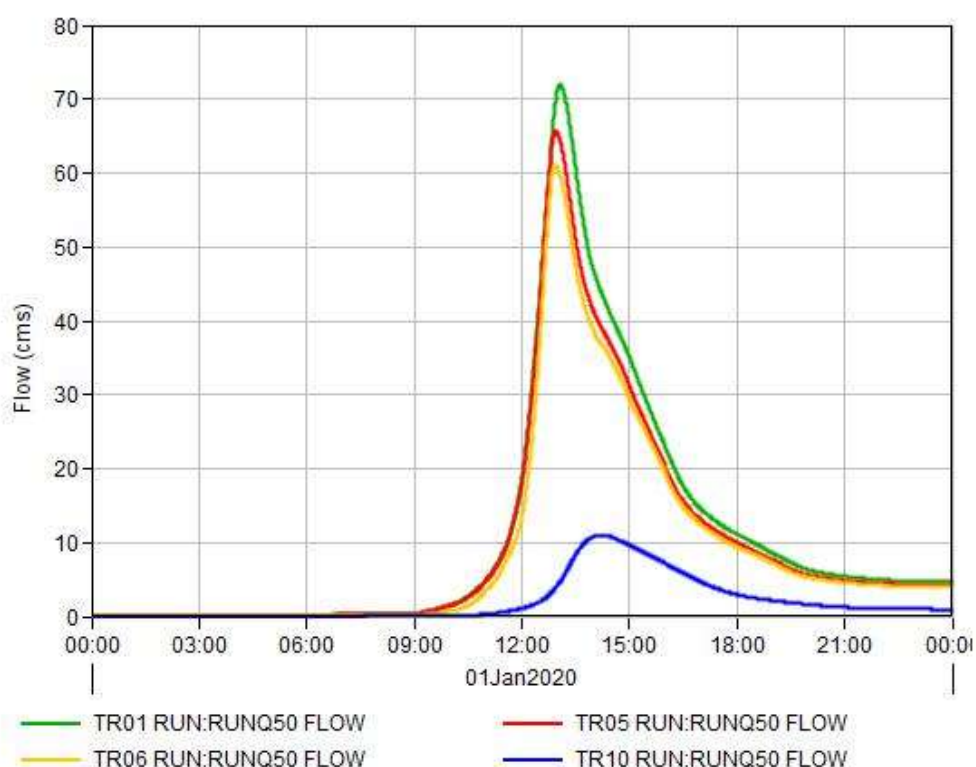


Figure 40 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 50 ans

Commentaires :

- Le débit hydrologique de pointe au pont du canal d'irrigation à l'entrée dans la zone urbaine de Pouzols traversée par le ruisseau de Lussac représente 84.8% du débit hydrologique de pointe se rejetant en limite aval du ruisseau de Lussac dans l'Hérault ;
- Le débit hydrologique de pointe est multiplié par 1.18 entre l'amont et l'aval de la zone urbaine traversée ;
- Le volume écoulé passant au pont du canal d'irrigation représente 82.6% du volume écoulé se rejetant dans l'Hérault.

(e) Crue de période de retour 100 ans

- Débits de pointe et volumes de ruissellement générés par les sous bassins versants :

Nom	Débit hydrologique de pointe (m3/s)	Volume écoulé (1000 m3)
50% BV Costette amont	21.02	177.36
Lsbv01	0.75	5.32
Lsbv02	4.93	43.05
Lsbv03a	3.52	31.38
Lsbv03b	3.14	35.48
Lsbv03c	0.47	3.95
Lsbv04	4.94	39.77
Lsbv05	2.61	24.17
Lsbv06	3.3	31.6
Lsbv07	4.75	50.45
Lsbv08	23.96	211.33
Lsbv09	23.31	219.54
Lsbv10	11.17	142.99
Lsbv11	10.92	149.79
Lsbv12	5.06	89.6
Pont canal (TR06)	78.02	1022.88
Pont RD123 (TR05)	83.81	1117.08
A la confluence avec l'Hérault (TR01)	92.35	1230.81

Tableau 24 : Principaux résultats de la modélisation pluie-débit - Crue 100 ans

Les hydrogrammes obtenus après modélisation pluie-débit des pluies de projet sur les bassins versants étudiés sont les suivants pour les crues de référence :

- **TR10** : En limite amont du modèle pluie-débit ;
- **TR06** : Au franchissement du pont canal d'irrigation (partie amont de la traversée de Pouzols) ;
- **TR05** : Au franchissement du pont de la route RD123 dans la traversée de Pouzols ;
- **TR01** : En limite aval du ruisseau de Lussac à la confluence avec l'Hérault.

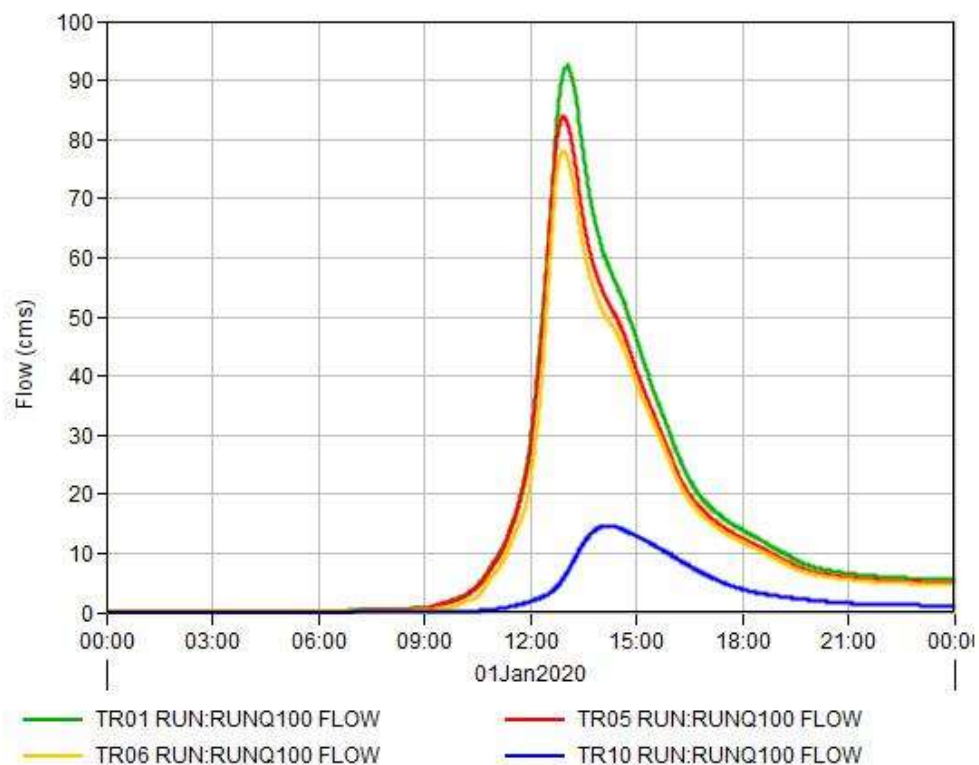


Figure 41 : Hydrogrammes du ruisseau de Lussac - Crue 100 ans

Commentaires :

- Le débit hydrologique de pointe au pont du canal d'irrigation à l'entrée dans la zone urbaine de Pouzols traversée par le ruisseau de Lussac représente 84.5% du débit hydrologique de pointe se rejetant en limite aval du ruisseau de Lussac dans l'Hérault ;
- Le débit hydrologique de pointe est multiplié par 1.18 entre l'amont et l'aval de la zone urbaine traversée ;
- Le volume écoulé passant au pont du canal d'irrigation représente 83.1% du volume écoulé se rejetant dans l'Hérault.

(f) Au droit du pont de la route D123

Les hydrogrammes obtenus après modélisation pluie-débit des pluies de projet sur les bassins versants étudiés sont les suivants pour les crues de référence (Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans) :

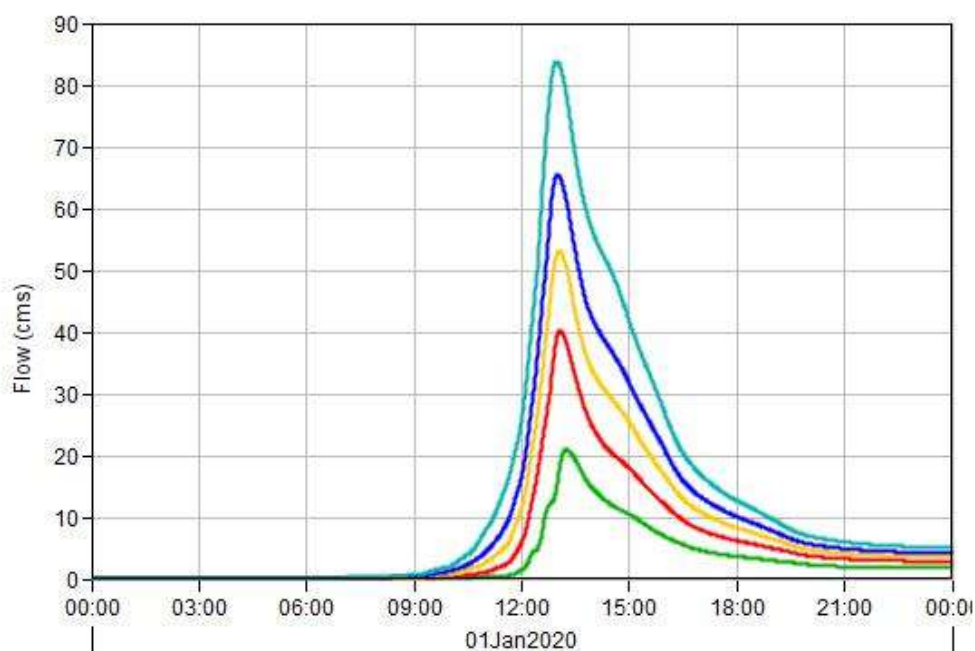


Figure 42 : Hydrographes du ruisseau de Lussac - Au droit du pont de la route D123

(g) En limite aval du ruisseau de Lussac à la confluence avec le fleuve Hérault

Les hydrographes obtenus après modélisation pluie-débit des pluies de projet sur les bassins versants étudiés sont les suivants pour les crues de référence (Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans) :

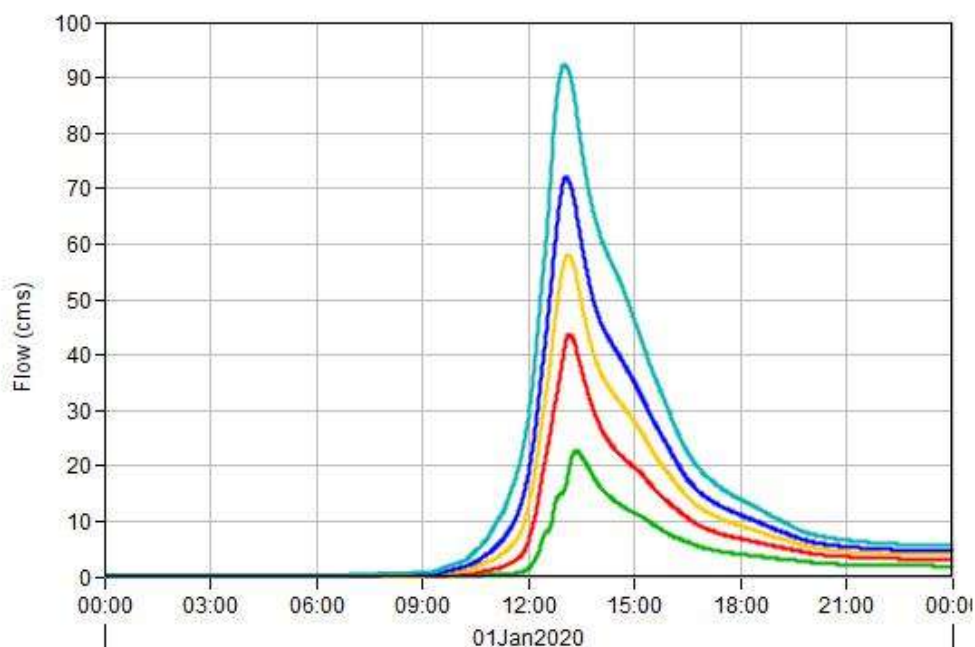


Figure 43 : Hydrographes du ruisseau de Lussac – A la confluence avec le fleuve Hérault

II.1.9. *Apport du canal d'irrigation de l'ASA de Gignac vers le ruisseau de Lussac en période de crue*

Suite aux visites de terrain effectués, un déversement du canal d'irrigation de l'ASA de Gignac vers le lit mineur du ruisseau de Lussac semble principalement possible au droit du pont canal qui est équipé d'un déversoir latéral à plusieurs cotes de déversement.

En amont immédiat de la zone urbaine de Pouzols, le canal est perché ou peut déverser latéralement par-dessus ses berges en cas d'arrivée trop important d'eau par le canal. Il est probable que les écoulements du canal qui arrive à Pouzols ne puissent pas dépasser une valeur proche du débit maximal d'exploitation du canal, à savoir 4-5 m³/s sur ce tronçon du réseau d'irrigation. Le niveau d'eau maximal dans le canal à son arrivée à Pouzols ne peut a priori pas excéder la section bétonnée du canal à 10-20 cm près. Le canal d'irrigation à son arrivée proche de la zone urbaine de Pouzols a une faible hauteur de berge au-dessus de la partie bétonnée correspondant à la section d'exploitation courante du canal. En cas de montée des eaux dans le canal à cause d'apport amont, les écoulements vont rapidement surverser latéralement vers l'Hérault sans rester dans le canal et sans traverser Pouzols. Le niveau d'eau maximale possible dans le canal est le plein bord du canal c'est-à-dire voisin de la partie bétonnée.



Figure 44 : Vue du canal d'irrigation à son arrivée proche de la zone urbaine de Pouzols

En considérant :

- un canal trapézoïdal béton de 1.65 m de largeur en fond pour 1.25 m de hauteur environ et une largeur en crête béton de 3.75 m avec une berge naturel de 0.2 m de hauteur en rive gauche et plus haute en rive droite (cf. photo ci-avant),
- Puis, proche du siphon de l'Avenue de Canet à Pouzols, un canal trapézoïdal béton de 1.65 m de largeur en fond pour 1.1 m de hauteur environ et une largeur en crête béton de 3.9 m sans hauteur supplémentaire de berge naturelle (cf. photo ci-après),

le débit maximal que peut transporter la partie bétonnée de ce tronçon du canal semble être voisin de 6.5 m³/s (5 m³/s pour la partie bétonnée) passant à 4.3 m³/s proche du siphon (application de la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de rugosité K=60 et en considérant une pente d'écoulement de 0.001 m/m).

Au début de la traversée de la zone urbaine, le canal passe en siphon inversé sous la route D123E1A ou Avenue de Canet. Cet ouvrage hydraulique limite le débit passant du canal. Le

canal arrive sur cet ouvrage avec des surverses en berge au niveau de la partie bétonnée du canal.



Figure 45 : Vue du siphon inversé du canal d'irrigation sous l'Avenue de Canet – route D123E1A

En cas de débit arrivant dans le canal supérieur au débit capable de la partie bétonnée du canal sur ce tronçon en amont du siphon, des débordements sont possibles en berge rive droite du canal sur la grande longueur de canal située en amont et proche du siphon vers l'Avenue de Canet. Ces débordements partent vers l'Hérault et restent a priori hors bassin versant du ruisseau de Lussac (ou faible débordement pouvant atteindre le ruisseau de Lussac).

Le siphon semble être une voûte enterrée sous l'Avenue de Canet de largeur 1.65 m, de hauteur de bord 0.5 m environ et d'hauteur à l'axe 1 m environ (dépôts en fond), soit une section d'écoulement proche de 1.4 m². Pour transiter

Coté aval du siphon inversé, le canal a une section rectangulaire de 2.1 m de largeur environ par 1.35 m de hauteur maximale. Le débit maximal que peut transporter la partie bétonnée de ce tronçon du canal est voisin de 3.8 m³/s (application de la formule de Manning-Strickler avec un coefficient de rugosité $K=60$ et en considérant une pente d'écoulement de 0.001 m/m).

En itérant les hauteurs d'eau calculés et débits dans le siphon et en aval dans le canal, il est trouvé qu'un canal plein bord en amont du siphon devrait permettre le passage de 3.1 m³/s vers la partie aval du canal correspondant à une hauteur d'eau de 1.1 m dans le canal aval.

Au final, le canal d'irrigation peut a priori apporter un débit maximum de 3.1 m³/s au droit du pont canal au-dessus du ruisseau de Lussac.

Dans la traversée de la zone urbaine de Pouzols ou du bassin versant du ruisseau de Lussac, le canal est perché ou reçoit peu d'apport ou ruissellement.

En aval du franchissement du ruisseau de Lussac, le canal repart sans excédent de débit. Il peut recevoir quelques apports de ruissellement amont qui sont évacuables par le canal en dehors des limites du bassin versant du ruisseau de Lussac.

Au franchissement du ruisseau de Lussac, le canal d'irrigation passe sur un pont canal muni d'un déversoir latéral et de vannes.

En situation courante et en période de crue, les vannes latérales de vidange sont fermées et non manœuvrées sur la base des informations fournies par l'ASA de Gignac. La vanne de régulation implantée dans le canal en aval du canal (rive gauche du ruisseau) peut être ouverte ou fermée selon le mode d'exploitation.



Figure 46 : Vues de la vanne de régulation du canal d'irrigation

En période de crue, le déversoir peut entrer en fonctionnement et déverser vers le ruisseau de Lussac côté amont du pont canal. En cas de débit arrivant dépassant la capacité du déversoir, un déversement par-dessus les murs ou berges latéraux du canal en rives gauche et droite du lit du ruisseau est possible. Ces débordements rejoignent également le ruisseau du Lussac.





Figure 47 : Vues du déversoir latéral du canal d'irrigation au dessus du lit mineur du ruisseau de Lussac

Le déversoir latéral est composé de plusieurs étages de déversement :

- Etage 1 (bas central) : Longueur totale de 1.5 m et hauteur de 0.1 m au-dessus de la base de l'échancrure dans le pont ;
- Puis étage 2 (latéral intermédiaire sur les 2 côtés) : Longueur totale de 2.5 m et hauteur de 0.15 m au-dessus de la base de l'échancrure dans le pont ;
- Puis étage 3 (latéral haut sur les 2 côtés) : Longueur totale de 6 m et hauteur de 0.2 m au-dessus de la base de l'échancrure dans le pont ;
- L'échancrure dans le pont fait une longueur de 6 m par 0.55 m de hauteur.

A partir de ces dimensions et de l'analyse précédente, le débit maximal de ce déversoir latéral vers le ruisseau de Lussac est de l'ordre de 2.6 m³/s pour un canal plein bord.

En cas de débit arrivant supérieur au débit passant par la vanne aval de régulation, le niveau d'eau dans le canal monte en amont des vannes jusqu'à un déversement latéral au droit du pont canal.

En cas de débit important dépassant le débit dans les vannes de régulation et le débit de déversement latéral, le canal déborde entre l'ouvrage de franchissement de la rue des ponts et les vannes de régulation par-dessus les berges du canal. Les débordements rejoignent le ruisseau de Lussac.

La situation la plus pessimiste serait une crue arrivant alors que les vannes de régulation sont toutes fermées et ne laissent passer qu'un faible débit par petite surverse au-dessus d'elles.

A partir des hypothèses et analyses précédentes, il peut être conclu que le débit maximal d'apport du canal d'irrigation de l'ASA de Gignac vers le ruisseau de Lussac est arrondi à 3 m³/s environ qui peuvent se déverser principalement via le déversoir latéral du pont canal et plus faiblement par surverse sur les berges du canal au droit du lit mineur du ruisseau de Lussac.

A partir de ce constat et de manière sécuritaire, il est proposé de considérer dans les simulations réalisées une injection du canal d'irrigation vers le ruisseau de Lussac de 3 m³/s (débit constant) en amont du pont canal.

II.1.10. *Liaison entre la modélisation hydrologique du bassin versant et la modélisation hydraulique du ruisseau de Lussac*

La propagation des hydrogrammes des sous bassins versants le long du ruisseau du Lussac peut être simulé de 2 manière différente :

- A l'aide du modèle pluie-débit (fonction de transfert) ;
- A l'aide du modèle hydraulique construit dans le cadre de cette étude (cf. plus loin).

Par rapport à d'autres méthodes de calcul simplifié de la propagation des débits, le modèle hydraulique est l'outil de simulation le plus à même de calculer de manière vraisemblable la propagation des écoulements le long du ruisseau.

Dans ce but, les hydrogrammes produits par les sous bassins versants du modèle pluie-débit sont injectés au point correspond du modèle hydraulique. De manière sécuritaire, les injections des sous bassins versants intermédiaires sont généralement injectés en amont du tronçon de cours d'eau correspondant ou au droit des principaux points de rejet dans le ruisseau.

Dans le cas présent, les hydrogrammes injectés dans le modèle hydraulique HEC-RAS sont issus des résultats hydrologiques du modèle pluie-débit HEC-HMS calé pour les crues de période de retour 2 à 100 ans.

Par ailleurs, les hydrogrammes de la crue exceptionnelle sont obtenues en appliquant un rapport proportionnel de 1.8 aux hydrogrammes correspondant de la crue centennale (cf. explication fournie précédemment).

Pour chaque crue simulée, les injections hydrologiques dans le modèle hydraulique sont réparties d'amont en aval suivant :

- En limite amont du modèle hydraulique (profil n°PT53) ← Hydrogramme résultant calculé par le modèle hydrologique pour les sous-bassins versants amont Lsbv08 à Lsbv12 + Apport partiel du ruisseau de Costette ;
- En amont du pont canal (profil n°PT48) ← Hydrogramme du sous bassin versant Lsbv07 (Valat de Janelle) + Apport du canal d'irrigation ;
- En amont du pont RD123 (profil n°PT39) ← Hydrogrammes des sous bassins versants Lsbv05 et Lsbv04 + Apport partiel du sous bassin versant Lsbv03b et Lsbv06 ;
- Au droit du profil n°PT23 ← Hydrogramme du sous bassin versant Lsbv02 ;
- Au droit du profil n°PT16 (en amont du pont RD32) ← Hydrogrammes du sous bassin versant Lsbv03a + Apports partiels des sous bassins versants Lsbv03b, Lsbv03c et Lsbv06 ;
- Au droit du profil n°PT10 (tronçon entre la RD32 et le fleuve Hérault) ← Hydrogrammes du sous bassin versant Lsbv01.

Compte tenu des distances modérées parcourues par les écoulements, il est rajouté des temps de transfert supplémentaires pour les apports partiels amont des sous bassins versant Lsbv03b, Lsbv03c et Lsbv06 qui sont dérivés vers le pont de la route RD123 ou la partie aval du ru des Aiguillères.

En première approche et pour simplifier les calculs, il est considéré une vitesse vraisemblable moyenne de l'ordre de 2 m/s pour les écoulements sur la chaussée de la route D123 (pente supérieure à 0.017 m/m) et de 1.5 m/s le long du lit aval du Ru des Aiguillères (pente supérieure à 0.02 m/m).

Les apports partiels des sous bassins Lsbv03b et Lsbv06 ont un temps de transfert supplémentaire de +4 min pour atteindre le pont de la route D123.

Les apports partiels des sous bassins Lsbv03b, Lsbv06 et Lsbv03c ont un temps de transfert supplémentaire de +7 min pour atteindre le lit du ruisseau de Lussac à la confluence avec le Ru des Aiguillères.

Commentaire : Compte tenu la valeur relativement modérée de ces apports par rapport aux apports amont du bassin versant du ruisseau de Lussac, les valeurs choisies influent peu sur la pointe des crues. Les hypothèses proposées sont vraisemblables et permettent de tenir compte au mieux de la réalité des écoulements.

En synthèse et de manière schématique, il est construit la chaîne de simulation suivante :

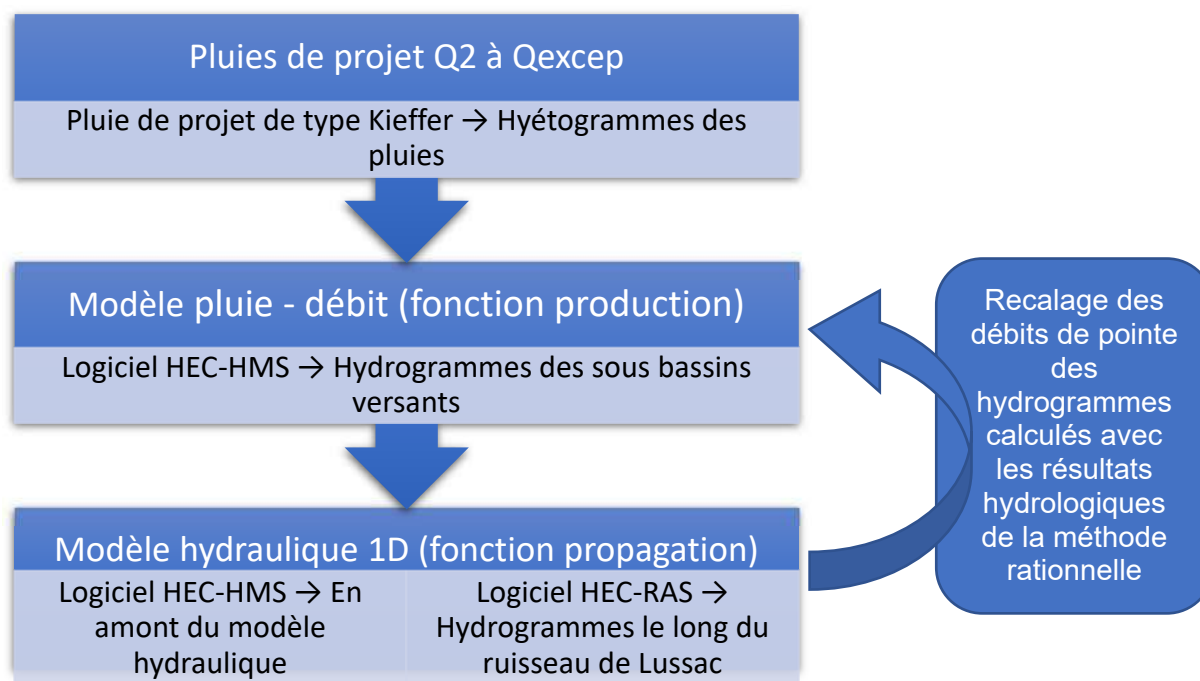


Figure 48 : Schéma de principe du calcul des hydrogrammes des crues de référence

Commentaires :

- La comparaison hydrologique entre les résultats de la méthode rationnelle avec les résultats du modèle pluie-débit est possible pour le modèle pluie-débit de base qui

n'intègre pas les apports hydrologiques extérieurs au bassin versant (ruisseau de Costette) ou la prise en compte des ruissellements captés par le canal d'irrigation (Cf. analyse hydrologique le long du ru des Aiguillères et de la RD123) ;

- Globalement et pour une meilleure fiabilité des résultats, les hydrogrammes et débits de pointe des crues de référence le long du ruisseau de Lussac sont extraits des résultats hydrauliques du modèle hydraulique HEC-RAS construit à partir de la limite amont de la zone urbaine de Pouzols. Ce modèle est alimenté avec les résultats hydrologiques du modèle HEC-HMS suivant :
 - En limite amont ← Hydrogramme résultant calculé dans le lit du ruisseau pour la propagation des écoulements amont des sous bassins versants Lsbv08 à Lsbv12 + apports extérieurs du ruisseau de Costette ;
 - Le long du modèle hydraulique ← Hydrogrammes produits par les sous bassins versants Lsbv01 à Lsbv07.

II.1.11. *Analyse des résultats hydrologiques*

Globalement, pour les crues simulées, environ 80 à 85% du débit de pointe ou du volume total d'eau généré par les crues s'écoule déjà en limite amont de la zone urbaine de Pouzols. Dans la traversée de Pouzols et jusqu'à la confluence avec le fleuve Hérault, le débit de pointe ou le volume écoulé augmentent de manière moins significative. Autrement dit, la majeure partie des crues du ruisseau de Lussac traverse la zone urbaine de Pouzols.

Les débits de pointe et les hydrogrammes de crue calculés le long du ruisseau de Lussac ont été croisés avec les observations recueillies et les données hydrologiques ou hydrométriques recueillies (débits de pointe antérieurs, débit spécifique de même occurrence de crue et pour des bassins versants de taille et contexte hydrologique comparable...) afin de vérifier la validité des calculs réalisés pour le cadre de cette étude.

En particulier, il a été comparé les débits de pointe de l'hydrogramme calculé pour le bassin versant global avec les débits de pointe issu de l'application de la méthode rationnelle sur le bassin versant total.

En effet, par exemple, la crue de période de 100 ans d'un bassin versant total ne correspond pas toujours à la propagation des débits de période de retours 100 ans des sous bassins versants de ce bassin versant. Il y a un choix à faire pour déterminer quelle crue de période de retour 100 ans il convient de simuler compte tenu les objectifs de l'étude, à savoir la protection contre le risque d'inondation.

En cas de besoin et selon l'analyse expliquant les éventuelles différences, un recalage des hydrogrammes a été appliqué crue par crue simulée. Dans le cas présent, le modèle pluie-débit a été recalé sur les valeurs de débits de pointe de la méthode rationnelle pour obtenir une cohérence des résultats hydrologiques entre les 2 outils hydrologiques réalisés.

A modèle ou hypothèses comparables entre les 2 outils réalisés (bassin versant du ruisseau de Lussac / sous bassins versants du ruisseau de Lussac, sans apport extérieur et interception interne), il est obtenu :

Débits de pointe Q (en m ³ /s)		Bassin versant du ruisseau de Lussac	
		Méthode rationnelle	Modèle pluie-débit recalé (TR01)
Période de retour de la crue	2 ans	17.2	16.9
	10 ans	33.1	31.6
	30 ans	44.8	42.8
	50 ans	56.1	53.7
	100 ans	72.7	70.5

Débits de pointe Q (en m ³ /s)		Bassin versant du ruisseau de Lussac (avec les apports amont du ruisseau de Costette)	
		Méthode rationnelle	Modèle pluie-débit recalé (TR01)
Période de retour de la crue	2 ans	22.7	22.7
	10 ans	43.6	43.8
	30 ans	57.9	58.1
	50 ans	71.8	72.0
	100 ans	91.8	92.4

Tableau 25 : Comparaison des résultats hydrologiques entre les 2 outils réalisés

Au final, il est obtenu des résultats hydrologiques cohérents entre les 2 outils réalisés et avec les observations ou données hydrologiques connues.

III. Etude hydraulique en situation actuelle

III.1. MODELISATION HYDRAULIQUE

III.1.1. Objectif de la modélisation hydraulique

La modélisation hydraulique proposée vise à permettre une actualisation et cartographie des zones inondables pour les 6 crues fréquentes à rares estimées à l'issue de l'étude hydrologique.

Il est proposé de repartir du modèle hydraulique déjà construit pour le schéma de restauration réalisé en 2016.

III.1.2. Tronçon de cours d'eau modélisé

En tenant compte des données topographiques existantes, il est proposé de modéliser le ruisseau de Lussac sur la totalité des enjeux existants bordant le cours d'eau c'est-à-dire depuis les récentes habitations construites en amont du pont canal d'irrigation jusqu'au poste de relevage des eaux usées et au pont de la route D32.

Le linéaire du ruisseau de Lussac modélisé est ainsi de 1 915 m environ suivant :



Figure 49 : Tronçon modélisé du ruisseau de Lussac

III.1.3. Simulations hydrauliques

Il est simulé la situation actuelle pour les crues de référence étudiés (crues de période de retour : 2, 10, 30, 50, 100 ans et crue exceptionnelle)

6 simulations hydrauliques ont ainsi été réalisées pour représenter les écoulements en crue du ruisseau de Lussac en situation actuelle.

III.1.4. Type de modèle

Un modèle filaire monodimensionnel (1D) avec écoulement à surface libre en régime permanent a été utilisé pour la modélisation des écoulements en crue.

Compte tenu du profil globalement en V des zones topographiques dans lesquelles s'écoulent le cours d'eau étudié (écoulements ou débordements se propageant globalement selon la direction du lit mineur), ce type de modèle hydraulique est approprié à rendre compte des conditions d'écoulement observées sur le terrain.

Le logiciel de modélisation utilisé pour simuler les écoulements en crue est HEC-RAS. Ce logiciel est développé par l'US Army Corps of Engineers. Ce code de calcul permet la modélisation unidimensionnelle (1D) en régime permanent ou transitoire des écoulements graduellement variés. Il est basé sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant. La

topographie du terrain naturel est discrétisée sous forme de profils en travers. Chaque profil en travers représente un nœud de calcul. En tout nœud, le programme calcule les hauteurs d'eau et la vitesse moyenne d'écoulement.

Ce logiciel intègre les ouvrages particuliers tels que les digues, ouvrages de franchissement, déversoirs... Pour chacun d'eux, le modélisateur a le choix des paramètres et du type de formule de manière à optimiser la représentativité du modèle.

Ce type de modèle et ce logiciel permettent une construction rapide et suffisante de la modélisation hydraulique, cohérente avec les attentes et les besoins de l'étude.

III.1.5. *Construction du modèle*

Le modèle hydraulique a été construit selon les linéaires précédemment détaillés en intégrant :

- Les lits mineur et majeur du cours d'eau ;
- Les obstacles significatifs aux écoulements (remblais, merlons, digues) ;
- Les ouvrages de protection (murs, enrochements...) ;
- Les ouvrages hydrauliques de franchissement ou traversant le cours d'eau (ponts, buses, seuils...) ;
- Et tout autre singularité influant significativement les écoulements en crue.

Hypothèse importante : Les ouvrages hydrauliques sont simulés sans prendre en compte d'éventuel dysfonctionnement hydraulique. Il est considéré un bon fonctionnement des ouvrages sur la durée de la crue simulée. Il s'agit ici de déterminer qu'est-ce qui se passe si tout se passe bien. En cas de dysfonctionnement, les résultats hydrauliques seraient au moins localement aggravés.

Les données topographiques ont été exploitées pour élaborer les profils en travers des nœuds de calcul du modèle hydraulique. Les données topographiques utilisées sont les suivantes :

- Données topographiques existantes compilées en phase 1 ;
- Données topographiques de la mission topographique complémentaire (cf. phase 1) ;
- Données altimétriques du RGE Alti 1m (en lit majeur, au-delà des extrémités des profils en travers existants ou nouvellement levés).

De même, l'ensemble des éléments relevés lors de l'expertise de terrain et susceptibles d'impacter significativement les écoulements ou les débordements ont été intégrés au modèle.

L'occupation du lit majeur par du bâti réduisant significativement la capacité d'écoulement du lit a été prise en compte dans le modèle hydraulique.

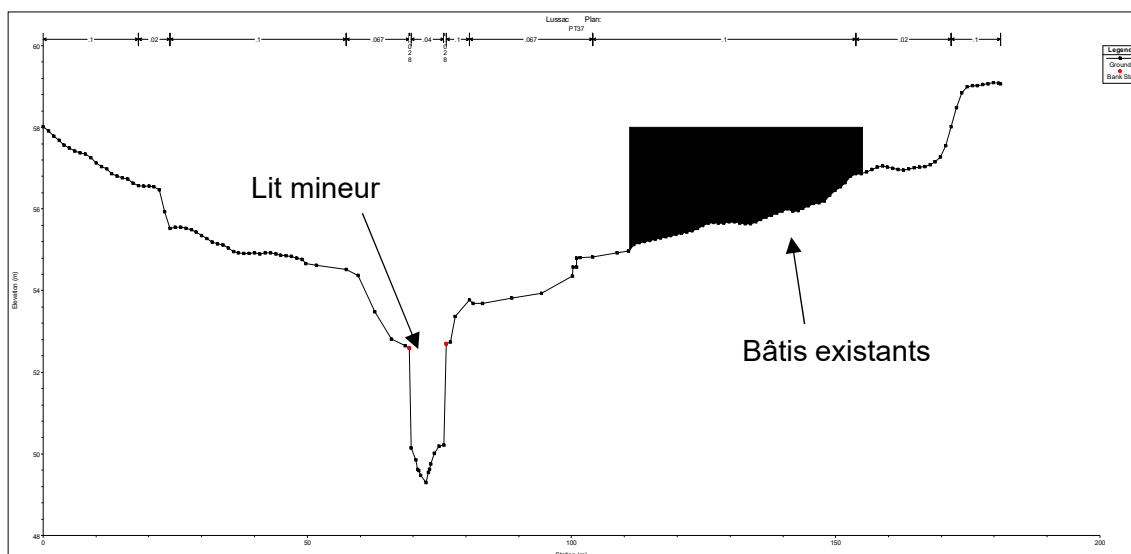


Figure 50 : Exemple de prise en compte dans le profil en travers n°PT37 de l'effet obstacle du bâti existant en aval rive droite du pont RD123

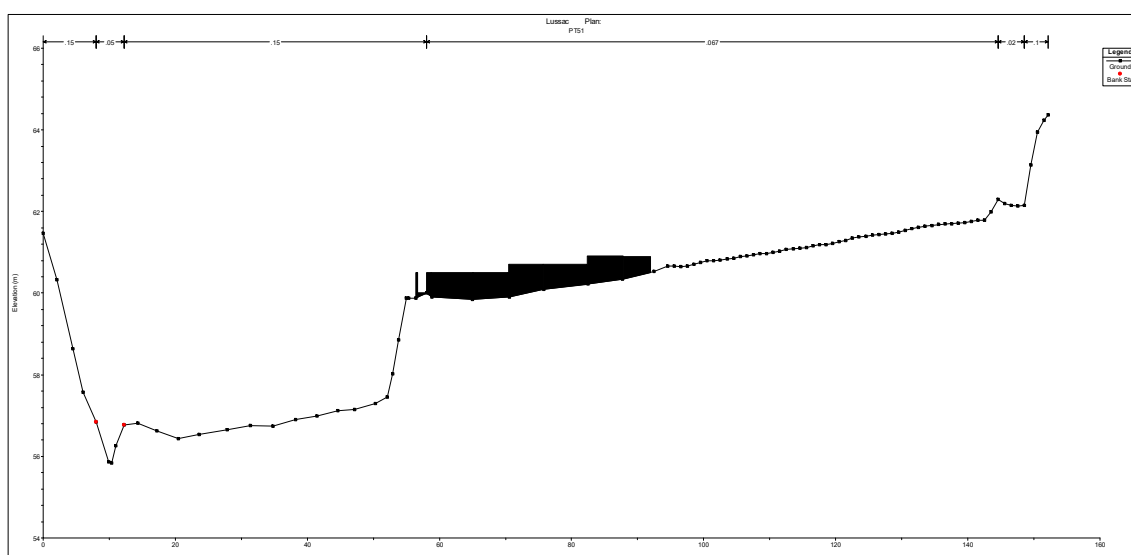


Figure 51 : Exemple de prise en compte dans le profil en travers n°PT51 de l'effet obstacle d'un mur implanté en travers du lit majeur rive droite

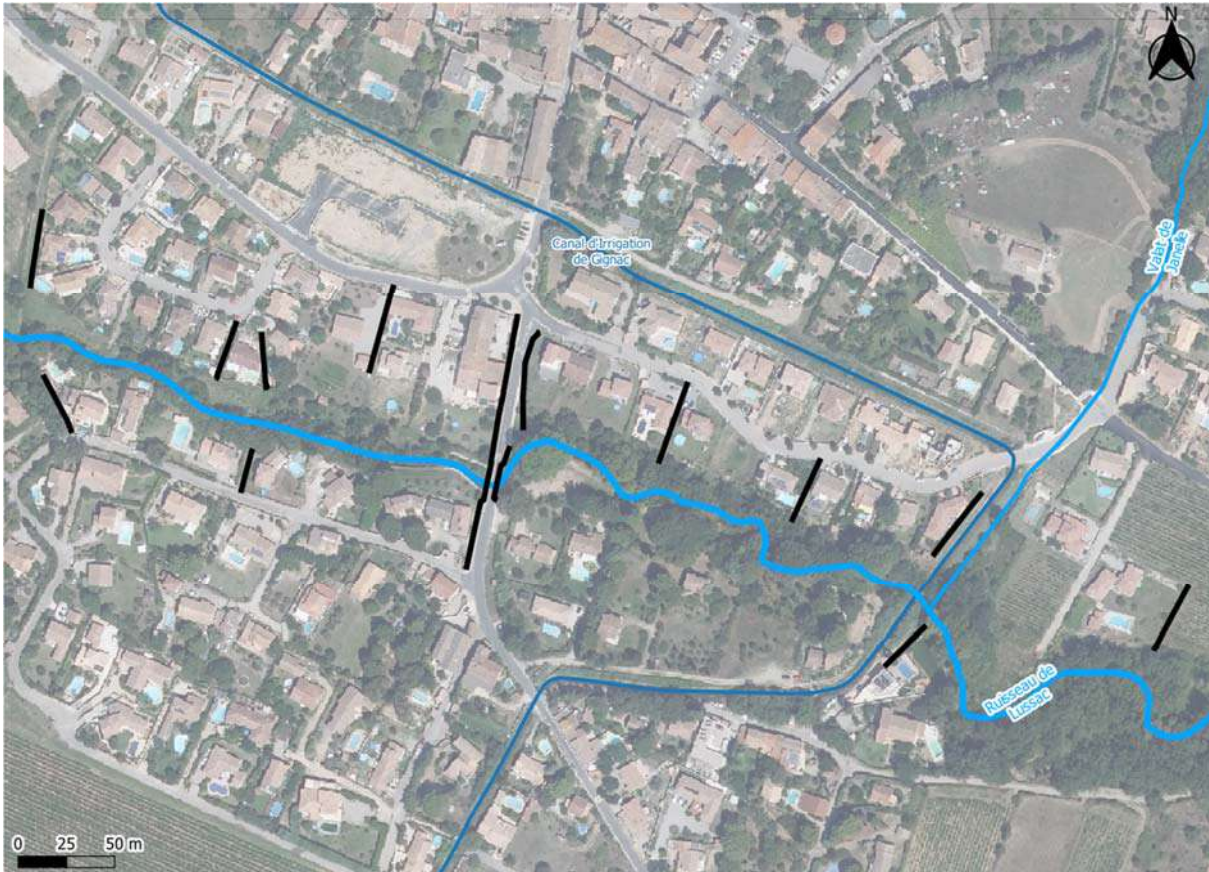


Figure 52 : Localisation des principaux murs intégrés au modèle hydraulique dans la traversée de Pouzols

A partir des observations de la visite de terrain approfondie, il est considéré que les autres murs existants ont une influence moindre ou négligeable sur les écoulements en crue.

Au final, le modèle hydraulique a été affiné de manière à être suffisamment représentatif des conditions d'écoulement dans la zone d'étude.

Globalement, il a été implanté 55 profils en travers issus des données topographiques levées pour modéliser le ruisseau de Lussac.

La localisation globale des profils en travers implantés le long de la zone modélisée est la suivante :

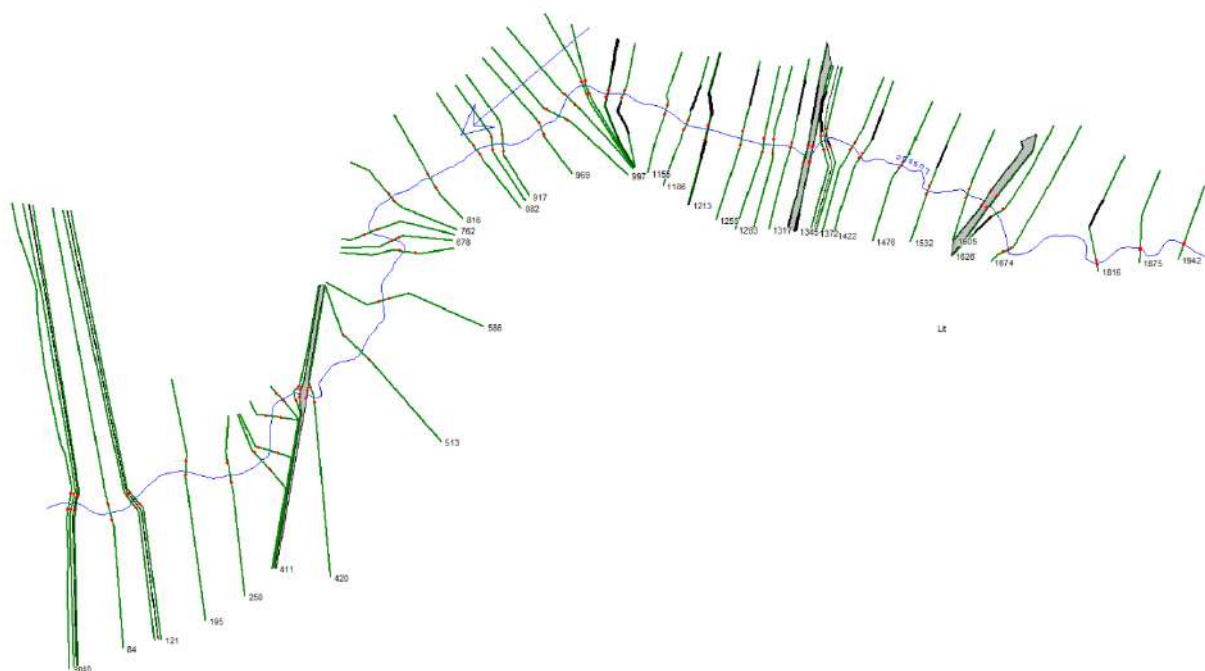


Figure 53 : Vue des profils en travers du modèle hydraulique de ruisseau du Lussac (exportée depuis le logiciel HEC-RAS)

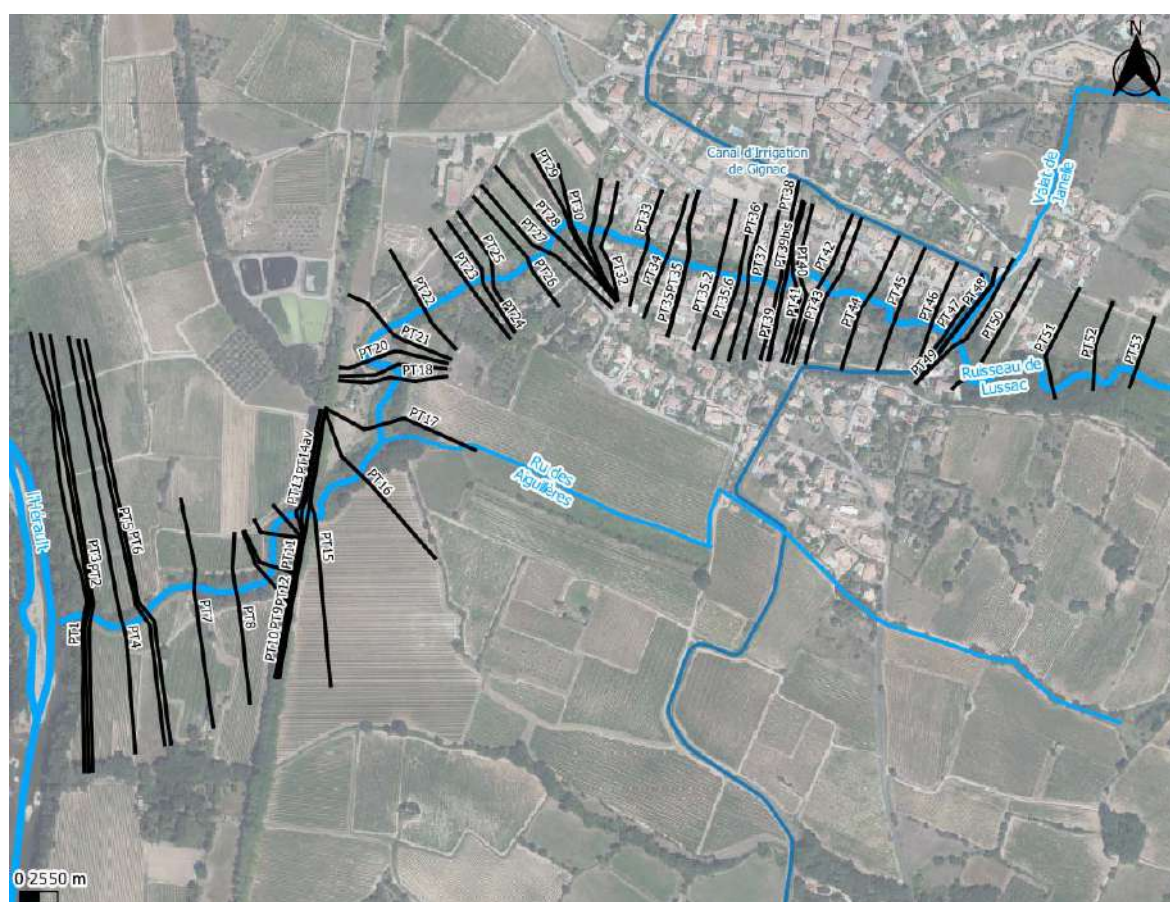


Figure 54 : Vue des profils en travers du modèle hydraulique de ruisseau du Lussac dans la traversée de Pouzols

L'inter-distance moyenne entre profils en travers est de 35.4 m [3.3 – 142.7].

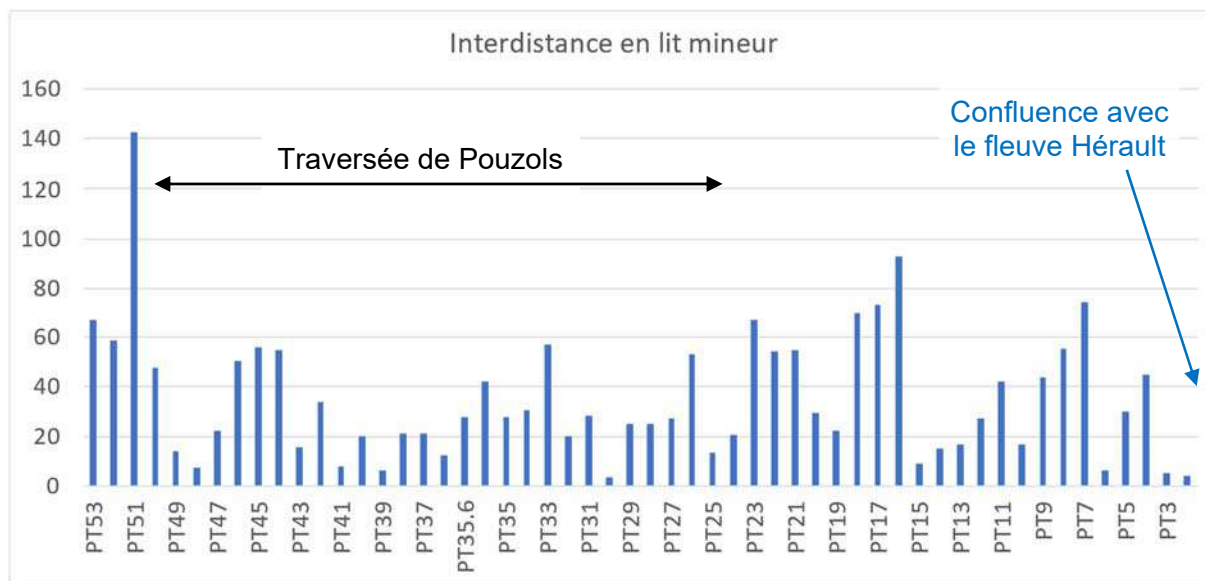
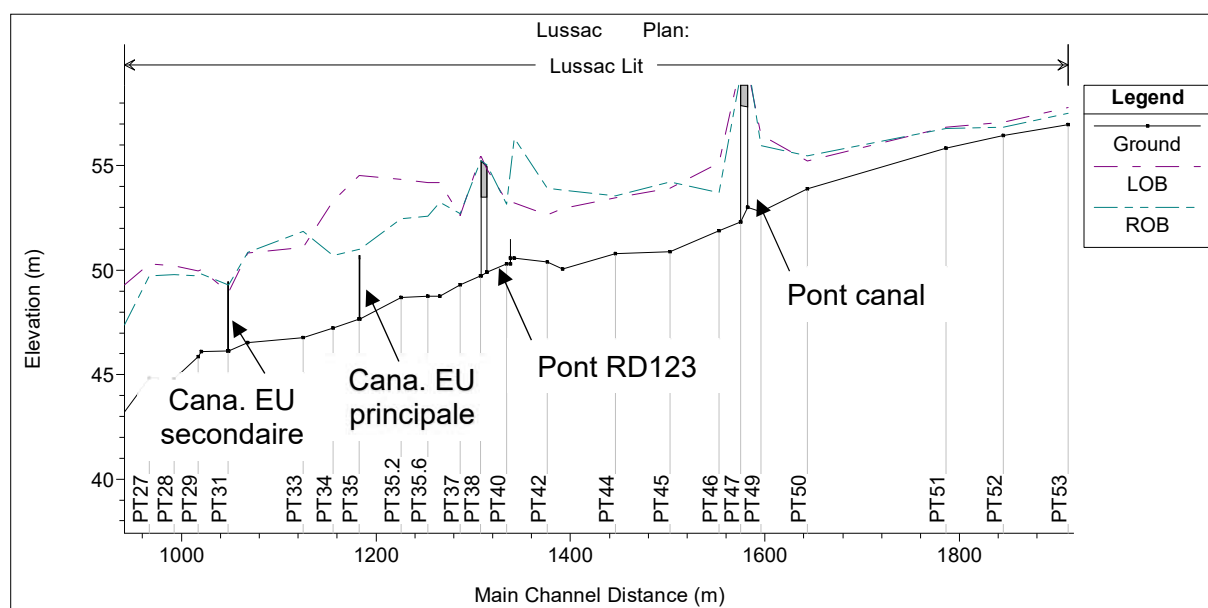


Figure 55 : Inter-distance en lit mineur entre les profils en travers du modèle hydraulique

Commentaire : La majeure partie des profils en travers ont une inter-distance inférieure ou voisine de 60 m. Cela permet une bonne représentativité du terrain naturel dans le modèle hydraulique

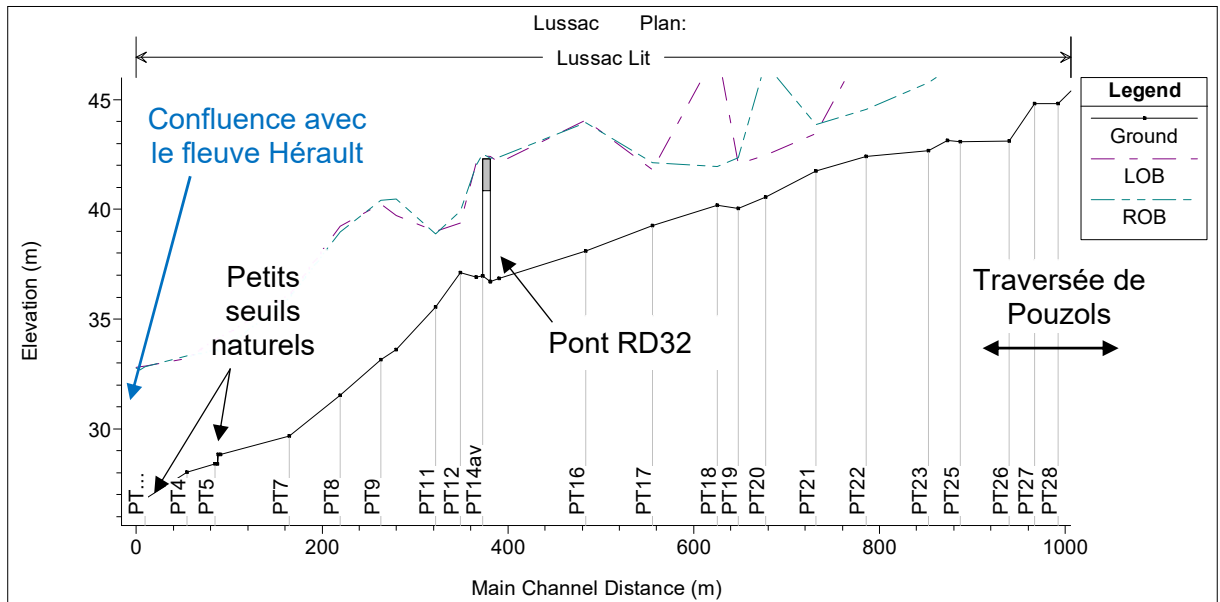
En terme de profil en long du fil d'eau du ruisseau du Lussac, il est obtenu :

- Partie amont du modèle :



OH = Ouvrage hydraulique / LOB = Berge rive gauche / ROB = Berge rive droite

- Partie aval du modèle :



OH = Ouvrage hydraulique / LOB = Berge rive gauche / ROB = Berge rive droite

Figure 56 : Vues du profil en long du ruisseau du Verdus dans la traversée de Saint-Guilhem-le-Désert

Les principaux ouvrages hydrauliques conditionnant les écoulements en crue sont intégrés au modèle hydraulique construit.

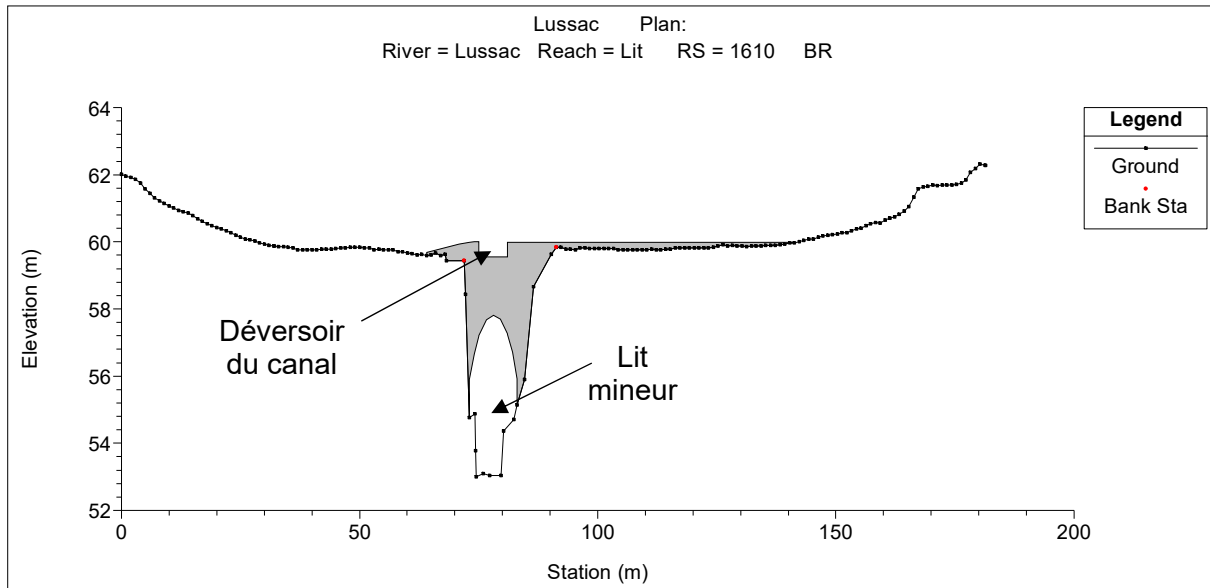
Les ouvrages hydrauliques existants modélisés sont :

- Pont du canal d'irrigation ;
- Lavoir en amont de la route RD123 ;
- Pont de la route RD123 ;
- Ouvrage de franchissement de la conduite d'eaux usées principale ;
- Ouvrage de franchissement de la conduite d'eaux usées secondaire ;
- Pont de la route RD32.

Les 2 petits seuils naturels situés proche de la confluence avec l'Hérault sont également pris en compte dans le modèle hydraulique.

Avec, par exemple, d'amont en aval :

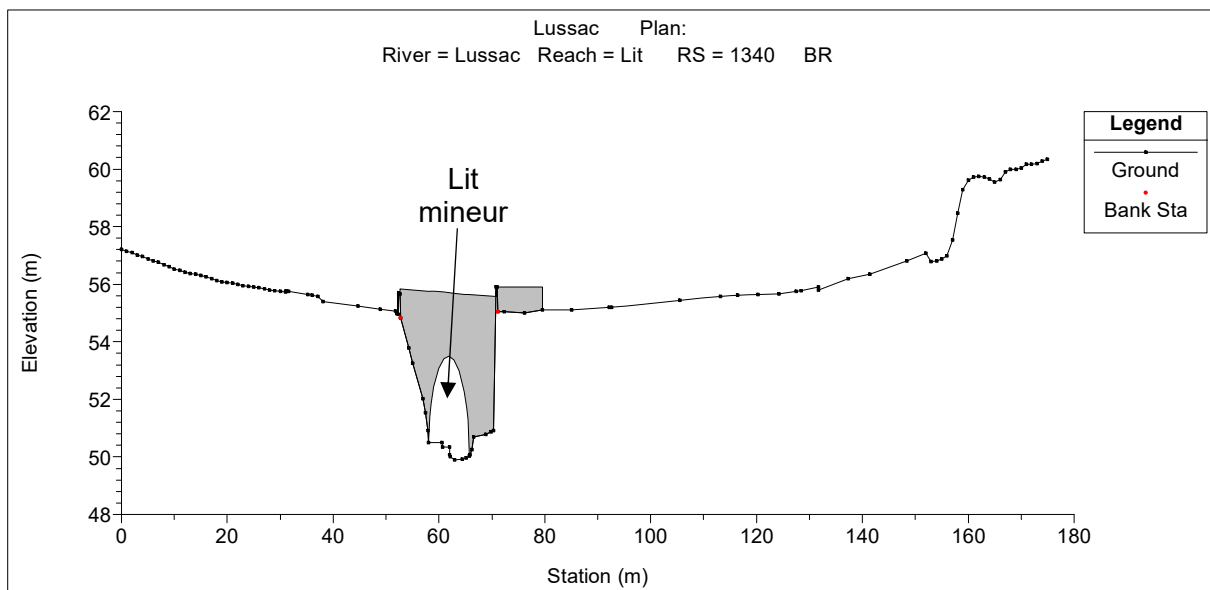
- Pont du canal d'irrigation :



Ground = Terrain naturel / Levee = Point de contrôle des débordements / Bank Sta = Points de berge / OH = Ouvrage hydraulique

Figure 57 : Vue amont du pont canal modélisé

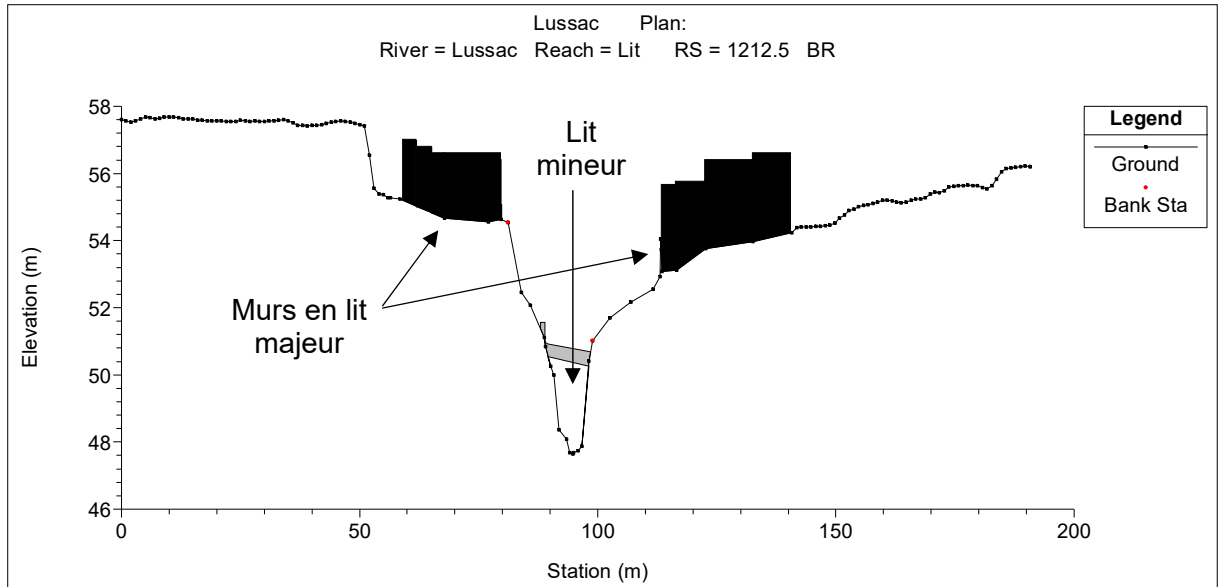
- Pont de la route RD123 :



Ground = Terrain naturel / Levee = Point de contrôle des débordements / Bank Sta = Points de berge / OH = Ouvrage hydraulique

Figure 58 : Vue amont du pont RD123 modélisé

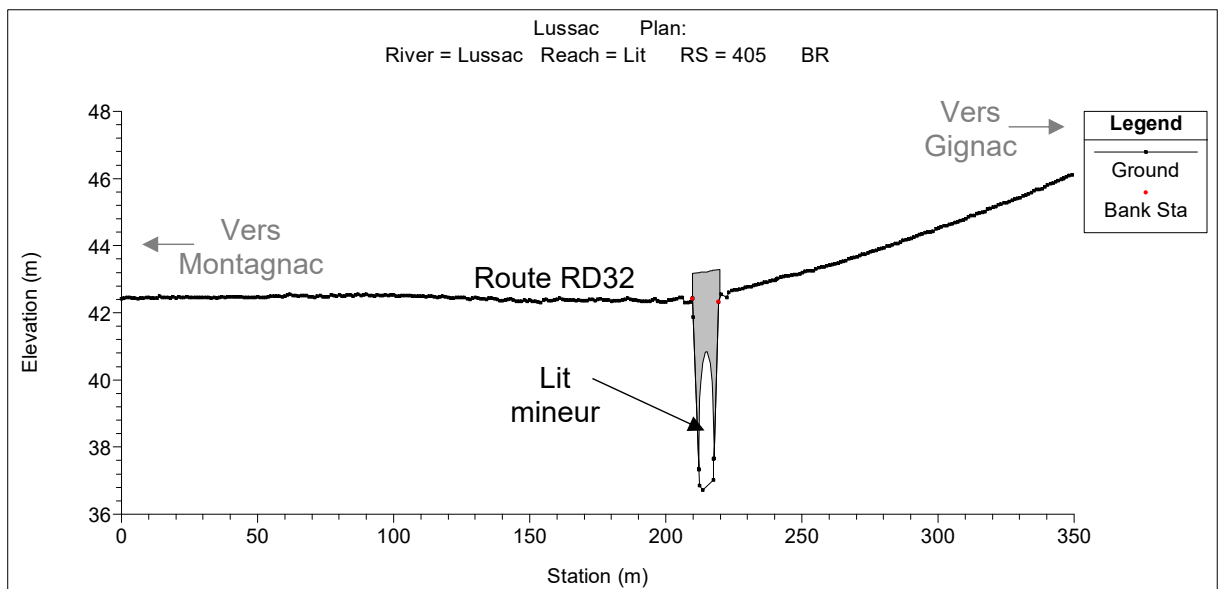
- Ouvrage de franchissement de la conduite d'eaux usées principale :



Ground = Terrain naturel / Levee = Point de contrôle des débordements / Bank Sta = Points de berge / OH = Ouvrage hydraulique

Figure 59 : Vue amont de la conduite EU principale modélisée

- Pont de la route RD32 :



Ground = Terrain naturel / Levee = Point de contrôle des débordements / Bank Sta = Points de berge / OH = Ouvrage hydraulique

Figure 60 : Vue amont du pont RD32 modélisé

III.1.6. Conditions aux limites

i. Conditions aux limites amont

Les débits entrants utilisés pour la simulation des crues de référence sont les débits de pointe issus de l'analyse hydrologique.

Les débits sont injectés dans le modèle hydraulique selon les principes définis en fin d'analyse hydrologique (cf. précédemment).

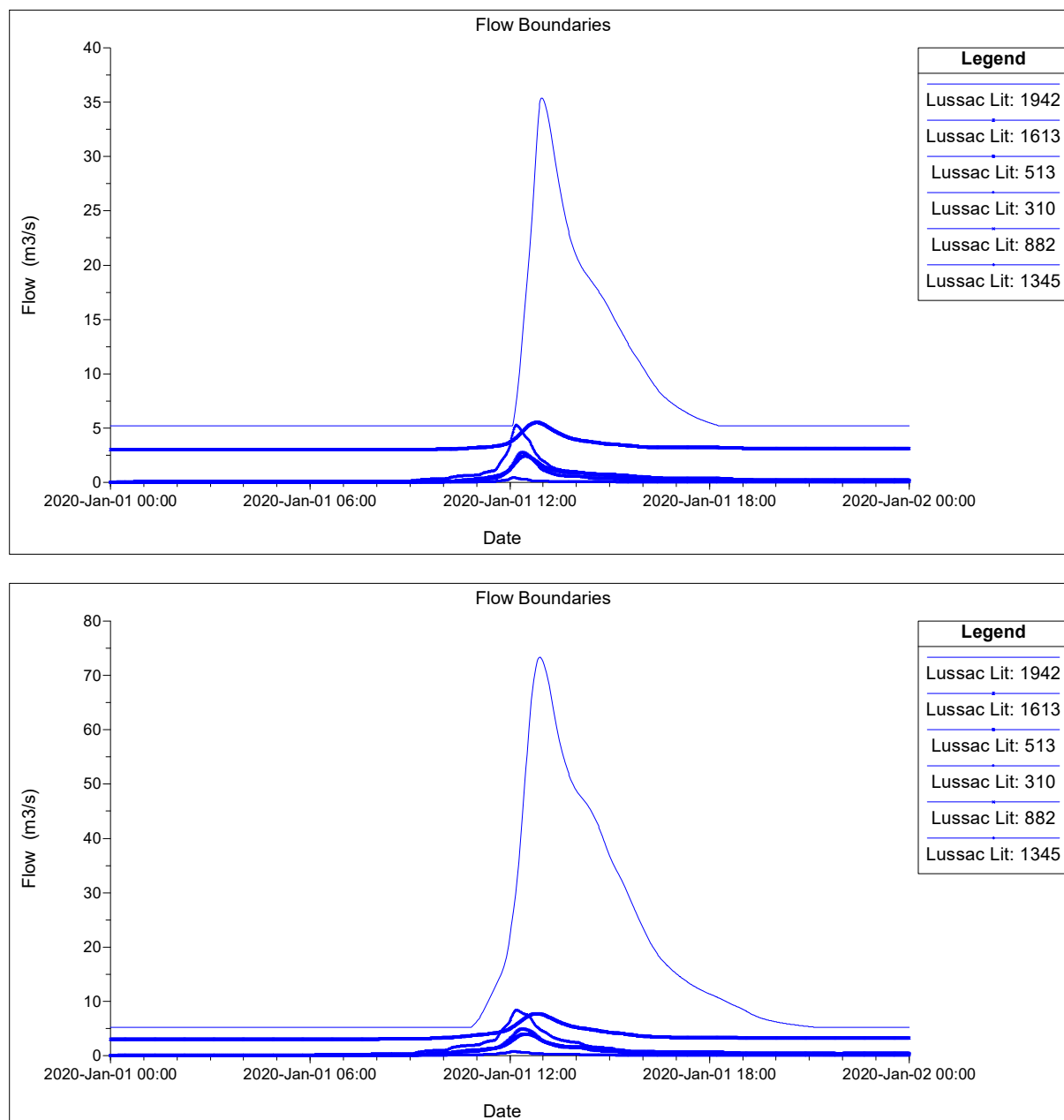


Figure 61 : Vue des hydrogrammes injectés dans le modèle hydraulique pour les crues de période de retour 10 ans et 100 ans

Commentaires :

- Selon le temps de réponse des sous bassin versants, les pointes des hydrogrammes sont décalées dans le temps les unes par rapport aux autres. Le décalage maximale est de l'ordre de 1h par rapport à la pointe de la pluie de projet. Les temps de réponse sont globalement relativement bref à court ;
- L'hydrogramme le plus important est celui injecté en limite amont du modèle hydraulique au droit du profil en travers n°1942 – PT53. Les autres hydrogrammes injectés ont des débits de pointe plus faibles ;

ii. Conditions en limite aval

Les conditions en limite aval seront les hauteurs d'eau normales (hypothèse d'un régime permanent uniforme) pour la pente d'écoulement aval estimée à 0.025 m/m à partir des données topographiques (forte pente du lit mineur proche de la confluence avec l'Hérault).

III.1.7. Calage du modèle

Les coefficients de Manning-Strickler (pertes de charges linéaires), les coefficients de pertes de charges singulières et la configuration des ouvrages ont été ajustés de manière à s'assurer de la bonne représentativité du modèle en situation actuelle. Ces grandeurs permettent de prendre en compte des conditions de rugosité sur le sol, des conditions d'engouffrement dans un ouvrage hydraulique...

Ainsi, les coefficients n de Manning-Strickler représentant les conditions de rugosité au droit de chaque profil en travers ont été fixés selon les valeurs type suivantes :

- Enherbements (ou équivalent) : $n = 0.067$;
- Arbres ou arbustes denses, berges avec ripisylves : $n = 0.1$ à 0.15 (selon densité) ;
- Zones résidentielles : $n = 0.1$ à 0.2 (selon densité) ;
- Route goudronnée (ou équivalent) : $n=0.02$;
- Lit mineur : $n = 0.016$ à 0.05 (selon condition de rugosité sur le fond du lit du ruisseau).

L'intégration des valeurs de coefficient de Manning-Strickler est initialement réalisé grâce à la superposition d'un zonage des valeurs sur l'ensemble des profils en travers du modèle hydraulique :

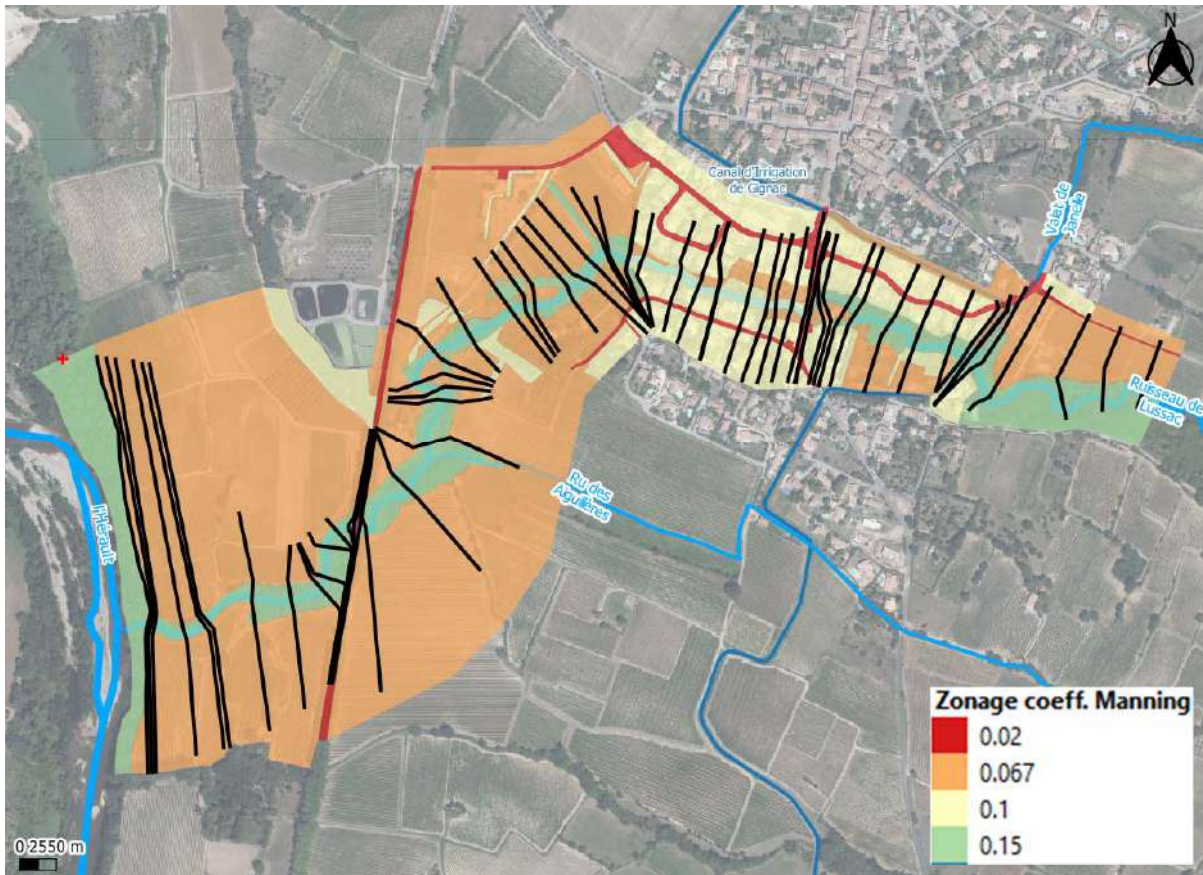


Figure 62 : Vue du zonage initial des valeurs de rugosité

Les valeurs de coefficient de rugosité ont ensuite été repris profil par profil pour affiner les variations de condition de rugosité, notamment en fond de lit mineur avec une valeur de 0.04, représentative des écoulements dans les ruisseaux à fond alluvionnaire.

Au final, le long d'un profil en travers, il a été pris en compte les variations de condition de rugosité sur le fond au travers d'une variation du coefficient de Manning-Strickler.

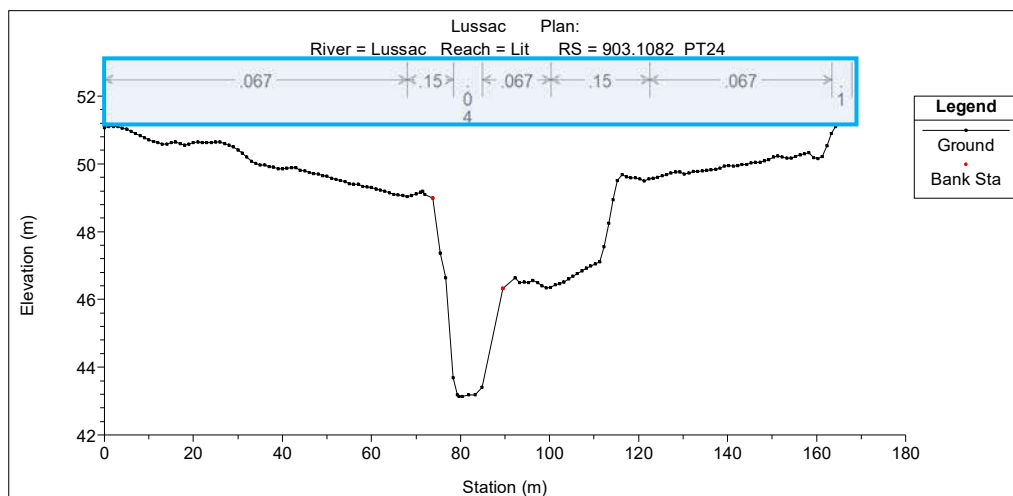


Figure 63 : Evolution du coefficient de Manning-Strickler le long du profil en travers selon l'occupation des sols

Les résultats hydrauliques ont été croisés avec les observations recueillies pour les crues passées (points de débordement du lit mineur lors de la crue de 2014) et les études récentes. Il a été recherché un juste compromis entre cohérence des paramètres de calage du modèle et convergence des résultats hydrauliques avec les observations existantes.

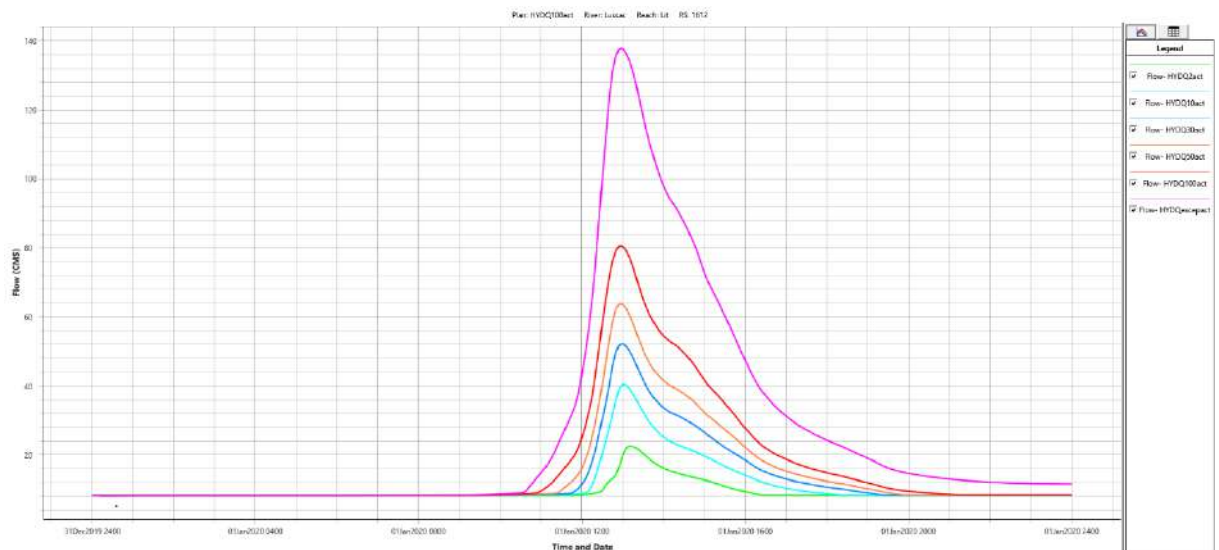
Globalement, le calage du modèle hydraulique est satisfaisant pour les besoins de l'étude.

III.2. RESULTATS HYDRAULIQUES EN SITUATION ACTUELLE

III.2.1. Hydrogrammes calculés

Les hydrogrammes calculés au droit des principaux ouvrages hydrauliques sensibles aux crues sont les suivants :

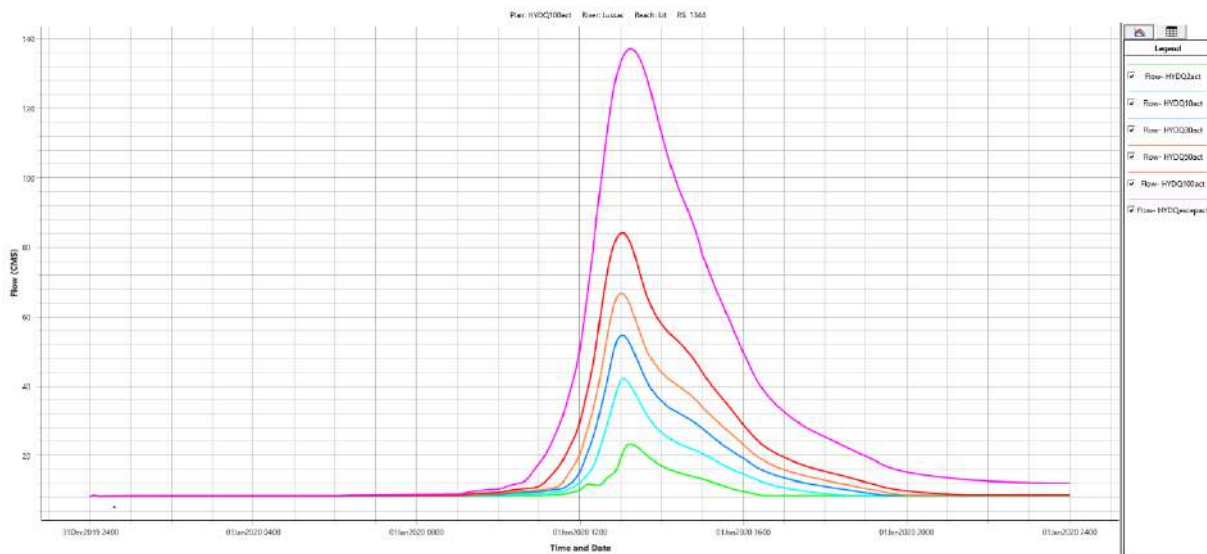
- Pont du canal d'irrigation :



Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 64 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle au droit du pont du canal d'irrigation (PT48 – 1612)

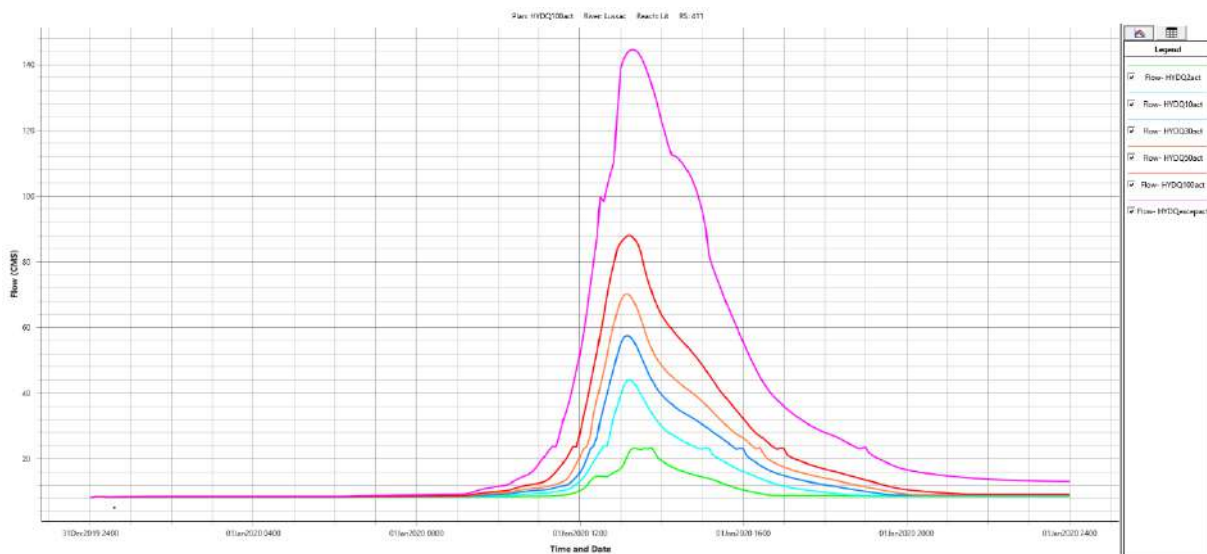
- Pont RD123 :



Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 65 : Hydrographes calculés en situation actuelle au droit du pont RD123 (PT39 – 1344)

- Pont RD32 :



Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 66 : Hydrographes calculés en situation actuelle au droit du pont RD32 (PT14 – 411)

Les hydrogrammes calculés d'amont en aval du ruisseau de Lussac modélisé sont les suivants :

- Crue de période de retour 2 ans

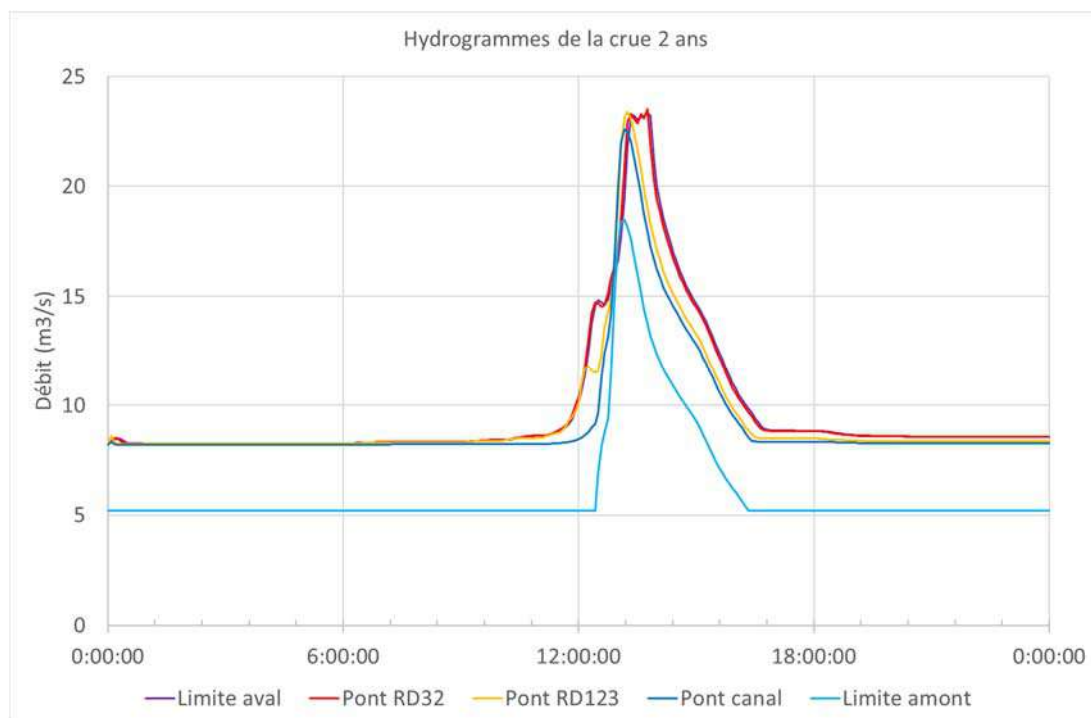


Figure 67 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 2 ans

- Crue de période de retour 10 ans

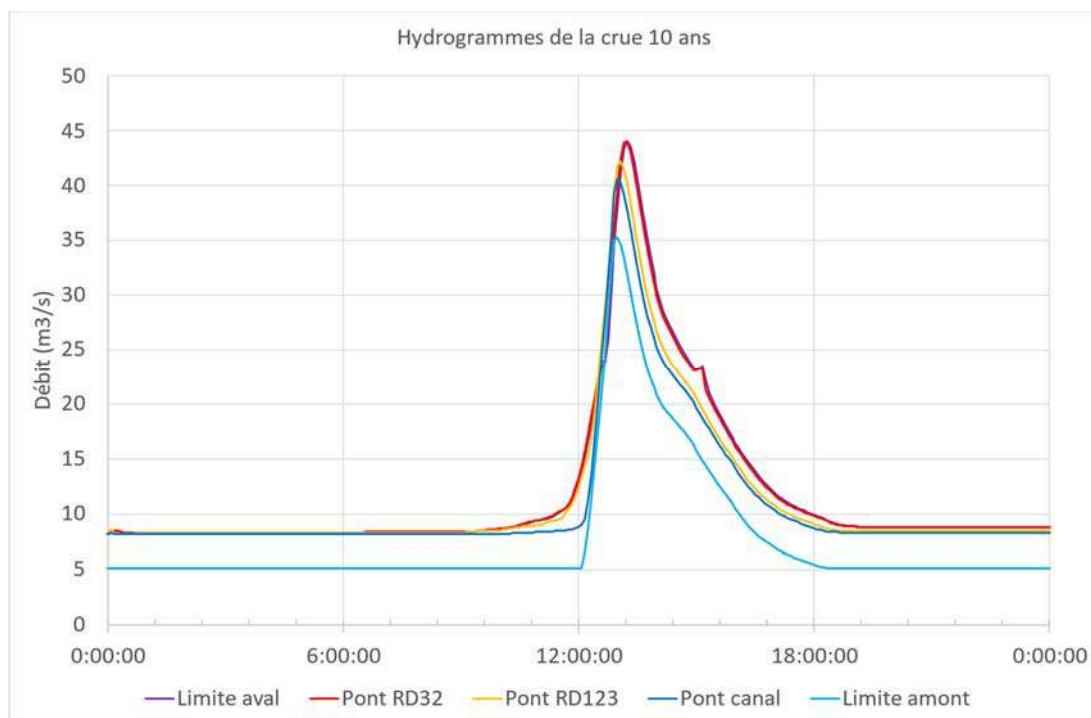


Figure 68 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 10 ans

- Crue de période de retour 30 ans

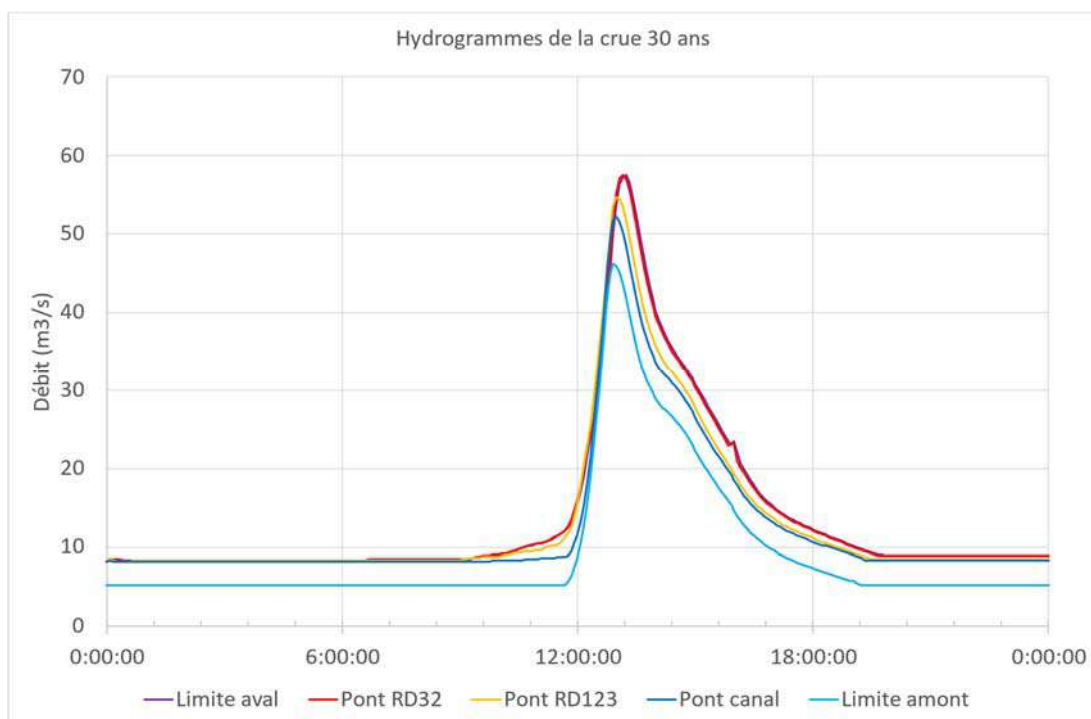


Figure 69 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 30 ans

- Crue de période de retour 50 ans

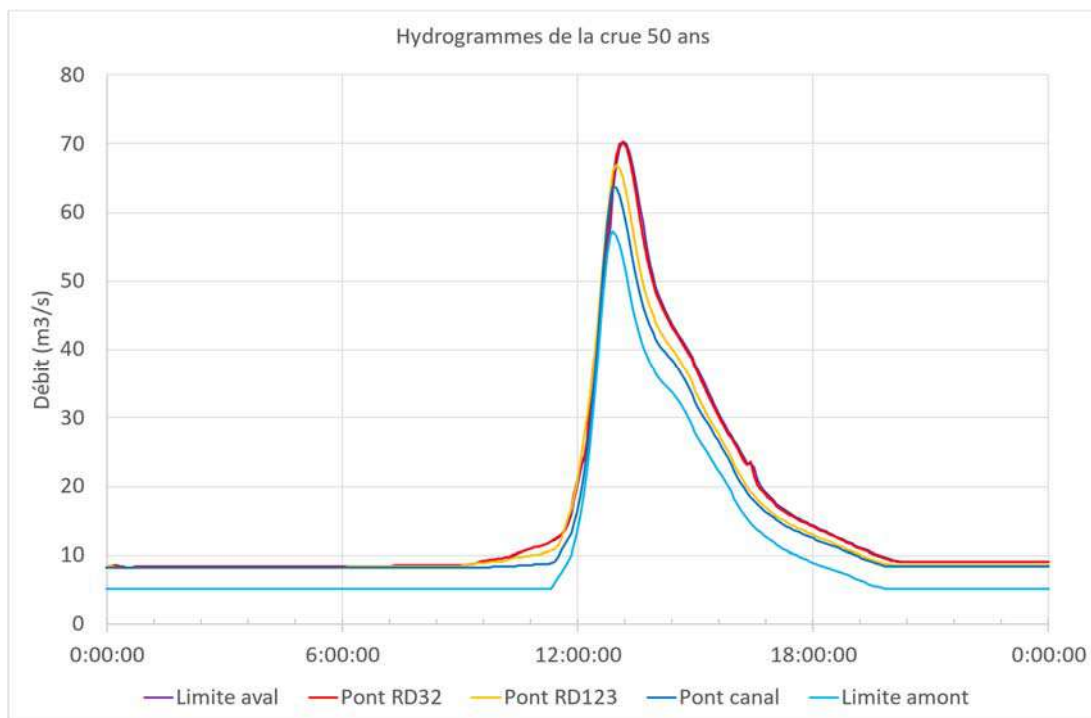


Figure 70 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 50 ans

- Crue de période de retour 100 ans

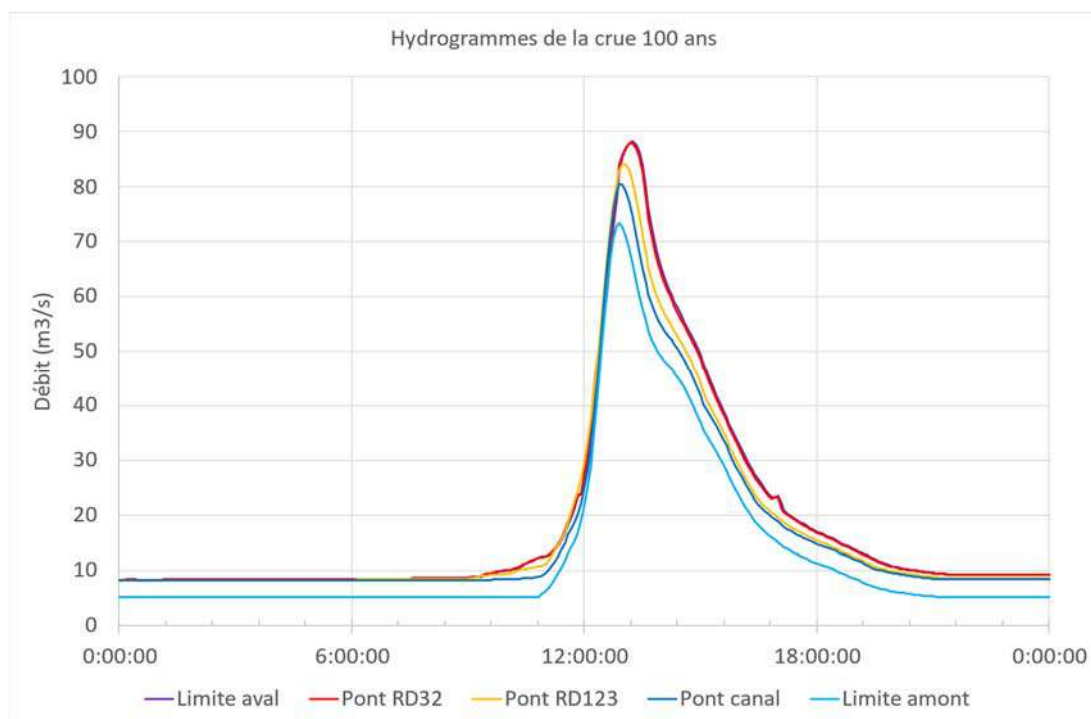


Figure 71 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue 100 ans

- Crue exceptionnelle

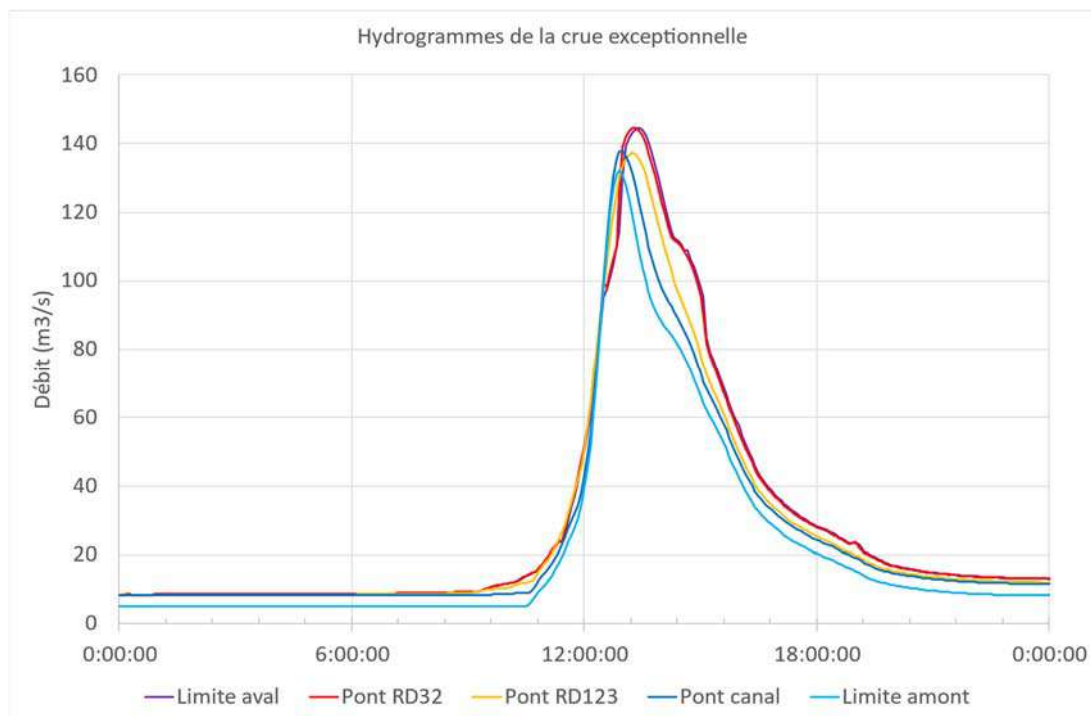


Figure 72 : Hydrogrammes calculés en situation actuelle pour la crue exceptionnelle

Commentaires :

- Entre les hydrogrammes en limite amont et les autres courbes, le décalage des courbes en début et en fin de crue est lié à l'apport constant du canal d'irrigation (+3 m³/s) qui est simulé au niveau du pont du canal d'irrigation ;
- Il y a un décalage dans le temps de la pointe de crue d'amont en aval lié à la propagation des écoulements entre la limite amont et la limite aval du modèle hydraulique. Le décalage des pointes de crue varie de 15 min à 35 min entre la limite amont et aval du modèle hydraulique.
- En limite aval, il y a environ 1h10 à 1h45 de décalage entre la pointe de pluie et la pointe du débit en limite aval du modèle hydraulique (à la confluence avec le fleuve Hérault).

En synthèse, il est trouvé les débits de pointe suivants pour les crues simulées en situation actuelle :

Débit maximal (m ³ /s)	Crue 2 ans	Crue 10 ans	Crue 30 ans	Crue 50 ans	Crue 100 ans	Crue exceptionnelle
Limite amont	18.5	35.31	46.22	57.26	73.37	132.06
Pont canal	22.62	40.58	52.22	63.81	80.54	137.71
Pont RD123	23.4	42.21	54.67	66.88	84.12	137.23
Pont RD32	23.51	43.96	57.59	70.23	87.97	144.52
Limite aval	23.31	44.07	57.49	70.32	88.24	144.41

Tableau 26 : Débits de pointe des crues simulées en situation actuelle

Commentaires :

- Entre la limite amont et aval du modèle hydraulique, les débits de pointe varient de +26.0% pour la crue de période de retour 2 ans à +9.4% pour la crue exceptionnelle ;
- Autrement dit, le débit de pointe des crues du ruisseau de Lussac varie peu entre l'amont et l'aval de la zone urbaine traversée de Pouzols. La majeure partie du débit généré par le bassin versant du ruisseau de Lussac a déjà rejoint le lit du ruisseau à l'entrée dans la zone urbaine.

En combinant les résultats hydrauliques obtenus via le modèle hydraulique avec les résultats hydrologiques obtenus précédemment, il peut être fait la synthèse suivante pour le bassin versant du ruisseau de Lussac (avec les apports amont du ruisseau de Costette) au niveau de la confluence aval avec le fleuve Hérault (limite aval de la zone d'étude) :

Débits de pointe Q (en m ³ /s)		Méthode rationnelle	Modèle pluie-débit HEC-HMS recalé	Modèle hydraulique HEC-RAS
Période de retour de la crue	2 ans	22.7	22.6	23.3
	10 ans	43.6	44.1	44.1
	30 ans	57.9	58.2	57.5
	50 ans	71.8	72.1	70.3
	100 ans	91.8	92.5	88.2

Tableau 27 : Comparaison entre les résultats hydrologiques et hydrauliques du ruisseau de Lussac à la confluence avec l'Hérault

Commentaire : Globalement, les écarts relatifs sont inférieurs à $\pm 3.9\%$. Une même crue a peu de variation d'un outil à l'autre. Le calage en débit de pointe des outils hydrologiques et hydrauliques construits est suffisant pour les besoins de l'étude.

III.2.2. Hauteurs d'eau et vitesses maximales

Les hauteurs d'eau et vitesses maximales aux nœuds de calcul (= profils en travers) pour les crues simulées le long du ruisseau du Lussac figurent en **Annexe F** ainsi que les lignes d'eau de crue obtenues au droit des profils en travers du modèle hydraulique.

Commentaires :

- Les résultats en terme de hauteur d'eau par rapport au fil d'eau du lit mineur sont globalement les suivants :

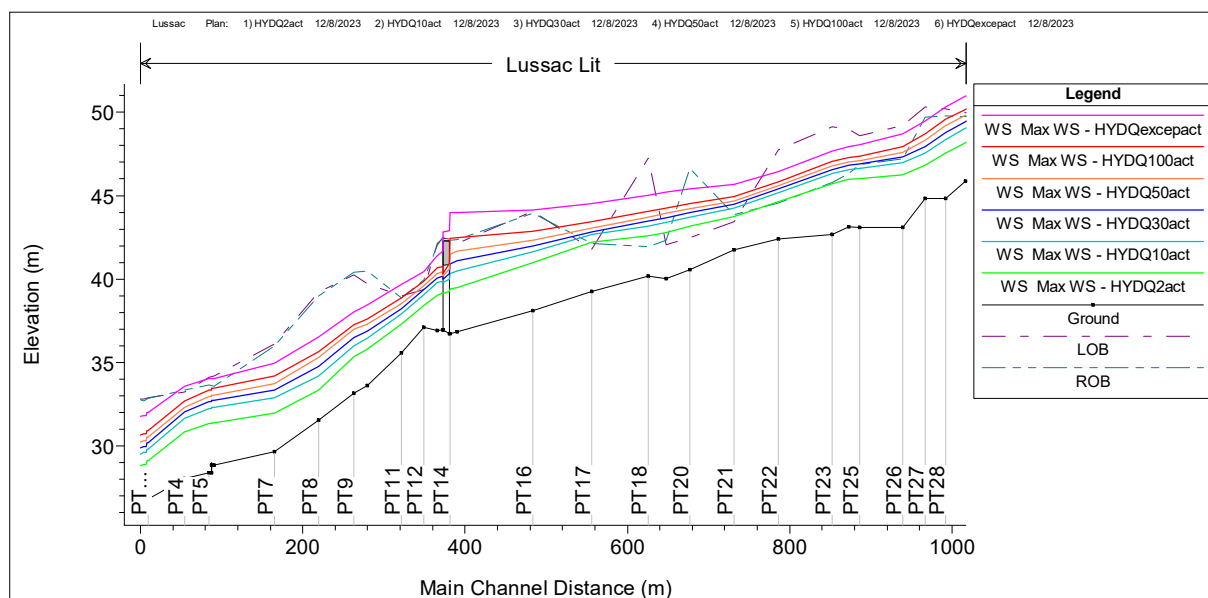
	Crue 2 ans	Crue 10 ans	Crue 30 ans	Crue 50 ans	Crue 100 ans	Crue exceptionnelle
Moyenne	2.44	3.17	3.54	3.86	4.30	5.62
Maximum	3.54	4.08	4.51	4.88	5.72	8.55

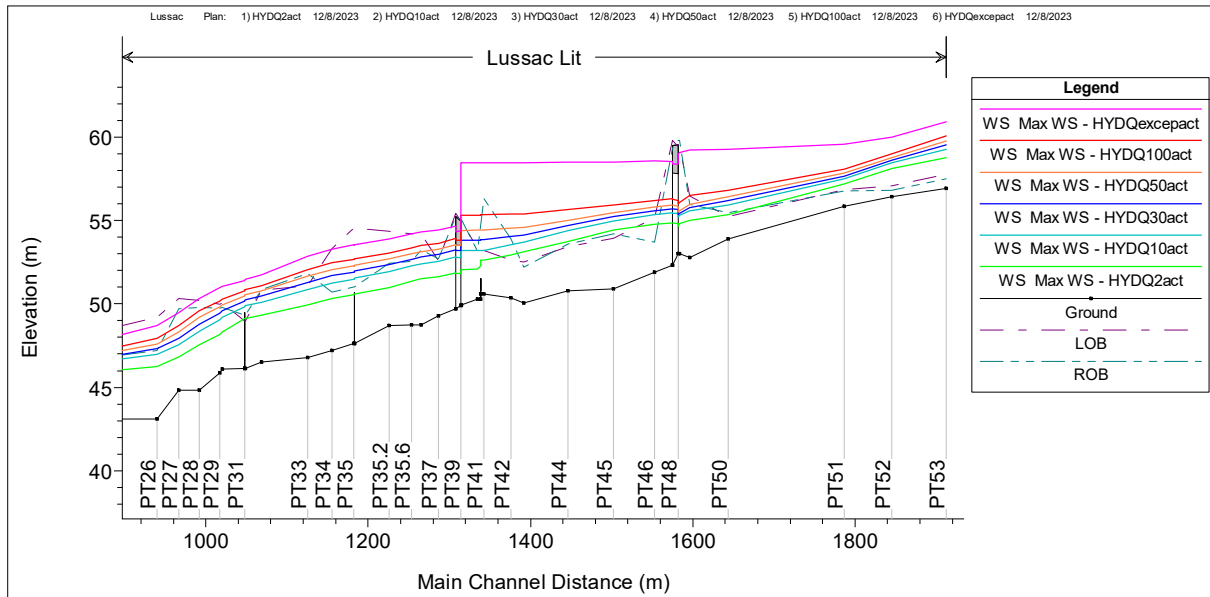
Tableau 28 : Analyse des hauteurs d'eau pour les crues simulées en situation actuelle

- L'écart entre les hauteurs d'eau moyennes pour la crue 10 ans et la crue 100 ans est de l'ordre de +1.1 m de rehausse de la ligne d'eau entre ces 2 crues ;
- Pour les crues simulées, les vitesses moyennes calculées n'excèdent pas 1.8 m/s en rive gauche, 5.6 m/s en lit mineur et 1.8 m/s en rive droite.

III.2.3. Profil en long des lignes d'eau maximales

Les profils en long des lignes d'eau maximales pour les crues simulées sont les suivants d'aval en amont :





Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 73 : Profils en long des lignes d'eau maximales en situation actuelle

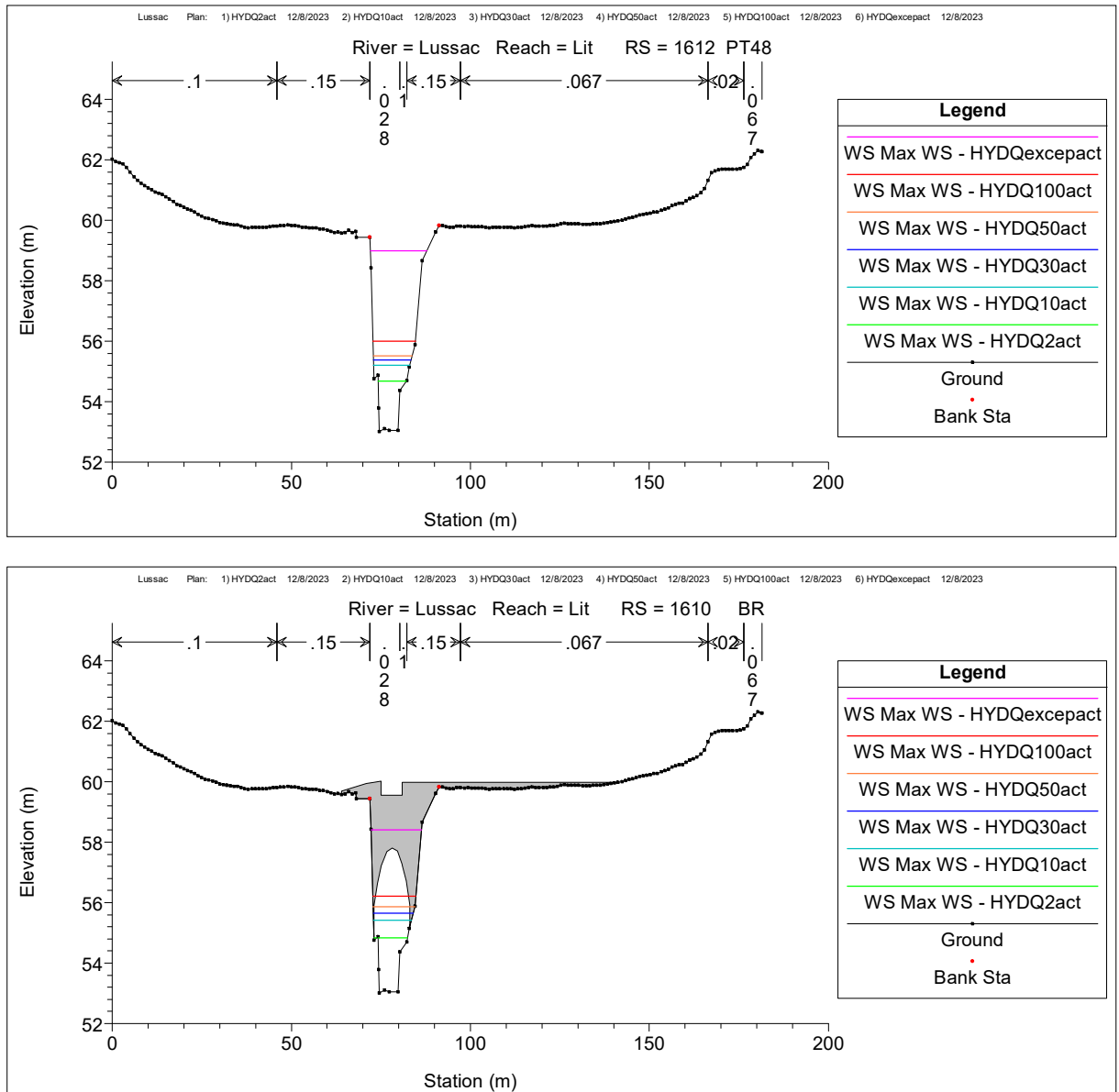
Commentaire : Les ponts des routes RD123 et RD32 sont submergés pour la crue centennale et la crue exceptionnelle. Le pont du canal d'irrigation est mis en charge pour la crue exceptionnelle.

III.2.4. Profil en travers des lignes d'eau maximales

Les profils en travers des lignes d'eau maximales pour les crues simulées sont les suivants au droit des principaux ouvrages hydrauliques sensibles pour le risque d'inondation :

i. Pont du canal d'irrigation

Il est calculé les lignes d'eau maximales en ce point singulier du modèle hydraulique :



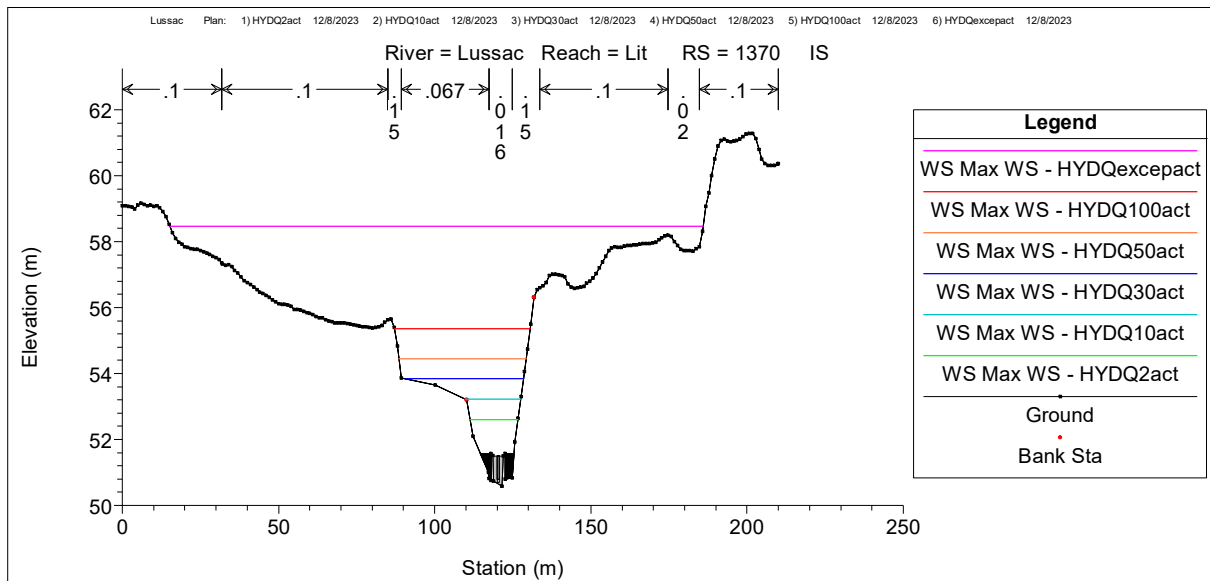
Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 74 : Profils en travers des lignes d'eau maximales en amont proche et au droit du pont du canal d'irrigation

Commentaire : Seule la crue exceptionnelle met en charge la voûte de l'ouvrage.

ii. Lavoir du ruisseau de Lussac

Il est calculé les lignes d'eau maximales en ce point singulier du modèle hydraulique :



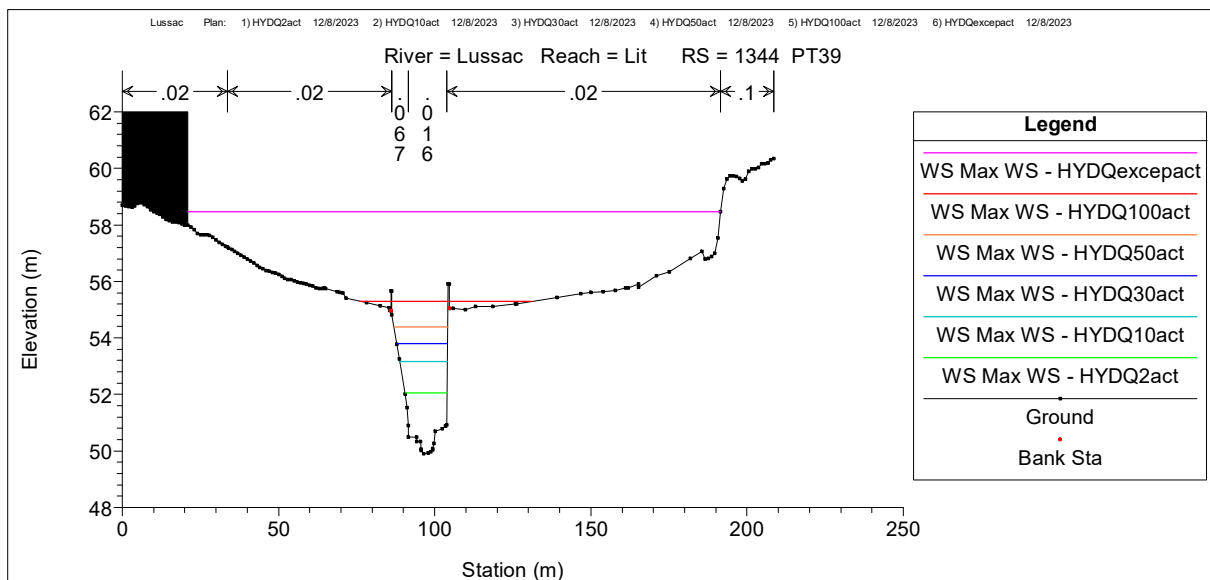
Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 75 : Profils en travers des lignes d'eau maximales au droit du lavoir

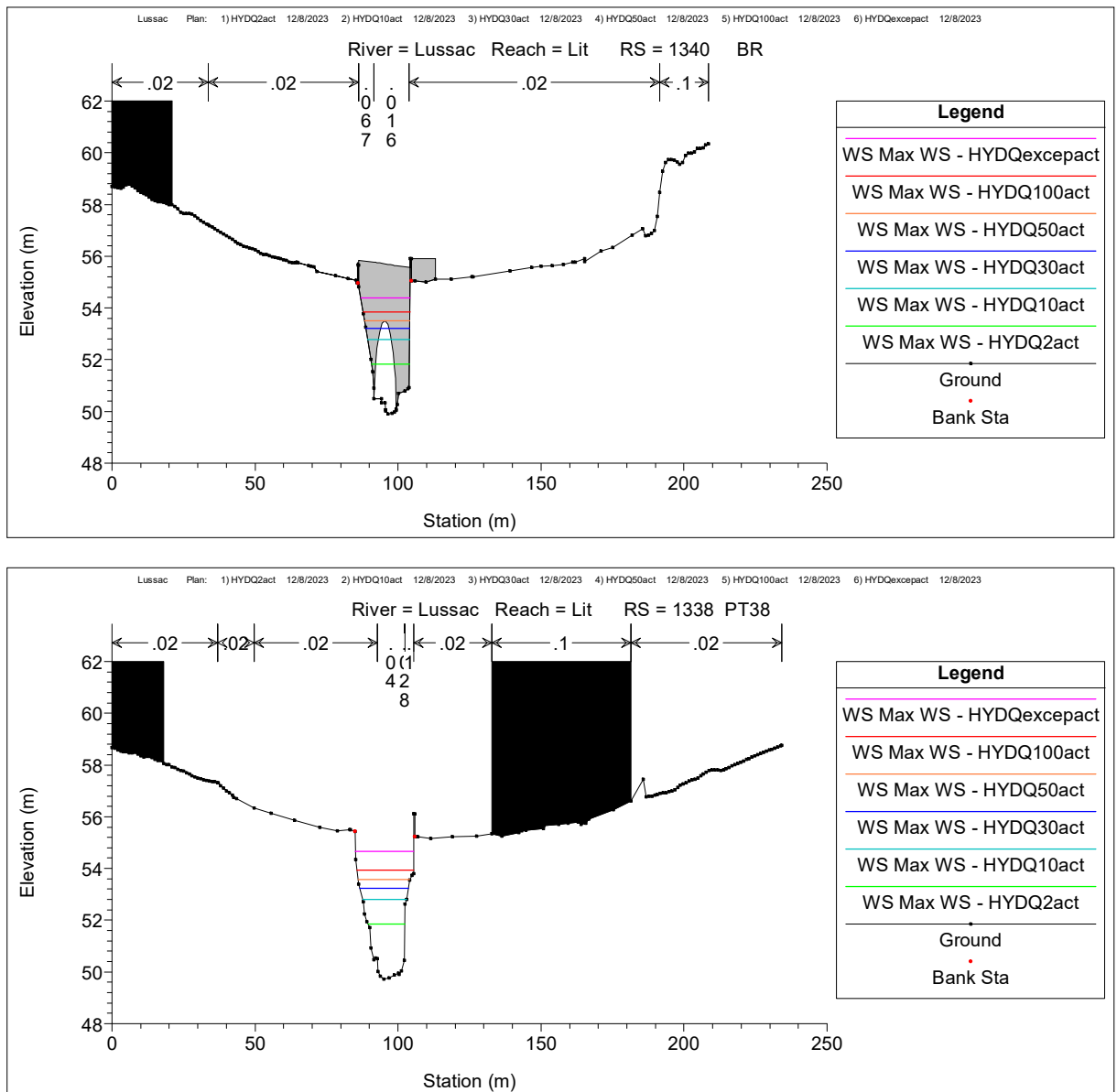
Commentaire : Toutes les crues simulées submergent l'ouvrage hydraulique du lavoir (partie en noir en fond de lit mineur).

iii. Pont de la route RD123

Il est calculé les lignes d'eau maximales en ce point singulier du modèle hydraulique :



Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle



Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

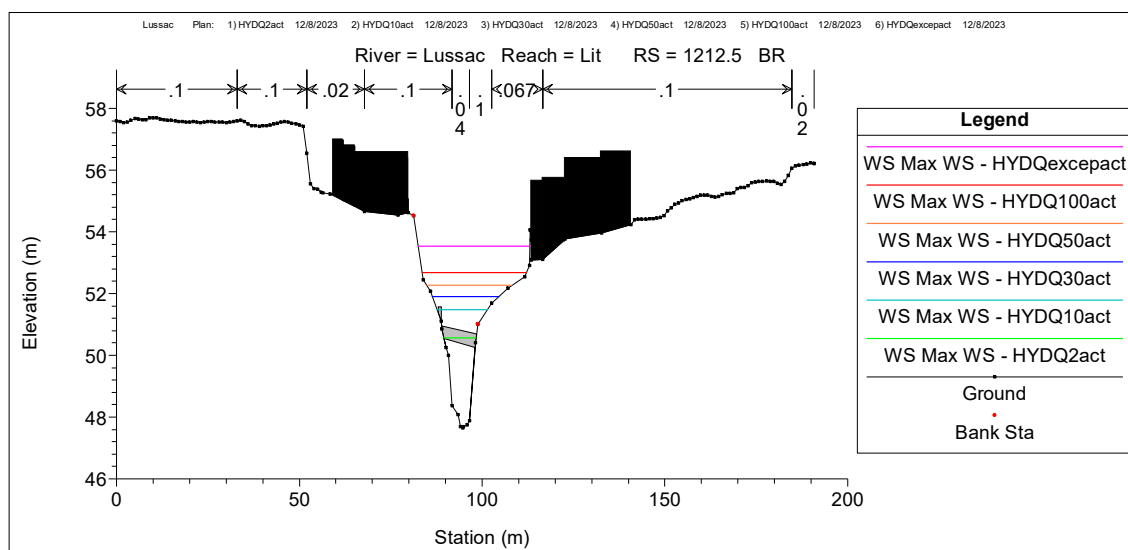
Figure 76 : Profils en travers des lignes d'eau maximales en amont proche et au droit du pont de la route RD123

Commentaires :

- Les crues centennale et exceptionnelle passent par-dessus le pont et inondent la chaussée de la route D123 ;
- En aval du pont, le lit mineur semble avoir une capacité suffisante pour transiter sans débordement les crues simulées.

iv. Ouvrage hydraulique de la conduite principale d'eaux usées

Il est calculé les lignes d'eau maximales en ce point singulier du modèle hydraulique :



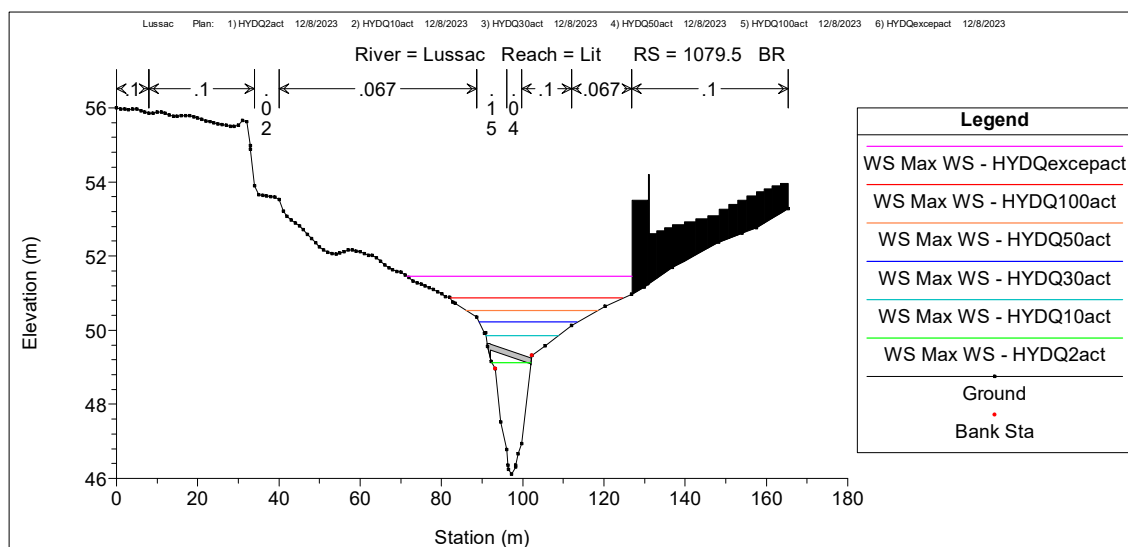
Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 77 : Profil en travers des lignes d'eau maximales au droit de la conduite principale d'eaux usées

Commentaire : Toutes les crues simulées submergent la conduite traversante. La crue de période de retour 2 ans atteint juste la conduite.

v. Ouvrage hydraulique de la conduite secondaire d'eaux usées

Il est calculé les lignes d'eau maximales en ce point singulier du modèle hydraulique :



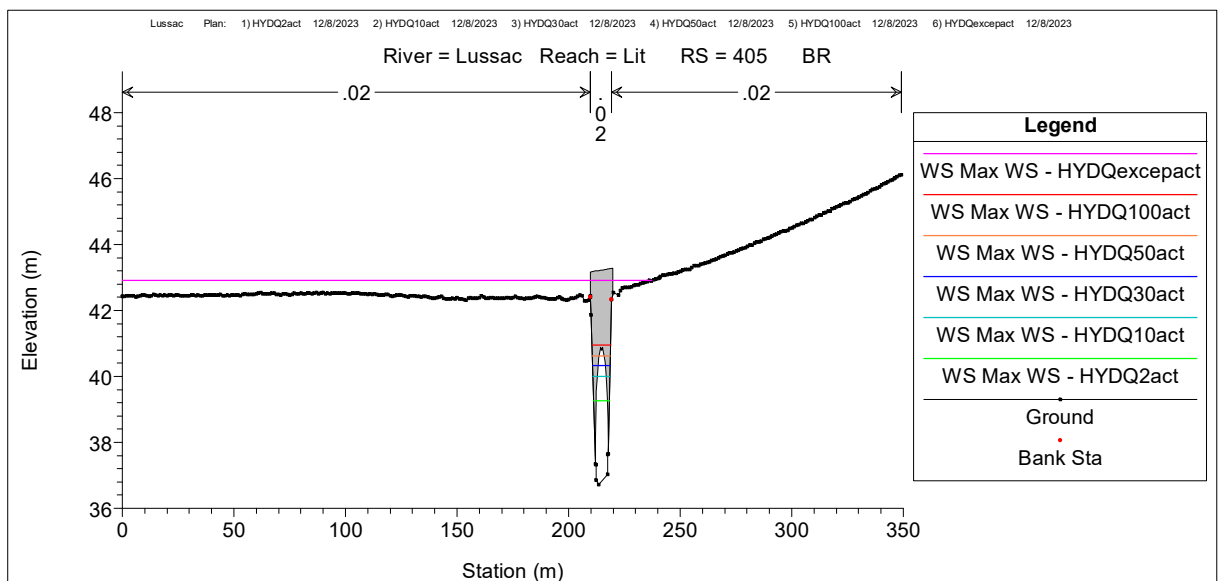
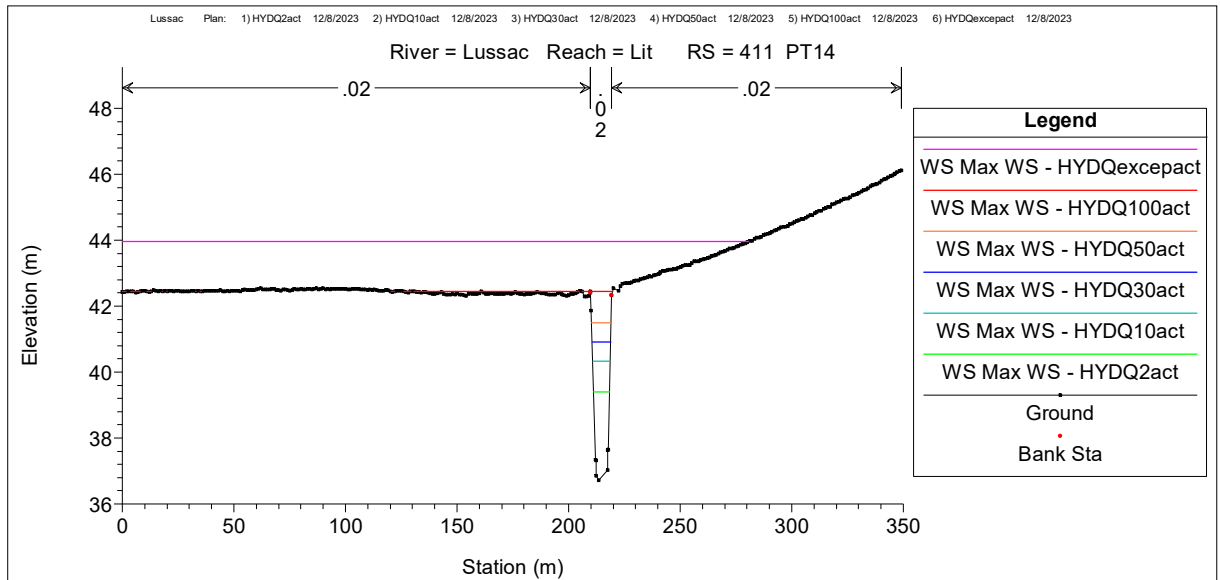
Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

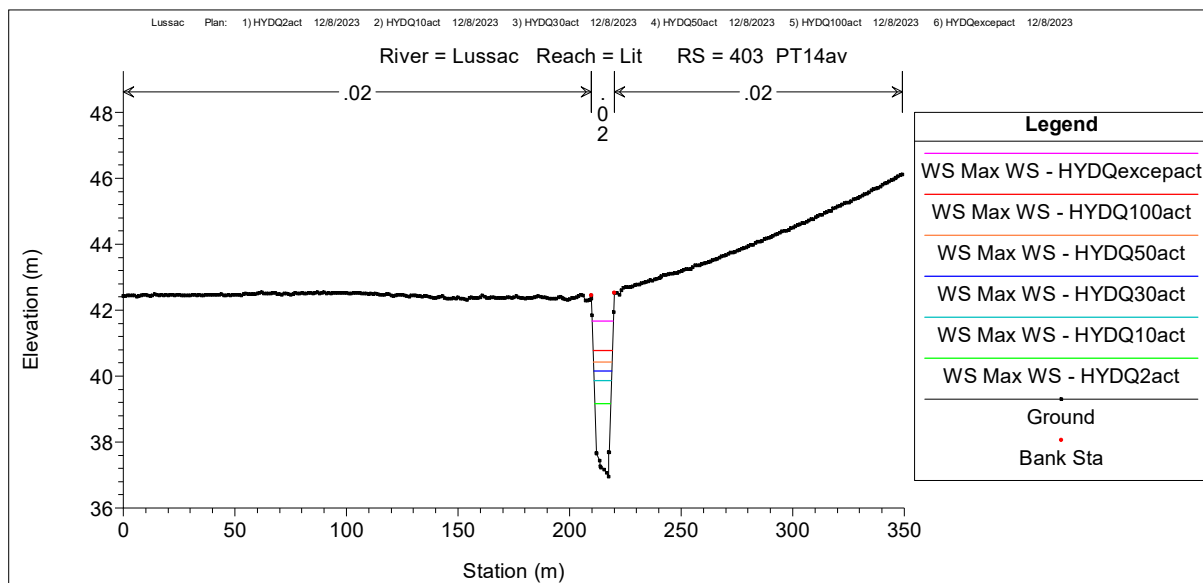
Figure 78 : Profil en travers des lignes d'eau maximales au droit de la conduite secondaire d'eaux usées

Commentaire : Toutes les crues simulées submergent la conduite traversante. La crue de période de retour 2 ans atteint juste la conduite.

vi. Pont de la route RD32

Il est calculé les lignes d'eau maximales en ce point singulier du modèle hydraulique :





Crues de période de retour 2 ans / 10 ans / 30 ans / 50 ans / 100 ans / crue exceptionnelle

Figure 79 : Profils en travers des lignes d'eau maximales en amont proche et au droit du pont de la route RD32

Commentaires :

- Les crues centennale et exceptionnelle passent par-dessus le pont et inondent la chaussée de la route D32 ;
- En aval du pont, le lit mineur semble avoir une capacité suffisante pour transiter sans débordement les crues simulées.

III.2.5. Cartographie des zones inondées en situation actuelle

En concertation avec le maître d'ouvrage, un rendu cartographique a été réalisé pour les crues simulées et la situation actuelle afin de représenter :

- L'emprise de la zone inondable ;
- Les hauteurs d'eau maximales par classe (H) ;
- Les vitesses d'écoulement maximales par classe (V) et en vectoriel (flèches définissant la direction et le sens des écoulements).

Les cartographies correspondantes figurent en **Annexe G**.

Il est proposé d'utiliser des classes de hauteurs d'eau et de vitesses d'écoulement cohérentes avec celles usuellement définies pour les Plans de Prévention du Risque Inondation (PPRi), soit a priori :

- Hauteurs d'eau maximales selon les classes suivantes : 0-0.5 / 0.5-1 / 1-2 / > 2 m ;
- Vitesses maximales selon les classes suivantes : 0-0.5 / 0.5-1 / 1-2 / > 2 m/s.

Pour chaque crue simulée, il est également reporté la cote maximale de la ligne d'eau au droit des nœuds de calcul ou profils en travers du modèle hydraulique.

Il est aussi mis en surbrillance (en **rouge** sur les cartes de hauteurs d'eau) et caractérisé les enjeux existants inondés. Ce travail d'analyse crue par crue pour la situation actuelle permet de dresser un tableau répertoriant le nombre de bâti inondé.

Il est ainsi trouvé pour les crues simulées en situation actuelle :

Crue simulée	Nombre de bâti ou d'enjeu inondé	Commentaires
2 ans	3	3 petits ouvrages hydrauliques submergés (lavoir + 2 conduites EU)
10 ans	3 1	3 petits ouvrages hydrauliques submergés (lavoir + 2 conduites EU) 1 poste de relevage des eaux usées
30 ans	3 1	3 petits ouvrages hydrauliques submergés (lavoir + 2 conduites EU) 1 poste de relevage des eaux usées
50 ans	2 +3 +1	2 bâtis à usage indifférencié 3 petits ouvrages hydrauliques submergés (lavoir + 2 conduites EU) 1 poste de relevage des eaux usées
100 ans	4 +5 +1	1 bâti à usage résidentiel 3 bâtis à usage indifférencié 5 ouvrages hydrauliques submergés (lavoir + 2 conduites EU + pont RD123 + pont RD32) 1 poste de relevage des eaux usées
Exceptionnelle	43 +5 +1	25 bâti à usage résidentiel dont 3 en usage annexe 18 bâtis à usage indifférencié ou annexe 5 ouvrages hydrauliques submergés (lavoir + 2 conduites EU + pont RD123 + pont RD32) 1 poste de relevage des eaux usées

Tableau 29 : Bâtis ou enjeux inondés pour les crues simulées en situation actuelle

Commentaires :

- Hormis en cas de dysfonctionnement d'ouvrages hydrauliques :
 - Les crues de période de retour de 2 ans à 30 ans n'inondent pas les enjeux existants recensés au cadastre ;
 - Il y a peu de bâti inondé par le ruisseau de Lussac pour les crues de période de retour 50 ans ou 100 ans. Néanmoins, les routes D123 et D32 sont coupées en cas de crue centennale au niveau des ponts qui franchissent le ruisseau de Lussac ;
 - La crue exceptionnelle touche un nombre plus important de bâti situés le long du ruisseau de Lussac dont une moitié environ à usage résidentiel (habitations) ;
- Globalement, les bâtis inondés par les crues du ruisseau de Lussac sont majoritairement des habitations ou des bâtis de type abri, garage...
- Il y a également :
 - 1 cave viticole située en aval rive gauche du pont de la route D123 ;
 - 1 poste de relevage des eaux usées situé en rive gauche en amont du pont de la route D32 (inondé à partir de la crue de période de retour 10 ans).

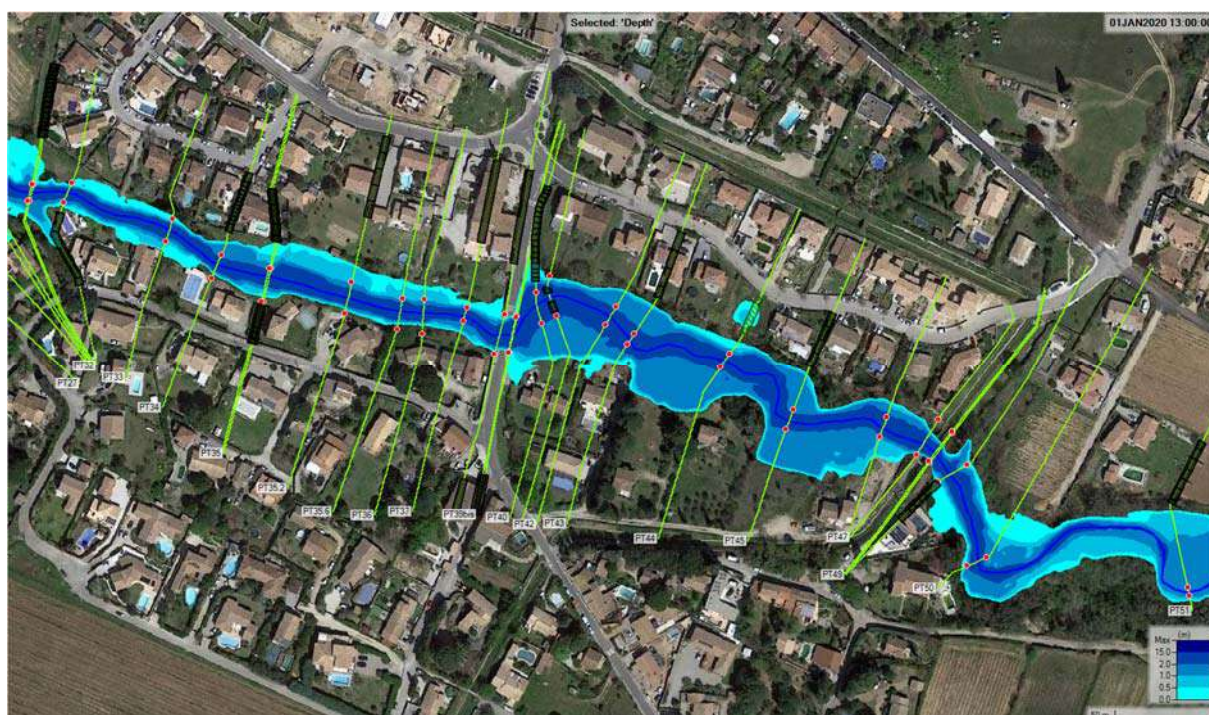
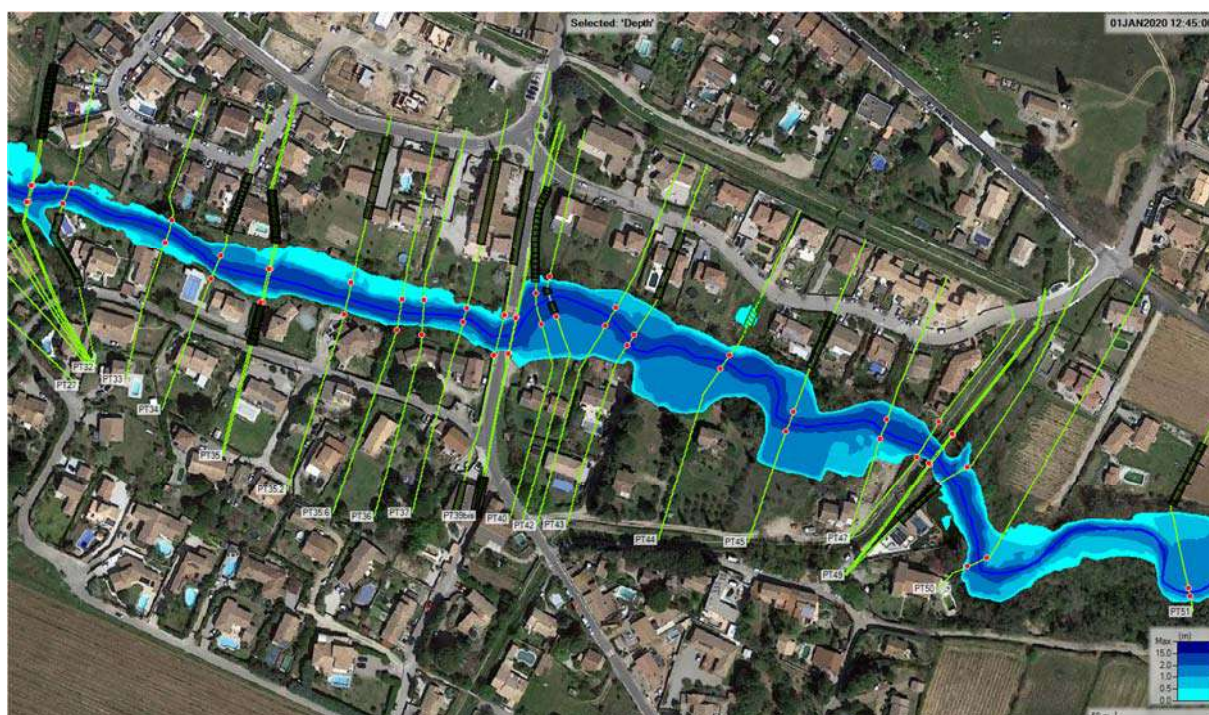
III.2.6. Déroulement de la crue centennale dans la traversée de Pouzols

Pour la crue centennale et au droit de la traversée de la zone urbaine de Pouzols, la propagation de la crue dans le temps est suivant :









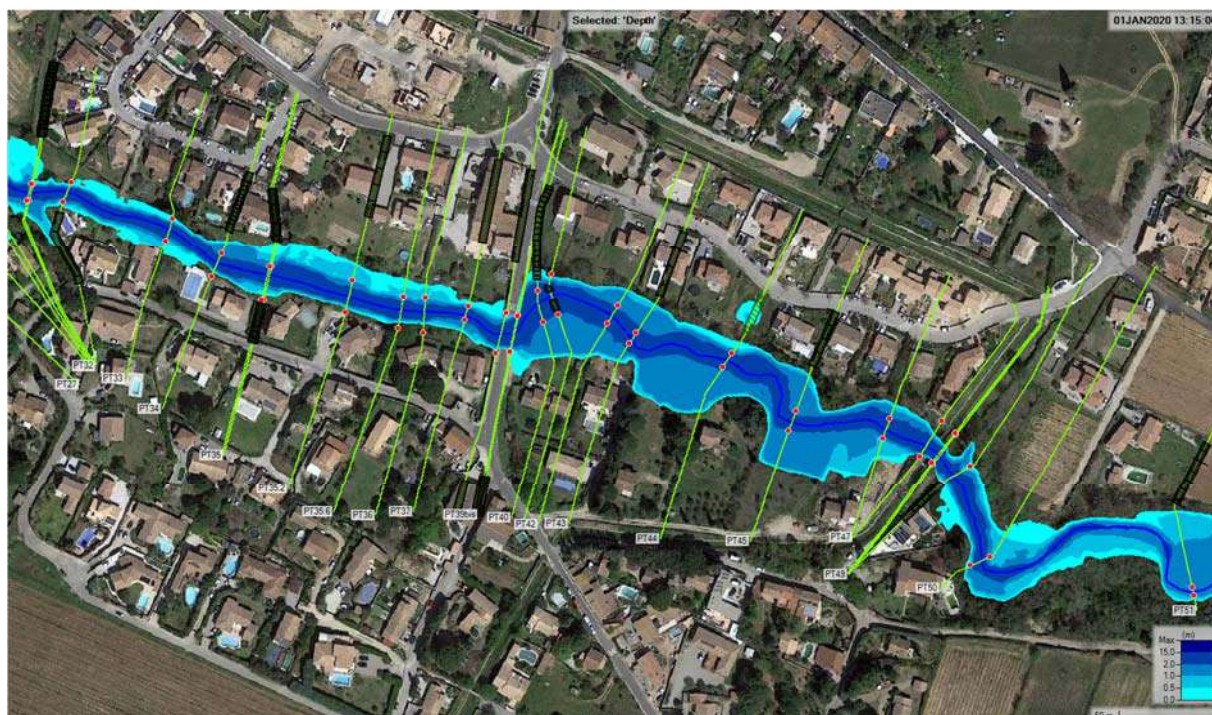








Figure 80 : Déroulement de la crue de période de retour 100 ans au droit de la traversée de la zone urbaine de Pouzols en situation actuelle

Commentaires :

- Les premiers débordements démarrent vers 11h45 ;
- La montée de crue est très rapide (1 à 2h environ) avec une pointe de crue vers 13h (maximum de la pluie vers 12h) ;
- A 18h, les écoulements sont redescendus dans le lit mineur.

III.3. COMPARAISON DES RESULTATS HYDRAULIQUES DE LA CRUE CENTENNALE AVEC LA CARTOGRAPHIE DU PPRI

La comparaison entre la zone inondable de la crue centennale en situation actuelle avec le zonage du risque d'inondation (zone inondable naturelle de risque grave) du Plan de Prévention du Risque Inondation de la Haute Vallée de l'Hérault Sud est suivant :

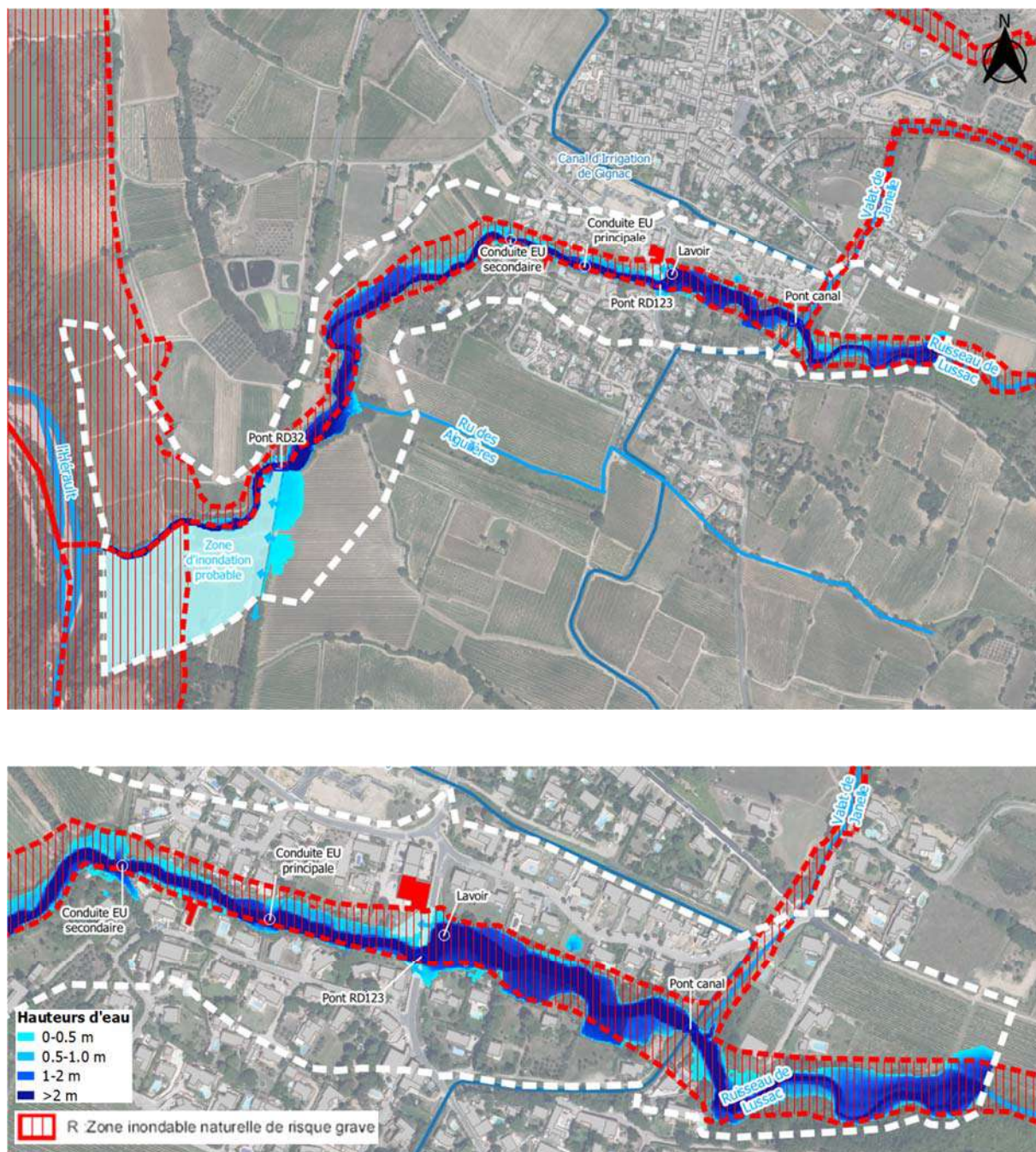


Figure 81 : Comparaison des résultats hydrauliques de la crue centennale en situation actuelle avec la cartographie du PPRI

Commentaire : Globalement, la zone inondable de la crue centennale en situation actuelle est cohérente avec le zonage de la zone inondable naturelle de risque grave du PPRI. Il y a quelques décalages liés à la précision du tracé du zonage du PPRI. Les zones inondées correspondent aux mêmes entités hydromorphologiques du lit du ruisseau de Lussac.

III.4. ANALYSE DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU RUISSEAU DE LUSSAC EN SITUATION ACTUELLE

En préambule, il est précisé que les simulations menées en situation actuelle pour les crues simulées considèrent un fonctionnement normal des ouvrages hydrauliques. Il n'est pas considéré une obstruction partielle ou complète des ouvrages en lien avec la formation possible d'embâcles durant une crue du ruisseau de Lussac. Les résultats hydrauliques présentés seraient aggravés au moins localement en cas d'un dysfonctionnement hydraulique durant la crue simulée.

En second point, il est précisé qu'il est ici simulé les conditions d'écoulement le long du ruisseau de Lussac, ce qui est l'objet de l'étude. Les problématiques liées aux ruissellements urbains ou aux affluents ne sont pas simulés dans cette modélisation hydraulique. Les rendus cartographiques précédents rendent compte des zones inondées par les débordements du ruisseau de Lussac. Il est rappelé que les principales rues descendant vers le ruisseau servent d'axes d'écoulement lors des fortes pluies (cf. témoignages suite à la crue de 2014). La majeure partie des bâtis touchés lors de cette crue ont a priori été inondés par les ruissellements dans les rues.

Globalement, à partir des résultats hydrauliques précédents, il est fait les analyses suivantes sur le fonctionnement hydraulique du ruisseau de Lussac en situation actuelle pour les crues simulées :

- En amont et au début de la traversée de la zone urbaine de Pouzols :
 - Des débordements dans la vigne en limite amont de la modélisation hydraulique sont observés pour la crue de période de retour 2 ans. Le petit lit mineur et le lit moyen sont inondés par les crues simulées. La vigne rive droite qui se trouve en amont de la première habitation est plus haute en altimétrie. Les débordements amont retournent vers les lits mineur et moyen qui se rétrécissent et prennent de la hauteur de berge ;
 - La première habitation rive droite est à une cote de terrain naturel supérieure à 60 mNGF, soit environ 2 m au-dessus de la cote d'eau de la crue centennale ;
- Aux abords du pont du canal d'irrigation :
 - La crue centennale commence à déborder sur le haut de berge dans le coude situé en amont du pont du canal d'irrigation ;
 - La crue exceptionnelle déborde dans la parcelle rive droite au droit du coude, a priori jusqu'à l'habitation en cours de construction (vigne sur photo aérienne aujourd'hui arrachée) ;
 - En rive gauche, en amont du pont, la crue centennale atteint le mur côté ruisseau de la piscine situé en amont du canal d'irrigation. L'habitation serait inondée en cas de crue exceptionnelle ;
 - Le canal d'irrigation concentre les écoulements amont au droit du pont voûté ;

- Le tirant d'air est de l'ordre de 1.7 m en crue de période de retour 100 ans sous le pont du canal d'irrigation (au point haut central de la voûte). Le crue exceptionnelle met en charge l'ouvrage ;
- Entre le pont du canal d'irrigation et le pont de la route D123 :
 - Les premiers débordements se font en rive gauche en aval du pont canal ;

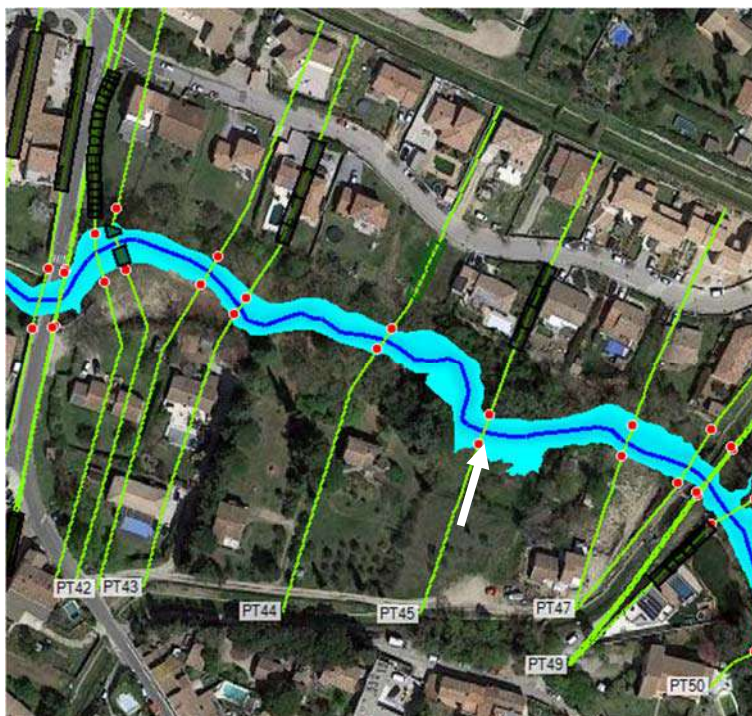


Figure 82 : Premiers débordements entre le pont canal et la pont RD123

- La crue de période de retour 2 ans déborde en ce point mais reste globalement non débordante sur le restant du linéaire ;
- La crue de période de retour 10 ans déborde en plusieurs points en rive gauche. Il y a également un débordement dans un coude rive droite (en face du point de premier débordement). Cette crue commence à remonter le long du terrain en pente en rive gauche au droit du lavoir ;
- La crue de période de retour 30 ans inonde entièrement ce terrain situé à côté du lavoir. Il y a désormais plusieurs points de débordement en rive droite. Les habitations bordant le lit mineur sur ce tronçon ne sont pas inondées ;
- Un petit bâti rive gauche est inondé pour la crue de période de retour 50 ans. La ligne d'eau maximale est à moins de 1 m de la chaussée du pont de la RD123 ;
- Pour la crue centennale, il y a peu de nouveaux points de débordement sur les berges du ruisseau de Lussac. La chaussée du pont de la route RD123 est inondée par surverse des écoulements (hauteur d'eau <0.5 m sur la chaussée). En aval du pont, les débordements retournent au lit mineur. Le bâti rive droite proche du ruisseau au droit du pont serait inondé ;
- La crue exceptionnelle est fortement bloquée par le pont voûté de la route RD123 ainsi que par les murs transversaux situés en berge. L'effet obstacle est suffisamment important pour provoquer une perte de charge de plusieurs mètres entre l'amont et l'aval du pont, sous réserve d'une résistance des murs à la poussée

des écoulements. Dans la réalité, comme lors de la crue de 2014, il est probable une rupture et un effondrement des murs transversaux avec une hauteur d'eau moindre que simulée en amont du pont, pour cette crue ;

- Entre le pont de la route D123 et la limite aval de la zone urbaine traversée de Pouzols :
 - La crue de période de retour 2 ans reste dans le lit mineur avec un faible débordement en rive droite en amont de la conduite principale d'eaux usées ;
 - Pour la crue de période de retour 10 ans, il y a également un débordement rive droite en aval de cet ouvrage puis en rive gauche au droit de l'ancien chemin descendant à un ancien gué qui se situait là où se trouve aujourd'hui l'ouvrage de franchissement d'une conduite secondaire d'eaux usées ;
 - Pour la crue centennale, les hauts de berge sont inondés. Il y a un petit bâti rive droite et une habitation rive gauche qui sont inondés. Les eaux se rapprochent de quelques habitations rive gauche ou de piscines ou de murs de propriétés rive droite ;
 - La crue exceptionnelle génère des débordements plus conséquents notamment en partie aval de ce tronçon avec plusieurs habitations ou enjeux inondés ;
 - Les vitesses d'écoulements dépassent 2 m/s dans le lit mineur, ce qui peut causer des dommages sur les ouvrages des conduites d'eaux usées traversantes. Il y a un risque de rupture des ouvrages ou des conduites. Il y a un risque de pollution probable du ruisseau de Lussac par des eaux usées (cf. observation lors de la crue de 2014 où l'ouvrage avait été endommagé avec des fuites d'eaux usées vers le ruisseau). Les ouvrages existants sont peu résistants aux écoulements. L'ouvrage en berge rive droite de la conduite principale d'eaux usées est en mauvais état. Il y a également un risque important de formation d'embâcles au droit de ces ouvrages qui sont rapidement atteint ou submergé (dès la crue de période de retour 2 ans).
- Entre la limite aval de la zone urbaine traversée de Pouzols et le pont de la route D32 :
 - Il y a déjà quelques débordements pour la crue de période de retour 2 ans, notamment en rive droite en amont de la station de relevage EU puis en rive gauche au droit du coude et du terrain rive gauche acquis par la commune pour préserver l'expansion des crues ;
 - Pour la crue de période de retour 10 ans, il y a une amplification des débordements dans le lit moyen depuis l'amont de la station de relevage EU jusqu'au pont de la route D32. Les installations de la station de relevage EU sont légèrement inondées ;
 - Pour la crue centennale, les écoulements restent globalement dans ce lit moyen sauf en amont du pont de la route D32 où des débordements principalement rive gauche inondent le bas de la vigne et submergent la chaussée de la route D32. Les hauteurs d'eau dans la vigne et sur la route restent inférieures à 0.5 m ;
 - Le phénomène d'érosion dans le fort coude en amont du pont est important à cause de vitesses d'écoulement importantes dans le lit à l'approche du pont (concentration des écoulements avec forte vitesse en sortie du pont, cf. ci-après). Cela a été suffisant pour détruire le parement maçonné lors de la crue de 2014 ;
 - En crue exceptionnelle, le phénomène d'inondation est augmenté avec des débordements plus importants qui partent vers le Sud le long de la route D32 ;
- Entre le pont de la route D32 et la confluence avec l'Hérault (limite aval de la modélisation) :
 - Jusqu'à la crue centennale, les écoulements restent dans le lit mineur et moyen qui est profond et plus ou moins large ;
 - Les vitesses d'écoulement dépassent 4 m/s en sortie du pont de la route D32 ;

- Les débordements sur la chaussée de la route D32 partent vers le Sud ou traversent les vignes et terrains situés en rive gauche du ruisseau de Lussac ;
- Pour la crue exceptionnelle, des débordements sur les rives gauche et droite apparaissent avant la confluence avec l'Hérault. Ces débordements rejoignent le fleuve Hérault à travers les vignes.

III.5. IDENTIFICATION DES POINTS NOIRS HYDRAULIQUES

Globalement, l'analyse du fonctionnement hydraulique du ruisseau de Lussac et de ses ouvrages pour les crues simulées permet d'identifier les points noirs hydrauliques ou problématiques pour la gestion du risque inondation en période de crue.

Il peut ainsi être résumé les problématiques identifiées ou observations sur le fonctionnement hydraulique suivantes d'amont en aval dans la zone d'étude :

Localisation	Problématiques identifiées ou observations sur le fonctionnement hydraulique
Pont du canal d'irrigation	• Tirant d'air de l'ordre de 1.7 m en crue de période de retour 100 ans • Mise en charge de la voûte pour la crue exceptionnelle • Risque modéré de formation d'embâcles • Fuite de l'ouvrage et des organes de contrôle qui alimente en eau du canal le ruisseau de Lussac, notamment à l'étiage • Risque de transmission d'espèces invasives du canal vers le ruisseau
Pont RD123	• Mise en charge possible de la voûte du pont au-delà d'une crue de période de retour 10 ans • Surverse de la chaussée de la route pour la crue de période de retour 100 ans et la crue exceptionnelle • Engouffrement amont (2 coudes inversés $\approx 90^\circ$ et à petit rayon de courbure) favorisant le risque de dysfonctionnement hydraulique et d'endommagement de l'ouvrage • Risque important de formation d'embâcles aggravant la surverse de l'ouvrage • Coupure d'un axe de circulation important pour la gestion des secours • Quelques habitations ou bâtis proches inondables pour la crue centennale
Ouvrage de franchissement de la conduite principale EU	• Risque de mise en charge ou de surverse dès la crue de période de retour 2 ans • Risque important de formation d'embâcles • Ouvrage peu résistant aux forts écoulements • Risque de pollution du ruisseau par les eaux usées en cas de rupture ou fuite de la conduite traversante

Ouvrage de franchissement de la conduite secondaire EU	• Risque de mise en charge ou de surverse dès la crue de période de retour 2 ans • Risque important de formation d'embâcles • Ouvrage peu résistant aux forts écoulements • Risque de pollution du ruisseau par les eaux usées en cas de rupture ou fuite de la conduite traversante
Poste de relevage EU	• Risque d'inondation dès la crue de période de retour 10 ans • Risque de pollution du ruisseau par les eaux usées en cas d'arrêt de la station de relevage à cause de son inondation
Pont RD32	• Mise en charge possible de la voûte du pont au-delà d'une crue de période de retour 10 ans • Surverse de la chaussée de la route pour la crue de période de retour 100 ans et la crue exceptionnelle • Engouffrement amont (coude $>90^\circ$ et à faible rayon de courbure) favorisant le risque d'érosion sur la berge rive gauche en amont du pont et le risque de dysfonctionnement hydraulique et d'endommagement de l'ouvrage • Risque important de formation d'embâcles aggravant la surverse de l'ouvrage • Coupure d'un axe de circulation important pour la gestion des secours
Hors du lit mineur du ruisseau de Lussac	
Affluent du Valat de Janelle	Débordement sur voirie en amont de la confluence avec le ruisseau de Lussac
Ruissellement pluvial	Ecoulement sur voirie des rues et de la RD123 des apports des sous bassins versants (Lsbv03b, Lsbv06 et Lsbv05)

Tableau 30 : Points noirs hydrauliques le long du ruisseau de Lussac

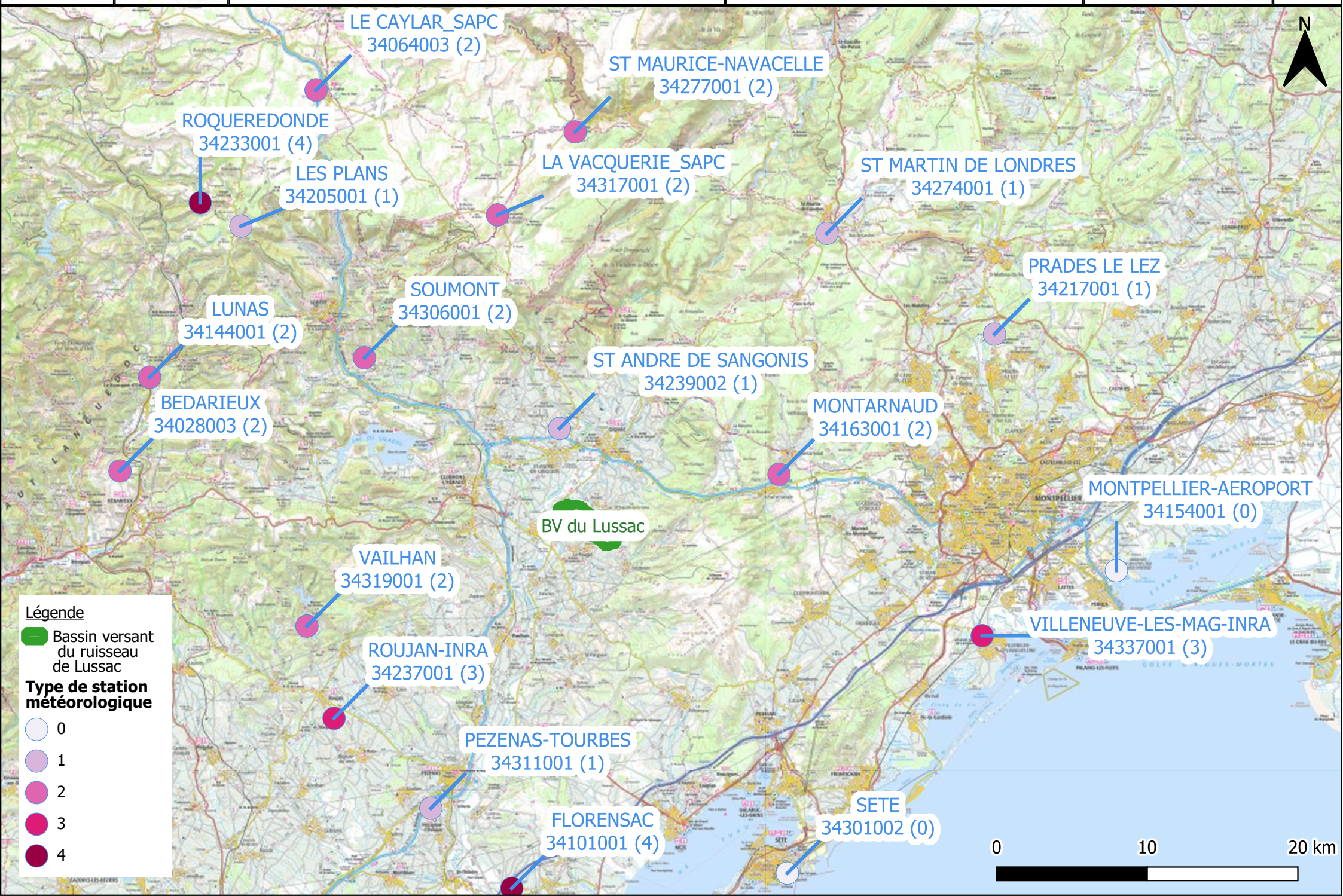
IV. Conclusion

L'analyse hydrologique et la modélisation hydraulique des crues du ruisseau de Lussac permettent d'identifier les points problématiques pour la gestion du risque d'inondation le long du ruisseau et en particulier dans la traversée de la zone urbaine de Pouzols (cf. tableau ci-avant).

Les propositions de solution d'aménagement de la phase 3 devront en priorité être axées sur ces points noirs hydrauliques afin d'améliorer le fonctionnement hydraulique global du ruisseau de Lussac en période de crue et de mieux protéger les personnes et les biens contre le risque d'inondation.

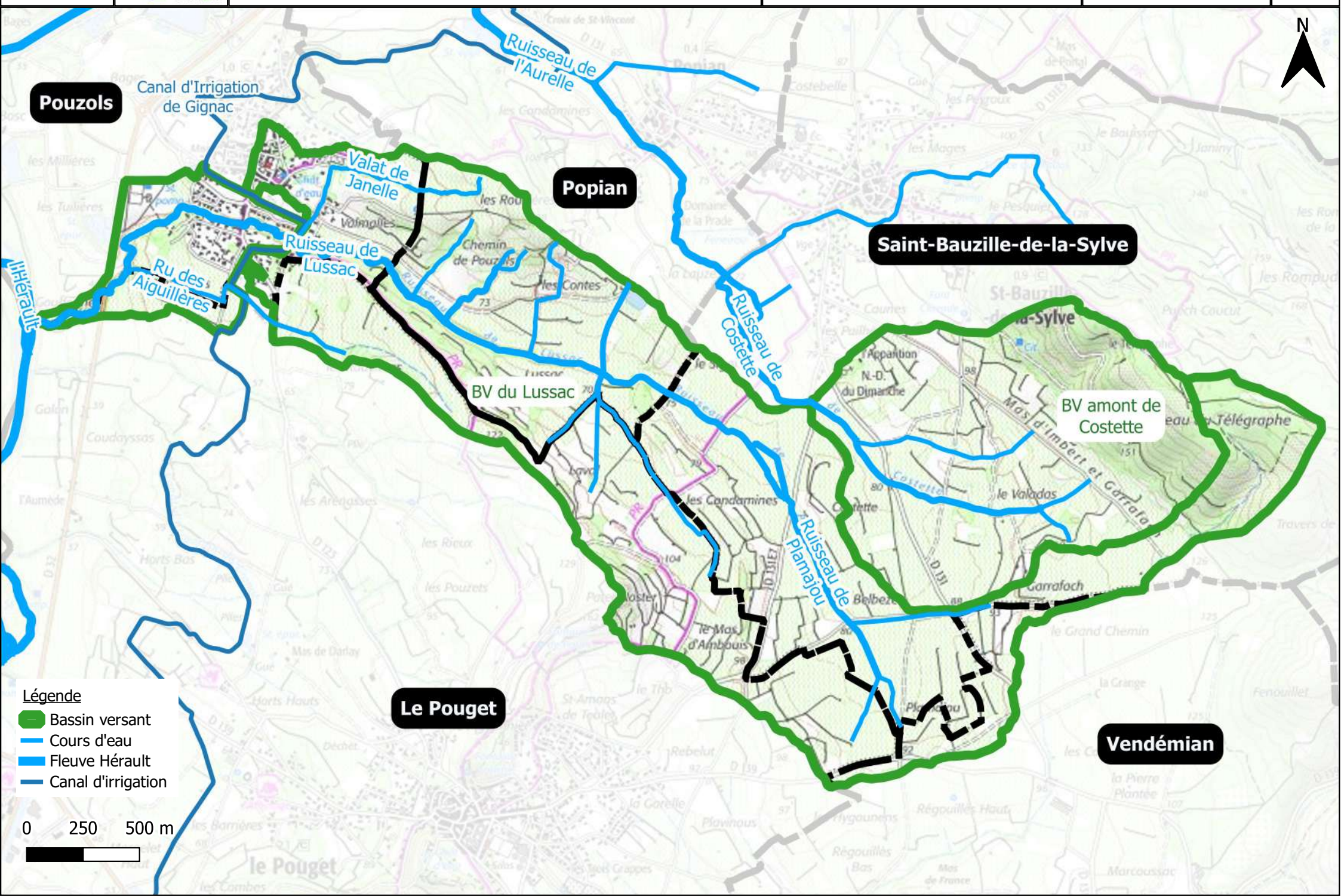
Annexe A : Localisation des stations Météo-France proche du bassin versant du ruisseau du Lussac





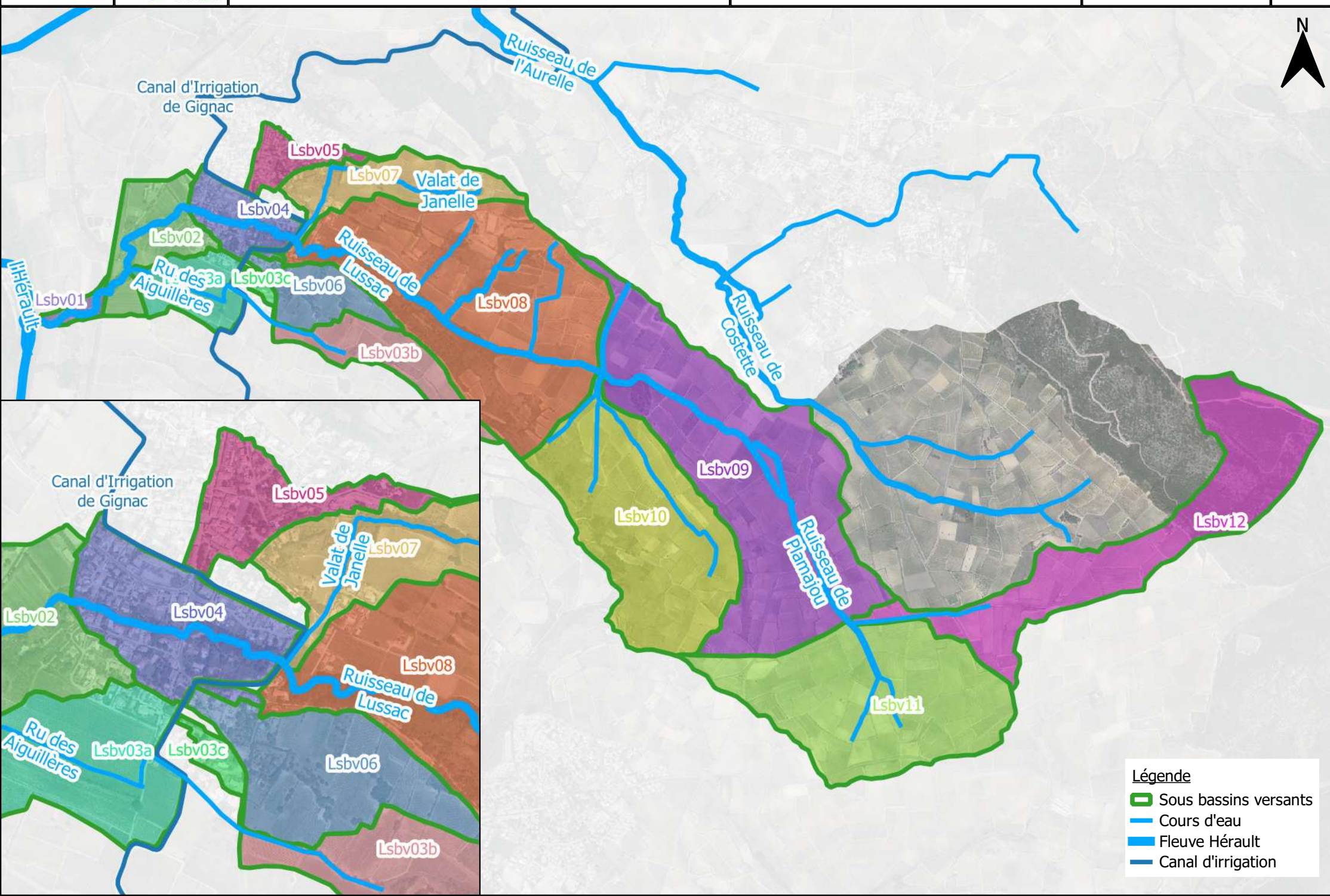
Annexe B : Découpage des bassins versants du ruisseau de Lussac et du ruisseau amont de Costette





Annexe C : Découpage des sous bassins versants du ruisseau de Lussac





Annexe D : Formules de calcul du temps de concentration



Formule de Kirpich

Cette méthode a été développée en 1940 aux USA à partir des données de 6 bassins versants du Tennessee, de surfaces inférieures à 45 ha, de couvert forestier compris entre 0 à 56 %. Cette méthode a donné de bonnes estimations des valeurs moyennes du temps de concentration sur 96 bassins versants au Texas (milieu urbain, surface allant de 80 à 44030 ha, pente de 0.2 à 2%). Elle a tendance à sous-estimer le temps de concentration dans les bassins peu pentus. Elle est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0.4 à 80 ha et avec une pente moyenne comprise entre 3% et 12% pour des sols argileux.

Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = \frac{0.000325 * L^{0.77}}{p^{0.385}} * 60$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (min) ;
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (m) ;
- p : Pente longitudinale moyenne du bassin versant (m/m).

Formule de Passini

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie est supérieure à 40 km².

Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{A * L}}{\sqrt{p}} * 60$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (min) ;
- A : Surface du bassin versant (km²) ;
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (km) ;
- p : Pente longitudinale moyenne sur le plus long cheminement (m/m).

Formule de Ventura

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie est supérieure à 10 km² et avec une pente faible.

Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.1272 * \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{p}} * 60$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (min) ;
- A : Surface du bassin versant (km²) ;

- p : Pente longitudinale moyenne sur le plus long cheminement (m/m).

Formule de Sogreah

Cette méthode est adaptée aux bassins versants semi-ruraux.

Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.0143 * S^{0.35} * C^{-0.5} * p^{-0.5} * 60$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (min) ;
- S : Surface du bassin versant (ha) ;
- C : Coefficient de ruissellement (compris entre 0 et 1) ;
- p : Pente longitudinale moyenne sur le plus long cheminement (m/m).

Formule SCS Lag

The SCS method for watershed lag was developed by Mockus in 1961. It spans a broad set of conditions ranging from heavily forested watersheds with steep channels and a high percent of runoff resulting from subsurface flow, to meadows providing a high retardance to surface runoff, to smooth land surfaces and large paved areas.

$$L = \frac{\ell^{0.8} (S+1)^{0.7}}{1,900Y^{0.5}} \quad (\text{eq. 15-4a})$$

Applying equation 15-3, $L=0.6T_c$, yields:

$$T_c = \frac{\ell^{0.8} (S+1)^{0.7}}{1,140Y^{0.5}} \quad (\text{eq. 15-4b})$$

where:

L = lag, h

T_c = time of concentration, h

ℓ = flow length, ft

Y = average watershed land slope, %

S = maximum potential retention, in

$$= \frac{1,000}{cn'} - 10$$

where:

cn' = the retardance factor

Formule de Bressand Golossof

$$T_c = L/V*60$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (min) ;
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (m) ;
- V : Vitesse moyenne des écoulements (m/s).

Pour les petits bassins de surface S inférieure ou égale à 20 km² et de pente moyenne d'écoulement p :

- pour $p < 1\%$: $V = 1$ m/s ;
- pour $1\% < p < 10\%$: $V = 1 + (p-1)/9$ avec p exprimé en % et V en m/s ;
- pour $10\% < p$: $V = 2$ m/s ;

Formule de Bransby Williams

La formule de Bransby Williams a été développée en 1922 pour prévenir les inondations en Inde (bassins versants de 850 à 1500 ha, de pente 1 à 10% et de coefficient de ruissellement supérieur à 40%). Elle est basée sur l'hypothèse que le bassin versant a une forme ronde.

Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = \frac{0.00095 * L}{p^{0.2} * S^{0.1}} * 60$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (min) ;
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (m) ;
- S : Surface du bassin versant (ha) ;
- p : Pente longitudinale moyenne sur le plus long cheminement (%).

Formule de Johnstone et Cross

Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 5.66 * \sqrt{\frac{L}{p}}$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (min) ;
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (km) ;
- p : Pente longitudinale moyenne sur le plus long cheminement (m/m).

Formule de Giandotti

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie est supérieure à 100 km².

Le temps de concentration est calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{\sqrt{H}} * 60$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (min) ;
- A : Surface du bassin versant (km²) ;
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (km) ;
- H : Différence d'altitude entre l'amont et l'aval du bassin versant (m), souvent pris égale à p*(1000*L) avec p : pente longitudinale moyenne des écoulements (m/m).

Formule de Lefort

Figurant dans le guide méthodologique pour la gestion des eaux pluviales dans l'Hérault – DDTM34, cette formule a été établie par Philippe Lefort à partir d'une relation d'Askew. Cette formule a été utilisée pour l'étude des dimensionnements des ouvrages hydrauliques de franchissement du TGV Méditerranée (Astier et al., 1993).

Elle s'écrit :

$$T_c = 1.8 * L^{0.6} * p^{-0.33} * R_m^{-0.23} * 60$$

$$R_m = 0.8 * (P_j - P_0)$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (min) ;
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique (km) ;
- p : Pente longitudinale moyenne sur le plus long cheminement (m/m).
- R_m : Ruissellement (mm) (≥ 1) ;
- P_j : Pluie journalière pour la période de retour considérée ;
- P_0 : Seuil de rétention initial des sols (mm).

Couvert	Morphologie	Pente (%)	Nature du sol		
			Sableux	Limoneux	Argileux compact
boisé	plat	0 – 5	90	65	50
	ondulé	5 – 10	75	55	35
	pentu	10 – 30	60	45	25
prairie	plat	0 – 5	85	60	50
	ondulé	5 – 10	80	50	30
	pentu	10 – 30	70	40	25
culture	plat	0 – 5	65	35	25
	ondulé	5 – 10	50	25	10
	pentu	10 – 30	35	10	0

Tableau n° 4 : Seuils de ruissellement P_n en mm (d'après Astier et al. 1993)

Formule de Richards

Cette formule est donnée par:

$$\frac{tc^3}{tc + 1} = 9.8 \frac{K}{C R} \frac{L^2}{p}$$

où

tc = temps de concentration en heures .

K = coefficient fonction du produit CR ,

L = longueur du cheminement hydraulique en km,

$R = H + H/tc$ (H = hauteur d'eau tombée en mm

pendant la durée tc en heures),

C = le coefficient de ruissellement du bassin,

P = la pente du bassin versant.

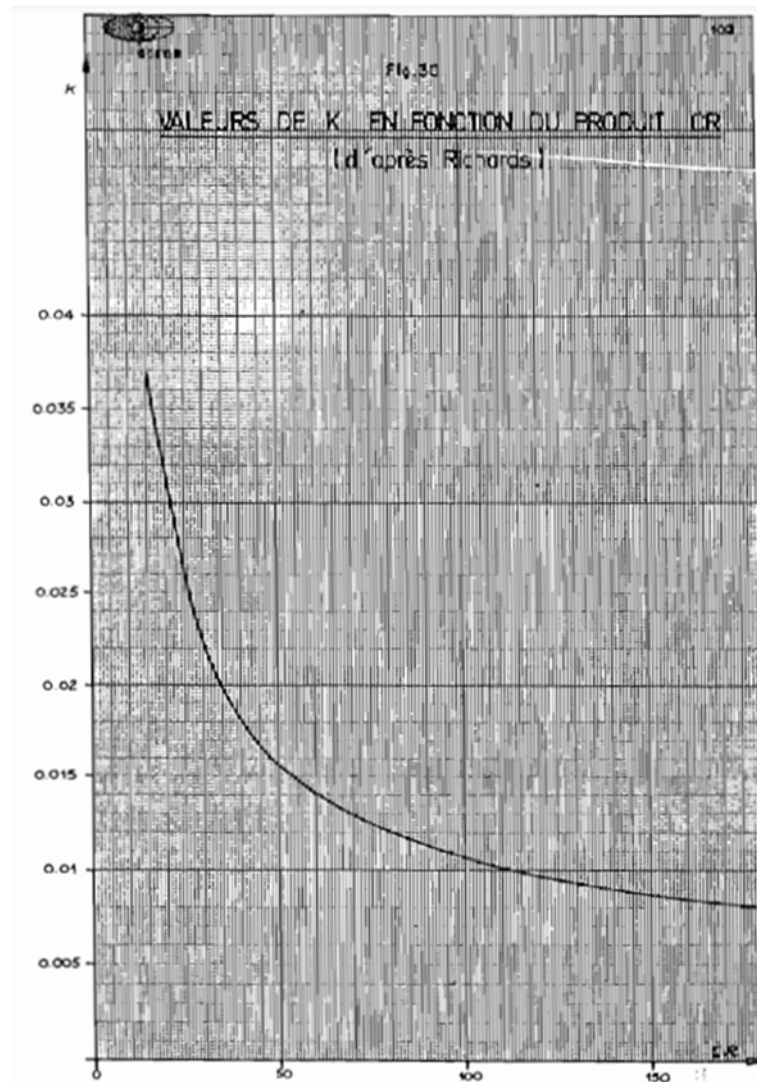


figure 2.4 Valeurs de K en fonction du produit CR (d'après RICHARDS);

Annexe E : Tables usuelles de détermination du Curve Number (CN)

Source : Urban Hydrology for Small Watersheds TR-55, USDA, 1986

HSG	Soil textures
A	Sand, loamy sand, or sandy loam
B	Silt loam or loam
C	Sandy clay loam
D	Clay loam, silty clay loam, sandy clay, silty clay, or clay

Table 2-2a Runoff curve numbers for urban areas ^{1/}

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area ^{2/}	A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas (vegetation established)</i>					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ^{3/} :					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) ^{4/}		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acres	12	46	65	77	82
<i>Developing urban areas</i>					
Newly graded areas					
(pervious areas only, no vegetation) ^{5/}		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table 2-2c).					

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.

² The average percent impervious area shown was used to develop the composite CN's. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a CN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition. CN's for other combinations of conditions may be computed using figure 2-3 or 2-4.

³ CN's shown are equivalent to those of pasture. Composite CN's may be computed for other combinations of open space cover type.

⁴ Composite CN's for natural desert landscaping should be computed using figures 2-3 or 2-4 based on the impervious area percentage (CN = 98) and the pervious area CN. The pervious area CN's are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.

⁵ Composite CN's to use for the design of temporary measures during grading and construction should be computed using figure 2-3 or 2-4 based on the degree of development (impervious area percentage) and the CN's for the newly graded pervious areas.

Etude de modélisation hydraulique du bassin versant du Lussac

Table 2-2b Runoff curve numbers for cultivated agricultural lands ^{1/}

Cover description			Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Treatment ^{2/}	Hydrologic condition ^{3/}	A	B	C	D
Fallow	Bare soil	—	77	86	91	94
	Crop residue cover (CR)	Poor	76	85	90	93
		Good	74	83	88	90
Row crops	Straight row (SR)	Poor	72	81	88	91
		Good	67	78	85	89
	SR + CR	Poor	71	80	87	90
		Good	64	75	82	85
	Contoured (C)	Poor	70	79	84	88
		Good	65	75	82	86
	C + CR	Poor	69	78	83	87
		Good	64	74	81	85
	Contoured & terraced (C&T)	Poor	66	74	80	82
		Good	62	71	78	81
Small grain	SR	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	SR + CR	Poor	64	75	83	86
		Good	60	72	80	84
	C	Poor	63	74	82	85
		Good	61	73	81	84
	C + CR	Poor	62	73	81	84
		Good	60	72	80	83
	C&T	Poor	61	72	79	82
		Good	59	70	78	81
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	SR	Poor	66	77	85	89
		Good	58	72	81	85
	C	Poor	64	75	83	85
		Good	55	69	78	83
	C&T	Poor	63	73	80	83
		Good	51	67	76	80

¹ Average runoff condition, and $I_a=0.2S$

² Crop residue cover applies only if residue is on at least 5% of the surface throughout the year.

³ Hydraulic condition is based on combination factors that affect infiltration and runoff, including (a) density and canopy of vegetative areas, (b) amount of year-round cover, (c) amount of grass or close-seeded legumes, (d) percent of residue cover on the land surface (good $\geq 20\%$), and (e) degree of surface roughness.

Poor: Factors impair infiltration and tend to increase runoff.

Good: Factors encourage average and better than average infiltration and tend to decrease runoff.

Table 2-2c Runoff curve numbers for other agricultural lands ^{1/}

Cover description			Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type		Hydrologic condition	A	B	C	D
Pasture, grassland, or range—continuous forage for grazing. ^{2/}		Poor	68	79	86	89
		Fair	49	69	79	84
		Good	39	61	74	80
Meadow—continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay.		—	30	58	71	78

Brush—brush-weed-grass mixture with brush the major element. ^{3/}	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77
	Good	30 ^{4/}	48	65	73
Woods—grass combination (orchard or tree farm). ^{5/}	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
	Good	32	58	72	79
Woods. ^{6/}	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
	Good	30 ^{4/}	55	70	77
Farmsteads—buildings, lanes, driveways, and surrounding lots.	—	59	74	82	86

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.

² *Poor*: <50% ground cover or heavily grazed with no mulch.

Fair: 50 to 75% ground cover and not heavily grazed.

Good: > 75% ground cover and lightly or only occasionally grazed.

³ *Poor*: <50% ground cover.

Fair: 50 to 75% ground cover.

Good: >75% ground cover.

⁴ Actual curve number is less than 30; use CN = 30 for runoff computations.

⁵ CN's shown were computed for areas with 50% woods and 50% grass (pasture) cover. Other combinations of conditions may be computed from the CN's for woods and pasture.

⁶ *Poor*: Forest litter, small trees, and brush are destroyed by heavy grazing or regular burning.

Fair: Woods are grazed but not burned, and some forest litter covers the soil.

Good: Woods are protected from grazing, and litter and brush adequately cover the soil.

Table 2-2d Runoff curve numbers for arid and semiarid rangelands ^{1/}

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Hydrologic condition ^{2/}	A ^{3/}	B	C	D
Herbaceous—mixture of grass, weeds, and low-growing brush, with brush the minor element.	Poor		80	87	93
	Fair		71	81	89
	Good		62	74	85
Oak-aspen—mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush.	Poor		66	74	79
	Fair		48	57	63
	Good		30	41	48
Pinyon-juniper—pinyon, juniper, or both; grass understory.	Poor		75	85	89
	Fair		58	73	80
	Good		41	61	71
Sagebrush with grass understory.	Poor		67	80	85
	Fair		51	63	70
	Good		35	47	55
Desert shrub—major plants include saltbush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, palo verde, mesquite, and cactus.	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$. For range in humid regions, use table 2-2c.

² *Poor*: <30% ground cover (litter, grass, and brush overstory).

Fair: 30 to 70% ground cover.

Good: > 70% ground cover.

³ Curve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

Annexe F : Résultats hydrauliques en situation actuelle pour les crues simulées



N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
		(m3/s)	(mNGF)	(mNGF)		(m/s)	(m/s)	(m/s)
1942	HYDQ2act	18.52	58.77	56.95	1.82	0.5	2.58	0.57
1942	HYDQ10act	35.37	59.28	56.95	2.33	0.57	2.69	0.8
1942	HYDQ30act	46.26	59.54	56.95	2.59	0.52	2.7	0.89
1942	HYDQ50act	57.26	59.78	56.95	2.83	0.46	2.75	0.96
1942	HYDQ100act	73.37	60.09	56.95	3.14	0.5	2.76	1.02
1942	HYDQexcepact	132.06	60.93	56.95	3.98	0.64	3.07	1.15
1875	HYDQ2act	18.52	58.12	56.43	1.69	0.47	2.55	0.61
1875	HYDQ10act	35.36	58.45	56.43	2.02	0.67	3.56	0.91
1875	HYDQ30act	46.24	58.62	56.43	2.19	0.78	4.08	1.07
1875	HYDQ50act	57.25	58.78	56.43	2.35	0.86	4.51	1.21
1875	HYDQ100act	73.37	59	56.43	2.57	0.97	5.06	1.38
1875	HYDQexcepact	127.31	60	56.43	3.57	1.12	5.61	1.44
1816	HYDQ2act	18.51	57.2	55.84	1.36	0.3	2.61	0.57
1816	HYDQ10act	35.33	57.51	55.84	1.67	0.43	2.99	0.73
1816	HYDQ30act	46.22	57.67	55.84	1.83	0.5	3.16	0.82
1816	HYDQ50act	57.22	57.84	55.84	2	0.55	3.27	0.88
1816	HYDQ100act	73.23	58.07	55.84	2.23	0.61	3.38	0.95
1816	HYDQexcepact	124.27	59.57	55.84	3.73	0.49	2.5	0.77
1674	HYDQ2act	18.47	55.34	53.89	1.45	0.08	1.69	
1674	HYDQ10act	35.28	55.94	53.89	2.05	0.26	1.99	0.25
1674	HYDQ30act	46.14	56.19	53.89	2.3	0.32	2.18	0.43
1674	HYDQ50act	57.11	56.42	53.89	2.53	0.37	2.33	0.55
1674	HYDQ100act	72.84	56.83	53.89	2.94	0.41	2.38	0.67
1674	HYDQexcepact	123.44	59.29	53.89	5.4	0.32	1.72	0.53
1626	HYDQ2act	18.47	55.01	52.79	2.22		0.99	
1626	HYDQ10act	35.25	55.59	52.79	2.8		1.28	
1626	HYDQ30act	46.14	55.79	52.79	3		1.5	
1626	HYDQ50act	56.91	55.97	52.79	3.18		1.69	0.02
1626	HYDQ100act	72.68	56.5	52.79	3.71	0.1	1.69	0.32
1626	HYDQexcepact	123.36	59.25	52.79	6.46	0.29	1.15	0.31
1613	HYDQ2act	18.45	54.83	53.01	1.82		1.71	
1613	HYDQ10act	35.19	55.3	53.01	2.29		2.27	
1613	HYDQ30act	46.13	55.44	53.01	2.43		2.72	
1613	HYDQ50act	56.91	55.6	53.01	2.59		3.04	
1613	HYDQ100act	72.67	56.09	53.01	3.08		2.97	
1613	HYDQexcepact	122.84	59.08	53.01	6.07		1.9	
1612	HYDQ2act	22.59	54.67	53	1.67		2.37	
1612	HYDQ10act	40.55	55.2	53	2.2		2.81	
1612	HYDQ30act	52.15	55.37	53	2.37		3.21	
1612	HYDQ50act	63.41	55.52	53	2.52		3.56	
1612	HYDQ100act	80.19	56	53	3		3.44	
1612	HYDQexcepact	133.07	58.99	53	5.99		2.11	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
		(m3/s)	(mNGF)	(mNGF)		(m/s)	(m/s)	(m/s)
1610		Bridge						
1605	HYDQ2act	22.63	54.86	52.31	2.55		1.07	
1605	HYDQ10act	40.55	55.46	52.31	3.15		1.44	
1605	HYDQ30act	52.22	55.71	52.31	3.4		1.67	
1605	HYDQ50act	63.82	55.94	52.31	3.63		1.86	
1605	HYDQ100act	80.34	56.31	52.31	4		2.05	
1605	HYDQexcepact	131.11	58.56	52.31	6.25		1.7	
1582	HYDQ2act	22.62	54.79	51.89	2.9		1.03	0.36
1582	HYDQ10act	40.55	55.34	51.89	3.45	0.23	1.37	0.58
1582	HYDQ30act	52.22	55.59	51.89	3.7	0.54	1.53	0.68
1582	HYDQ50act	63.81	55.82	51.89	3.93	0.76	1.64	0.75
1582	HYDQ100act	80.19	56.21	51.89	4.32	0.99	1.68	0.8
1582	HYDQexcepact	131.11	58.57	51.89	6.68	0.83	1.07	0.55
1532	HYDQ2act	22.59	54.43	50.89	3.54	0.39	0.98	0.14
1532	HYDQ10act	40.49	54.97	50.89	4.08	0.7	1.06	0.32
1532	HYDQ30act	52.16	55.23	50.89	4.34	0.82	1.09	0.42
1532	HYDQ50act	63.71	55.47	50.89	4.58	0.9	1.1	0.49
1532	HYDQ100act	80.01	55.94	50.89	5.05	0.93	1.01	0.53
1532	HYDQexcepact	131.1	58.52	50.89	7.63	0.67	0.62	0.39
1476	HYDQ2act	22.56	53.75	50.78	2.97	0.23	1.31	0.16
1476	HYDQ10act	40.43	54.38	50.78	3.6	0.5	1.52	0.49
1476	HYDQ30act	52.1	54.71	50.78	3.93	0.64	1.53	0.55
1476	HYDQ50act	63.6	55.02	50.78	4.24	0.73	1.51	0.58
1476	HYDQ100act	79.98	55.65	50.78	4.87	0.76	1.35	0.37
1476	HYDQexcepact	131.06	58.49	50.78	7.71	0.45	0.62	0.3
1422	HYDQ2act	22.56	53.11	50.05	3.06	0.46	1.45	0.41
1422	HYDQ10act	40.42	53.72	50.05	3.67	0.89	1.81	0.6
1422	HYDQ30act	52.08	54.14	50.05	4.09	1.14	1.85	0.44
1422	HYDQ50act	63.49	54.59	50.05	4.54	1.26	1.68	0.47
1422	HYDQ100act	79.86	55.41	50.05	5.36	1.21	1.36	0.49
1422	HYDQexcepact	130.99	58.47	50.05	8.42	0.4	0.64	0.29
1406	HYDQ2act	22.56	52.92	50.38	2.54	0.6	1.65	
1406	HYDQ10act	40.41	53.54	50.38	3.16	1.07	1.8	
1406	HYDQ30act	52.07	54.04	50.38	3.66	1.15	1.55	0.08
1406	HYDQ50act	63.48	54.54	50.38	4.16	1.12	1.29	0.28
1406	HYDQ100act	79.86	55.39	50.38	5.01	0.93	1	0.33
1406	HYDQexcepact	130.97	58.47	50.38	8.09	0.35	0.47	0.18
1372	HYDQ2act	22.55	52.61	50.58	2.03		1.36	
1372	HYDQ10act	40.38	53.22	50.58	2.64	0.04	1.52	
1372	HYDQ30act	52.04	53.84	50.58	3.26	0.39	1.33	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
		(m3/s)	(mNGF)	(mNGF)	(m)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
1372	HYDQ50act	63.46	54.44	50.58	3.86	0.63	1.07	
1372	HYDQ100act	79.84	55.35	50.58	4.77	0.69	0.8	
1372	HYDQexcepact	130.92	58.46	50.58	7.88	0.29	0.37	0.14
1370		Inl Struct						
1364	HYDQ2act	22.55	52.07	50.3	1.77		1.59	
1364	HYDQ10act	40.38	53.19	50.3	2.89		1.32	0.06
1364	HYDQ30act	52.04	53.81	50.3	3.51	0.2	1.25	0.16
1364	HYDQ50act	63.46	54.42	50.3	4.12	0.32	1.16	0.17
1364	HYDQ100act	79.84	55.33	50.3	5.03	0.4	1.01	0.17
1364	HYDQexcepact	130.92	58.46	50.3	8.16	0.2	0.55	0.17
1345	HYDQ2act	22.55	52.06	49.92	2.14		1.06	
1345	HYDQ10act	40.37	53.19	49.92	3.27		1.07	
1345	HYDQ30act	52.02	53.81	49.92	3.89		1.1	
1345	HYDQ50act	63.45	54.4	49.92	4.48		1.11	
1345	HYDQ100act	79.82	55.32	49.92	5.4	0.23	1.06	0.28
1345	HYDQexcepact	130.89	58.46	49.92	8.54	0.25	0.24	0.27
1344	HYDQ2act	23.4	52.05	49.91	2.14		1.11	
1344	HYDQ10act	42.23	53.17	49.91	3.26		1.13	
1344	HYDQ30act	54.77	53.79	49.91	3.88		1.16	
1344	HYDQ50act	66.88	54.38	49.91	4.47		1.17	
1344	HYDQ100act	84.23	55.3	49.91	5.39	0.24	1.13	0.29
1344	HYDQexcepact	137.23	58.46	49.91	8.55	0.26	0.25	0.28
1340		Bridge						
1338	HYDQ2act	23.4	51.85	49.72	2.13		1.08	
1338	HYDQ10act	42.21	52.81	49.72	3.09		1.2	
1338	HYDQ30act	54.75	53.24	49.72	3.52		1.29	
1338	HYDQ50act	66.88	53.57	49.72	3.85		1.39	
1338	HYDQ100act	84.23	53.93	49.72	4.21		1.53	
1338	HYDQexcepact	137.23	54.66	49.72	4.94		1.97	
1317	HYDQ2act	23.39	51.62	49.3	2.32		2.04	
1317	HYDQ10act	42.2	52.54	49.3	3.24		2.38	
1317	HYDQ30act	54.75	52.97	49.3	3.67	0.83	2.61	0.33
1317	HYDQ50act	66.88	53.28	49.3	3.98	1.16	2.78	0.5
1317	HYDQ100act	84.23	53.64	49.3	4.34	1.46	3	0.68
1317	HYDQexcepact	137.23	54.45	49.3	5.15	1.79	3.23	0.99
1295	HYDQ2act	23.39	51.5	48.74	2.76		1.62	
1295	HYDQ10act	42.2	52.4	48.74	3.66		1.86	
1295	HYDQ30act	54.75	52.82	48.74	4.08		1.94	
1295	HYDQ50act	66.85	53.14	48.74	4.4		2.03	
1295	HYDQ100act	84.23	53.49	48.74	4.75		2.16	0.57

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
		(m3/s)	(mNGF)	(mNGF)		(m/s)	(m/s)	(m/s)
1295	HYDQexcept	137.2	54.32	48.74	5.58	0.21	2.42	1.3
1283	HYDQ2act	23.36	51.36	48.76	2.6		1.67	
1283	HYDQ10act	42.2	52.27	48.76	3.51		1.81	
1283	HYDQ30act	54.75	52.68	48.76	3.92		1.93	0.16
1283	HYDQ50act	66.84	53	48.76	4.24		2.01	0.48
1283	HYDQ100act	84.22	53.37	48.76	4.61		2.11	0.82
1283	HYDQexcept	137.2	54.2	48.76	5.44	0.03	2.32	1.41
1255	HYDQ2act	23.36	50.99	48.7	2.29		1.66	
1255	HYDQ10act	42.19	51.95	48.7	3.25		1.66	
1255	HYDQ30act	54.74	52.37	48.7	3.67		1.75	
1255	HYDQ50act	66.84	52.7	48.7	4		1.84	0.35
1255	HYDQ100act	84.22	53.07	48.7	4.37		1.95	0.67
1255	HYDQexcept	137.2	53.9	48.7	5.2		2.25	1.16
1213	HYDQ2act	23.35	50.6	47.65	2.95		1.37	
1213	HYDQ10act	42.17	51.57	47.65	3.92		1.56	0.36
1213	HYDQ30act	54.73	51.98	47.65	4.33		1.66	0.6
1213	HYDQ50act	66.82	52.33	47.65	4.68		1.71	0.77
1213	HYDQ100act	84.2	52.71	47.65	5.06		1.76	0.96
1213	HYDQexcept	137.2	53.56	47.65	5.91		1.89	1.42
1212.5		Bridge						
1212	HYDQ2act	23.35	50.56	47.64	2.92		1.39	
1212	HYDQ10act	42.15	51.48	47.64	3.84		1.62	0.34
1212	HYDQ30act	54.71	51.91	47.64	4.27		1.72	0.58
1212	HYDQ50act	66.82	52.27	47.64	4.63		1.76	0.77
1212	HYDQ100act	84.19	52.67	47.64	5.03		1.79	0.96
1212	HYDQexcept	137.2	53.53	47.64	5.89		1.92	1.43
1186	HYDQ2act	23.35	50.32	47.22	3.1		1.49	
1186	HYDQ10act	42.15	51.26	47.22	4.04		1.62	0.75
1186	HYDQ30act	54.71	51.71	47.22	4.49		1.65	1.1
1186	HYDQ50act	66.79	52.07	47.22	4.85		1.69	1.31
1186	HYDQ100act	84.19	52.46	47.22	5.24		1.79	1.49
1186	HYDQexcept	137.2	53.28	47.22	6.06		2.11	1.81
1155	HYDQ2act	23.34	49.92	46.78	3.14		1.65	
1155	HYDQ10act	42.14	50.85	46.78	4.07		1.88	
1155	HYDQ30act	54.7	51.29	46.78	4.51	0.27	2	
1155	HYDQ50act	66.79	51.66	46.78	4.88	0.52	2.09	
1155	HYDQ100act	84.19	52.05	46.78	5.27	0.73	2.24	0.33
1155	HYDQexcept	137.19	52.85	46.78	6.07	1.17	2.67	0.81
1098	HYDQ2act	23.33	49.32	46.52	2.8		1.49	
1098	HYDQ10act	42.13	50.11	46.52	3.59		1.88	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
		(m3/s)	(mNGF)	(mNGF)		(m/s)	(m/s)	(m/s)
1098	HYDQ30act	54.69	50.47	46.52	3.95		2.11	
1098	HYDQ50act	66.79	50.77	46.52	4.25		2.3	
1098	HYDQ100act	84.18	51.1	46.52	4.58	0.35	2.57	0.32
1098	HYDQexcepact	137.19	51.75	46.52	5.23	0.96	3.27	0.9
1080	HYDQ2act	23.33	49.14	46.12	3.02	0.14	1.39	
1080	HYDQ10act	42.12	49.89	46.12	3.77	0.46	1.72	0.46
1080	HYDQ30act	54.69	50.23	46.12	4.11	0.49	1.88	0.67
1080	HYDQ50act	66.79	50.54	46.12	4.42	0.56	1.93	0.84
1080	HYDQ100act	84.18	50.87	46.12	4.75	0.68	1.98	0.97
1080	HYDQexcepact	137.18	51.46	46.12	5.34	0.91	2.15	1.35
1079.5		Bridge						
1079	HYDQ2act	23.33	49.12	46.12	3	0.13	1.41	
1079	HYDQ10act	42.11	49.84	46.12	3.72	0.46	1.77	0.45
1079	HYDQ30act	54.69	50.18	46.12	4.06	0.5	1.94	0.65
1079	HYDQ50act	66.79	50.48	46.12	4.36	0.57	2	0.84
1079	HYDQ100act	84.16	50.79	46.12	4.67	0.68	2.09	1
1079	HYDQexcepact	137.18	51.39	46.12	5.27	0.93	2.25	1.38
1050	HYDQ2act	23.33	48.33	46.11	2.22		1.81	
1050	HYDQ10act	42.11	49.19	46.11	3.08		1.79	
1050	HYDQ30act	54.67	49.58	46.11	3.47		1.87	
1050	HYDQ50act	66.77	49.92	46.11	3.81		1.91	0.23
1050	HYDQ100act	84.16	50.3	46.11	4.19	0.73	1.97	0.58
1050	HYDQexcepact	137.18	51.04	46.11	4.93	1.38	1.98	0.91
1047	HYDQ2act	23.33	48.17	45.87	2.3		1.98	
1047	HYDQ10act	42.11	49.05	45.87	3.18		1.9	
1047	HYDQ30act	54.67	49.46	45.87	3.59		1.93	
1047	HYDQ50act	66.77	49.81	45.87	3.94		1.96	0.14
1047	HYDQ100act	84.16	50.19	45.87	4.32	0.59	2.04	0.49
1047	HYDQexcepact	137.17	50.97	45.87	5.1	1.48	1.83	0.78
1022	HYDQ2act	23.32	47.57	44.81	2.76		1.28	
1022	HYDQ10act	42.11	48.34	44.81	3.53		1.59	
1022	HYDQ30act	54.67	48.79	44.81	3.98		1.68	
1022	HYDQ50act	66.75	49.22	44.81	4.41		1.71	
1022	HYDQ100act	84.16	49.6	44.81	4.79		1.87	
1022	HYDQexcepact	137.17	50.31	44.81	5.5	0.53	2.38	0.47
997	HYDQ2act	23.32	46.81	44.82	1.99		1.84	
997	HYDQ10act	42.1	47.56	44.82	2.74		2.03	
997	HYDQ30act	54.67	47.95	44.82	3.13		2.13	
997	HYDQ50act	66.75	48.34	44.82	3.52		2.09	
997	HYDQ100act	84.16	48.72	44.82	3.9		2.07	
997	HYDQexcepact	137.17	49.47	44.82	4.65		2.28	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit (m3/s)	Cote de la ligne d'eau (mNGF)	Cote du fil d'eau (mNGF)	Hauteur d'eau (m)	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
						(m/s)	(m/s)	(m/s)
969	HYDQ2act	23.3	46.25	43.1	3.15		0.91	
969	HYDQ10act	42.07	46.99	43.1	3.89		1.2	
969	HYDQ30act	54.66	47.33	43.1	4.23		1.38	0.13
969	HYDQ50act	66.75	47.61	43.1	4.51		1.53	0.21
969	HYDQ100act	84.15	47.94	43.1	4.84		1.72	0.39
969	HYDQexcepact	137.16	48.69	43.1	5.59		2.14	0.89
917	HYDQ2act	23.29	46.01	43.09	2.92		0.93	
917	HYDQ10act	42.07	46.63	43.09	3.54		1.23	
917	HYDQ30act	54.64	46.89	43.09	3.8		1.42	0.09
917	HYDQ50act	66.73	47.11	43.09	4.02		1.57	0.34
917	HYDQ100act	84.14	47.38	43.09	4.29		1.71	0.64
917	HYDQexcepact	137.15	48.04	43.09	4.95		1.9	1.32
903	HYDQ2act	23.28	45.97	43.13	2.84		0.96	
903	HYDQ10act	42.06	46.56	43.13	3.43		1.32	0.17
903	HYDQ30act	54.64	46.81	43.13	3.68		1.5	0.41
903	HYDQ50act	66.73	47.02	43.13	3.89		1.63	0.58
903	HYDQ100act	84.13	47.28	43.13	4.15		1.76	0.77
903	HYDQexcepact	137.15	47.93	43.13	4.8		2.01	1.2
882	HYDQ2act	23.28	45.72	42.67	3.05		1.32	0.02
882	HYDQ10act	42.06	46.31	42.67	3.64		1.55	0.52
882	HYDQ30act	54.64	46.57	42.67	3.9		1.62	0.69
882	HYDQ50act	66.72	46.78	42.67	4.11		1.67	0.82
882	HYDQ100act	84.13	47.04	42.67	4.37		1.74	0.97
882	HYDQexcepact	137.15	47.67	42.67	5		1.92	1.3
816	HYDQ2act	23.72	44.63	42.41	2.22		1.28	0.1
816	HYDQ10act	43.01	45.19	42.41	2.78		1.48	0.51
816	HYDQ30act	56.14	45.42	42.41	3.01		1.59	0.7
816	HYDQ50act	68.61	45.61	42.41	3.2		1.67	0.84
816	HYDQ100act	86.58	45.84	42.41	3.43		1.76	1.01
816	HYDQexcepact	140.82	46.44	42.41	4.03		1.94	1.38
762	HYDQ2act	23.72	43.77	41.74	2.03	0.55	1.71	
762	HYDQ10act	42.97	44.25	41.74	2.51	1.06	2.11	0.51
762	HYDQ30act	56.11	44.48	41.74	2.74	1.34	2.25	0.75
762	HYDQ50act	68.57	44.67	41.74	2.93	1.51	2.3	0.96
762	HYDQ100act	86.53	44.93	41.74	3.19	1.65	2.34	1.16
762	HYDQexcepact	140.81	45.66	41.74	3.92	1.73	2.33	1.49
707	HYDQ2act	23.63	43.17	40.57	2.6	0.62	0.97	
707	HYDQ10act	42.96	43.7	40.57	3.13	0.91	0.95	
707	HYDQ30act	56.09	43.97	40.57	3.4	0.99	0.96	
707	HYDQ50act	68.56	44.21	40.57	3.64	1.03	0.97	
707	HYDQ100act	86.51	44.52	40.57	3.95	1.04	0.97	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
		(m ³ /s)	(mNGF)	(mNGF)		(m/s)	(m/s)	(m/s)
707	HYDQexcept	140.79	45.41	40.57	4.84	1.14	0.85	
678	HYDQ2act	22.97	42.81	40.04	2.77	0.53	1.28	0.37
678	HYDQ10act	42.94	43.4	40.04	3.36	0.68	1.5	0.66
678	HYDQ30act	56.06	43.68	40.04	3.64	0.8	1.6	0.76
678	HYDQ50act	68.55	43.93	40.04	3.89	0.9	1.67	0.83
678	HYDQ100act	86.47	44.27	40.04	4.23	1.01	1.74	0.9
678	HYDQexcept	140.79	45.2	40.04	5.16	1.2	1.86	1.02
655	HYDQ2act	22.83	42.59	40.18	2.41		1.02	0.27
655	HYDQ10act	42.92	43.19	40.18	3.01		1.22	0.55
655	HYDQ30act	56.06	43.48	40.18	3.3		1.33	0.67
655	HYDQ50act	68.52	43.73	40.18	3.55		1.41	0.76
655	HYDQ100act	86.46	44.07	40.18	3.89		1.49	0.87
655	HYDQexcept	140.79	45.04	40.18	4.86		1.62	1.09
586	HYDQ2act	22.61	42.2	39.26	2.94	0.22	0.87	0.05
586	HYDQ10act	42.9	42.66	39.26	3.4	0.45	1.25	0.25
586	HYDQ30act	56.05	42.84	39.26	3.58	0.56	1.48	0.38
586	HYDQ50act	68.46	43.06	39.26	3.8	0.64	1.61	0.49
586	HYDQ100act	86.3	43.43	39.26	4.17	0.75	1.69	0.59
586	HYDQexcept	140.78	44.5	39.26	5.24	0.95	1.82	0.5
513	HYDQ2act	22.54	40.98	38.11	2.87		1.23	
513	HYDQ10act	42.89	41.64	38.11	3.53		1.11	
513	HYDQ30act	56.01	41.97	38.11	3.86		1.12	
513	HYDQ50act	68.38	42.33	38.11	4.22		1.07	
513	HYDQ100act	86.02	42.88	38.11	4.77		1.01	
513	HYDQexcept	140.77	44.12	38.11	6.01	0.04	1.02	0.19
420	HYDQ2act	23.76	39.47	36.84	2.63		1.25	
420	HYDQ10act	44.1	40.48	36.84	3.64		1.33	
420	HYDQ30act	57.59	41.09	36.84	4.25		1.35	
420	HYDQ50act	70.26	41.69	36.84	4.85		1.32	
420	HYDQ100act	88.08	42.49	36.84	5.65	0.24	1.22	0.1
420	HYDQexcept	144.55	43.97	36.84	7.13	0.27	0.54	0.17
411	HYDQ2act	23.75	39.4	36.72	2.68		1.53	
411	HYDQ10act	44.09	40.33	36.72	3.61		1.96	
411	HYDQ30act	57.59	40.91	36.72	4.19		2.12	
411	HYDQ50act	70.26	41.49	36.72	4.77		2.18	
411	HYDQ100act	88.07	42.44	36.72	5.72	0.2	2.13	0.17
411	HYDQexcept	144.54	43.97	36.72	7.25	0.33	0.54	0.21
405		Bridge						
403	HYDQ2act	23.75	39.16	36.96	2.2		1.98	
403	HYDQ10act	44.09	39.87	36.96	2.91		2.55	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit (m3/s)	Cote de la ligne d'eau (mNGF)	Cote du fil d'eau (mNGF)	Hauteur d'eau (m)	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
						(m/s)	(m/s)	(m/s)
403	HYDQ30act	57.59	40.16	36.96	3.2		2.94	
403	HYDQ50act	70.26	40.43	36.96	3.47		3.22	
403	HYDQ100act	88.07	40.77	36.96	3.81		3.57	
403	HYDQexcepact	144.59	41.67	36.96	4.71		4.4	
396	HYDQ2act	23.74	39.03	36.92	2.11		1.88	
396	HYDQ10act	44.09	39.8	36.92	2.88		2.01	
396	HYDQ30act	57.59	40.08	36.92	3.16		2.23	
396	HYDQ50act	70.26	40.35	36.92	3.43		2.36	
396	HYDQ100act	87.57	40.66	36.92	3.74		2.52	
396	HYDQexcepact	144.59	41.42	36.92	4.5		3.02	
379	HYDQ2act	23.73	38.41	37.11	1.3		2.43	
379	HYDQ10act	44.09	39.07	37.11	1.96		2.67	
379	HYDQ30act	57.59	39.38	37.11	2.27	0.17	2.86	
379	HYDQ50act	70.25	39.6	37.11	2.49	0.53	2.99	
379	HYDQ100act	88.06	39.87	37.11	2.76	0.8	3.11	
379	HYDQexcepact	144.59	40.46	37.11	3.35	1.23	3.53	1.54
352	HYDQ2act	23.71	37.28	35.55	1.73		2.2	
352	HYDQ10act	44.09	37.89	35.55	2.34		2.33	
352	HYDQ30act	57.56	38.24	35.55	2.69		2.39	
352	HYDQ50act	70.24	38.54	35.55	2.99		2.42	
352	HYDQ100act	88.06	38.89	35.55	3.34		2.51	0.06
352	HYDQexcepact	144.58	39.69	35.55	4.14	0.82	2.73	0.79
310	HYDQ2act	23.67	35.81	33.6	2.21		1.7	
310	HYDQ10act	44.08	36.46	33.6	2.86		2.03	
310	HYDQ30act	57.5	36.89	33.6	3.29		2.07	
310	HYDQ50act	70.24	37.3	33.6	3.7		2.06	
310	HYDQ100act	88.05	37.61	33.6	4.01		2.25	
310	HYDQexcepact	144.57	38.45	33.6	4.85		2.71	
293	HYDQ2act	23.7	35.33	33.14	2.19		1.58	
293	HYDQ10act	44.14	36.01	33.14	2.87		1.79	
293	HYDQ30act	57.61	36.5	33.14	3.36		1.76	
293	HYDQ50act	70.38	36.98	33.14	3.84		1.7	
293	HYDQ100act	88.25	37.26	33.14	4.12		1.89	
293	HYDQexcepact	144.92	38.03	33.14	4.89		2.3	
250	HYDQ2act	23.66	33.35	31.54	1.81		2.43	
250	HYDQ10act	44.13	34.19	31.54	2.65		2.6	
250	HYDQ30act	57.58	34.77	31.54	3.23		2.52	
250	HYDQ50act	70.39	35.31	31.54	3.77		2.22	
250	HYDQ100act	88.24	35.66	31.54	4.12		2.27	
250	HYDQexcepact	144.92	36.52	31.54	4.98		2.52	
195	HYDQ2act	23.59	31.97	29.67	2.3		1.47	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
		(m3/s)	(mNGF)	(mNGF)		(m/s)	(m/s)	(m/s)
195	HYDQ10act	44.09	32.87	29.67	3.2		1.66	
195	HYDQ30act	57.55	33.34	29.67	3.67		1.78	
195	HYDQ50act	70.36	33.72	29.67	4.05		1.89	
195	HYDQ100act	88.24	34.18	29.67	4.51		2.03	
195	HYDQexcepact	138.13	34.96	29.67	5.29		2.53	
121	HYDQ2act	23.57	31.39	28.85	2.54		1.2	
121	HYDQ10act	44.09	32.29	28.85	3.44		1.39	
121	HYDQ30act	57.54	32.71	28.85	3.86		1.52	
121	HYDQ50act	70.36	33.04	28.85	4.19		1.63	
121	HYDQ100act	88.02	33.44	28.85	4.59		1.77	
121	HYDQexcepact	144.47	34.03	28.85	5.18	0.18	1.72	0.57
117		Inl Struct						
114	HYDQ2act	23.57	31.36	28.4	2.96		1.2	
114	HYDQ10act	44.09	32.24	28.4	3.84		1.47	
114	HYDQ30act	57.54	32.64	28.4	4.24		1.62	
114	HYDQ50act	70.36	32.97	28.4	4.57		1.75	
114	HYDQ100act	88.02	33.35	28.4	4.95		1.91	
114	HYDQexcepact	144.47	34.02	28.4	5.62	0.24	1.31	0.6
84	HYDQ2act	23.56	30.86	28.02	2.84		1.34	
84	HYDQ10act	44.08	31.66	28.02	3.64		1.6	
84	HYDQ30act	57.52	32.02	28.02	4		1.75	
84	HYDQ50act	70.35	32.32	28.02	4.3		1.87	
84	HYDQ100act	88.25	32.69	28.02	4.67		2.01	
84	HYDQexcepact	144.45	33.55	28.02	5.53	0.66	1.53	0.66
40	HYDQ2act	23.54	29.09	26.82	2.27		2.19	
40	HYDQ10act	44.07	29.82	26.82	3		2.48	
40	HYDQ30act	57.52	30.2	26.82	3.38		2.61	
40	HYDQ50act	70.35	30.52	26.82	3.7		2.71	
40	HYDQ100act	88.25	30.93	26.82	4.11		2.84	
40	HYDQexcepact	144.44	31.99	26.82	5.17		3.13	
37		Inl Struct						
34	HYDQ2act	23.54	28.9	26.43	2.47		1.99	
34	HYDQ10act	44.07	29.6	26.43	3.17		2.3	
34	HYDQ30act	57.52	29.98	26.43	3.55		2.44	
34	HYDQ50act	70.35	30.3	26.43	3.87		2.54	
34	HYDQ100act	88.25	30.72	26.43	4.29		2.65	
34	HYDQexcepact	144.44	31.82	26.43	5.39		2.88	
30	HYDQ2act	23.54	28.8	26.39	2.41		1.45	
30	HYDQ10act	44.07	29.51	26.39	3.12		1.72	
30	HYDQ30act	57.52	29.89	26.39	3.5		1.85	

N° du profil en travers	Crue de référence	Débit	Cote de la ligne d'eau	Cote du fil d'eau	Hauteur d'eau	Vitesse d'écoulement en rive gauche / lit mineur / rive droite		
						(m/s)	(m/s)	(m/s)
30	HYDQ50act	70.35	30.23	26.39	3.84		1.95	
30	HYDQ100act	88.25	30.65	26.39	4.26		2.07	
30	HYDQexcept	144.44	31.77	26.39	5.38		2.34	

Annexe G : Cartographie des zones inondées en situation actuelle pour les crues simulées



