

Juin 2024

Ville de DRAGUIGNAN

Maîtrise d'œuvre
pour la réalisation de
bassins de rétention
Vallon de Sainte Barbe

IDENTIFICATION



INGÉROP Conseil et Ingénierie

Agence de Aix-en-Provence - Domaine du Petit Arbois - Pavillon Laënnec - Hall B - BP 20056 - F-13545 Aix-en-Provence cedex 4
Tél. : (33)4 42 50 83 00 - N° Siret 489 626 135 00250 - ingerop.aix@ingerop.com - ingerop.fr
Siège Social : 18 rue des deux gares - C/S 70081 - F-92563 Puteaux-Malmaison Cedex
S.A.S. au capital de 5 800 000 € - R.C.S. Nanterre B 489 626 135 - APE 7112B - Code TVA n° FR 454 896 261 35



GESTION DE LA QUALITE

Version	Date	Intitulé	Rédaction	Lecture	Validation
1	06/2024	EH	AEO	JFI	SAZ

Observations sur l'utilisation du rapport :

Ce rapport, ainsi que les cartes ou documents, et toutes autres pièces annexées constituent un ensemble indissociable ; en conséquence, l'utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle de ce rapport et annexes ainsi que toute interprétation au-delà des indications et énonciations d'INGEROP ne saurait engager la responsabilité de celle-ci.

La société INGEROP n'est pas responsable de la vérification de la véracité des informations transmises, à l'exception de celles normalement décelables par l'homme de l'art, et celles pour lesquelles le Client a exigé une analyse spécifique.



SOMMAIRE

1	CONTEXTE DE L'ETUDE	6
2	LOCALISATION DU PROJET	8
3	CONTEXTE HYDRAULIQUE	9
4	REACTIVATION DU MODELE HYDROLOGIQUE	10
4.1	RAPPEL SUR LA MODELISATION PLUIE-DEBIT EXISTANTE	10
4.2	REACTIVATION DU MODELE	10
4.3	RESULTATS DE LA MODELISATION PLUIE-DEBIT	12
5	MISE A JOUR DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL	14
5.1	RAPPEL SUR LE MODELE HYDRAULIQUE EXISTANT	14
5.2	RESULTATS DE LA MODELISATION DE L'ETAT ACTUEL	14
5.2.1	Pluie de période de retour 1 an	14
5.2.2	Pluie de période de retour 2 ans	15
5.2.3	Pluie de période de retour 10 ans	16
5.2.4	Pluie de période de retour 50 ans	17
5.2.5	Pluie de période de retour 100 ans	18
5.3	CONCLUSION DU DIAGNOSTIC DE L'ETAT ACTUEL	19
6	PROPOSITION D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE	21
6.1	METHODOLOGIE - HYPOTHESES	21
6.2	BASSIN DE RETENTION SUR LES PARCELLES	21
6.2.1	Conception de l'ouvrage	21
6.2.2	Modélisation de l'ouvrage	23
6.2.2.1	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 1 an	25
6.2.2.2	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 2 ans	27
6.2.2.3	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 10 ans	28
6.2.2.4	Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 50 ans	30
6.2.2.5	Résultats de la simulation de la pluie de projet de retour 100 ans	31
6.3	CONCLUSION SUR L'EFFICACITE HYDRAULIQUE DES OUVRAGES D'ECRETEMENT PROJETES SUR LE BASSIN VERSANT DE SAINTE-BARBE	33
7	ANNEXE : DECOUPAGE EN SOUS BASSINS VERSANTS	35



TABLEAUX

Tableau 1 : Débits de pointe générés par les sous-bassins versants (m ³ /s)	13
Tableau 2 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement annuel	27
Tableau 3 :: Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement biennal	28
Tableau 4 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement décennal	30
Tableau 5 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement cinquantennal	31
Tableau 6 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement centennal	33
Tableau 7 – Principaux résultats hydrauliques (débits en m ³ /s)	34
Tableau 8 : Principaux paramètres hydrauliques	34

FIGURES

Figure 1 : Localisation des bassins de rétention	7
Figure 2: Localisation du bassin de rétention des Tours.....	8
Figure 3 : Contexte hydrographique	9
Figure 4 : Pluie de projet retenue – période de retour 1 an	11
Figure 5 : Pluie de projet retenue – période de retour 2 ans.....	11
Figure 6 : Pluie de projet retenue – période de retour 10 ans.....	11
Figure 7 : Pluie de projet retenue - période de retour 50 ans	12
Figure 8 : Pluie de projet retenue – période de retour 100 ans.....	12
Figure 9 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 1 an	15
Figure 10 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 1 an	15
Figure 11 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 2 ans.....	16
Figure 12 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 2 ans	16
Figure 13 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 10 ans.....	17
Figure 14 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 10 ans	17
Figure 15 : Hauteurs d'eau maximales (m) - période de retour 50 ans.....	18
Figure 16 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 50 ans	18
Figure 17 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 100 ans.....	19
Figure 18 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 100 ans	19
Figure 19 : Localisation des axes d'extraction	20
Figure 20 : Débits de pointe estimés à l'état actuel (m ³ /s)	20
Figure 21 : Impact théorique d'un bassin écrêteur sur un hydrogramme	21
Figure 22 : Vue en plan des bassins sur le vallon de Sainte Barbe.....	22
Figure 23 : Localisation des bassins de rétention sur le bassin versant de Sainte-Barbe.....	24
Figure 24 : Principe de fonctionnement du bassin de rétention envisagé sur la parcelle n°424	25



Figure 25 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales (m) entre l'état projet (bassin parcelle 237) et l'état actuel– période de retour 1 an	26
Figure 26 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 1 an	26
Figure 27 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales (m) entre l'état projet (bassin parcelle 237) et l'état actuel– période de retour 2 ans	27
Figure 28 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 2 ans	28
Figure 29 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 10 ans.....	29
Figure 30 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 10 ans	29
Figure 31 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 50 ans.....	30
Figure 32 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 50 ans	31
Figure 33 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 100 ans.....	32
Figure 34 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m ³ /s) – période de retour 100 ans ..	32

1 CONTEXTE DE L'ETUDE

La ville de Draguignan souhaite engager des études de maîtrise d'œuvre pour la réalisation de 4 bassins de rétention à ciel ouvert.

Ces ouvrages s'intègrent dans le programme de lutte contre les inondations de la ville de Draguignan, qui lui-même s'inscrit dans le programme d'actions de prévention des inondations (PAPI) complet de l'Argens et Côtiers de l'Estérel, porté par le Syndicat Mixte de l'Argens.

L'objectif de ces ouvrages est d'écrêter les crues des vallons des Tours et de Sainte Barbe au sein des zones d'enjeux. En effet, la ville de Draguignan s'est développée principalement en rive gauche de la Nartuby, positionnant les zones bâties entre le cours d'eau et les versants naturels qui surplombent la ville. Celles-ci sont soumises au risque d'inondation par débordement des vallons provenant de ces massifs et traversant la ville pour rejoindre les exutoires naturels.

On distingue ainsi quatre principaux vallons traversant la ville de Draguignan :

- Le vallon de Valère
- Le vallon de la Riaille
- Le vallon des Tours
- Le vallon de Sainte-Barbe

Au-delà du risque inondation directement lié au débordement des cours d'eau et vallon, les phénomènes de ruissellement, favorisés par la topographie locale et par l'urbanisation croissante, représentent également un risque important pour les personnes et les biens de la commune.

C'est donc par le biais d'une approche globale, à l'échelle du bassin versant que la gestion risque inondation doit être abordée.

La présente étude ne concerne que les bassins versants des Tours et de Sainte Barbe. Il s'agit d'élaborer les dossiers environnementaux et réglementaires, la conception, la réalisation et le suivi de réalisation de 4 bassins de rétention situés sur vallon des Tours et sur le vallon de Sainte-Barbe :

- 2 bassins sur le vallon des Tours
 - o BR du cimetière
 - o BR des Tours
- 2 bassins sur le vallon de Sainte-Barbe → [Sujet du présent rapport](#)
 - o BR Poisson
 - o BR de Sainte-Barbe

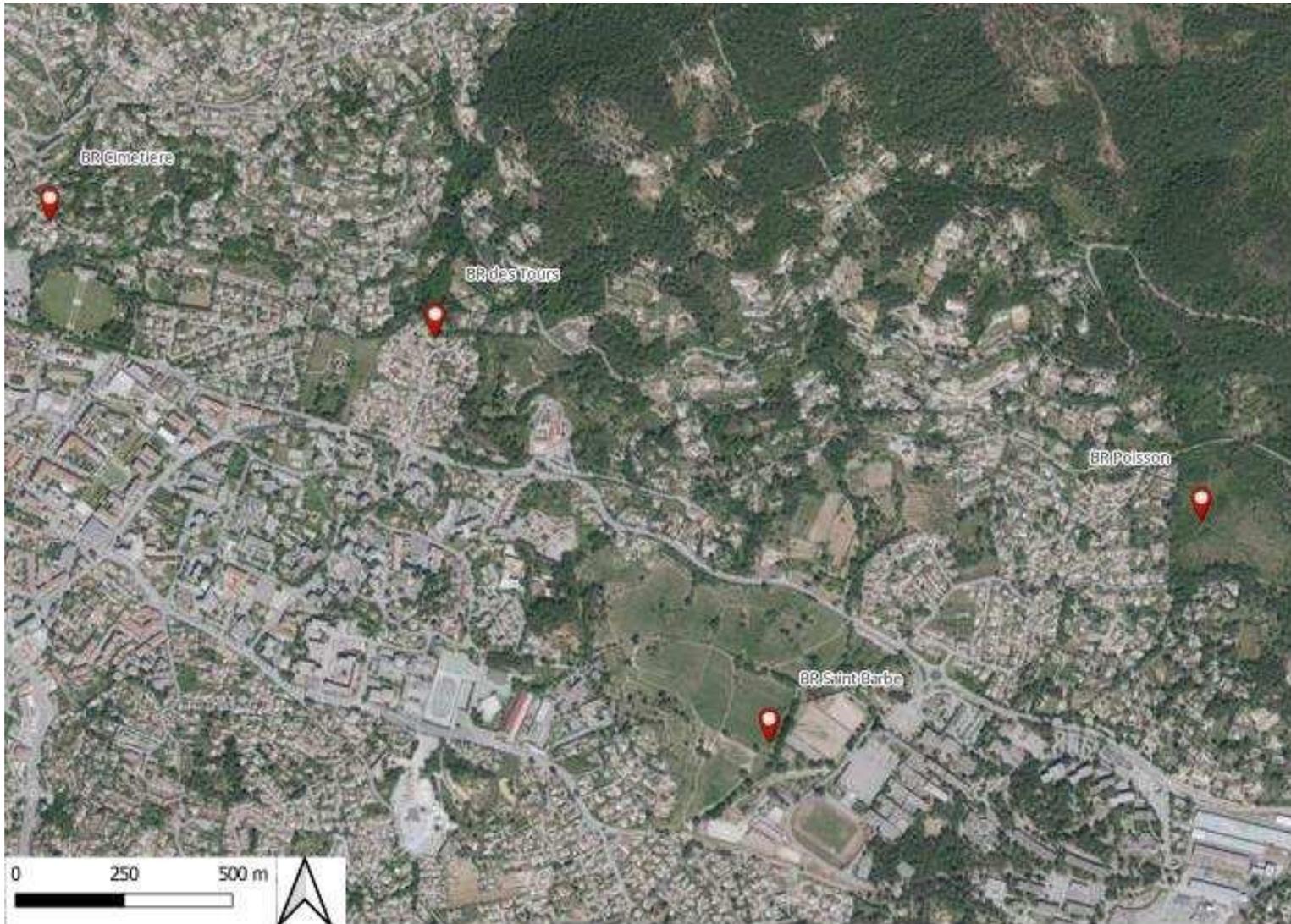


Figure 1 : Localisation des bassins de rétention



2 LOCALISATION DU PROJET

Le secteur du bassin de rétention de Sainte-Barbe à Draguignan s'inscrit dans le bassin versant du vallon de Sainte-Barbe, où de nombreux désordres ont été diagnostiqués et sont connus des services techniques de la ville, dès les crues fréquentes.

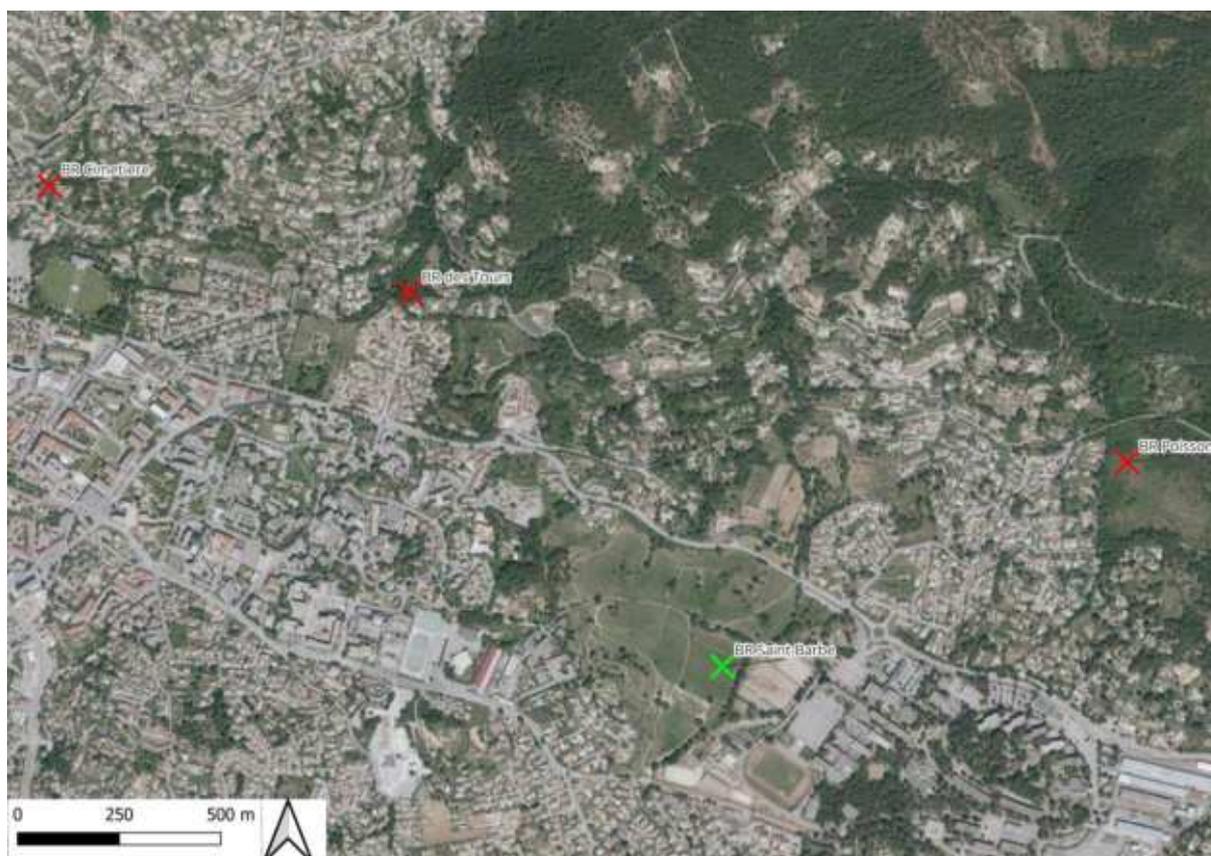


Figure 2: Localisation de l'emplacement concerné par l'aménagement de rétention

La commune souhaite réaliser une étude hydraulique afin d'analyser la possibilité d'aménager un ensemble de bassins de rétention sur le bassin versant de Sainte-Barbe et d'étudier son efficacité sur les écoulements lors des crues.



3 CONTEXTE HYDRAULIQUE

Les parcelles concernées par l'aménagement se situent en zone naturelle et bordent un fossé qui draine un bassin versant d'une surface d'environ 3.8 Km².

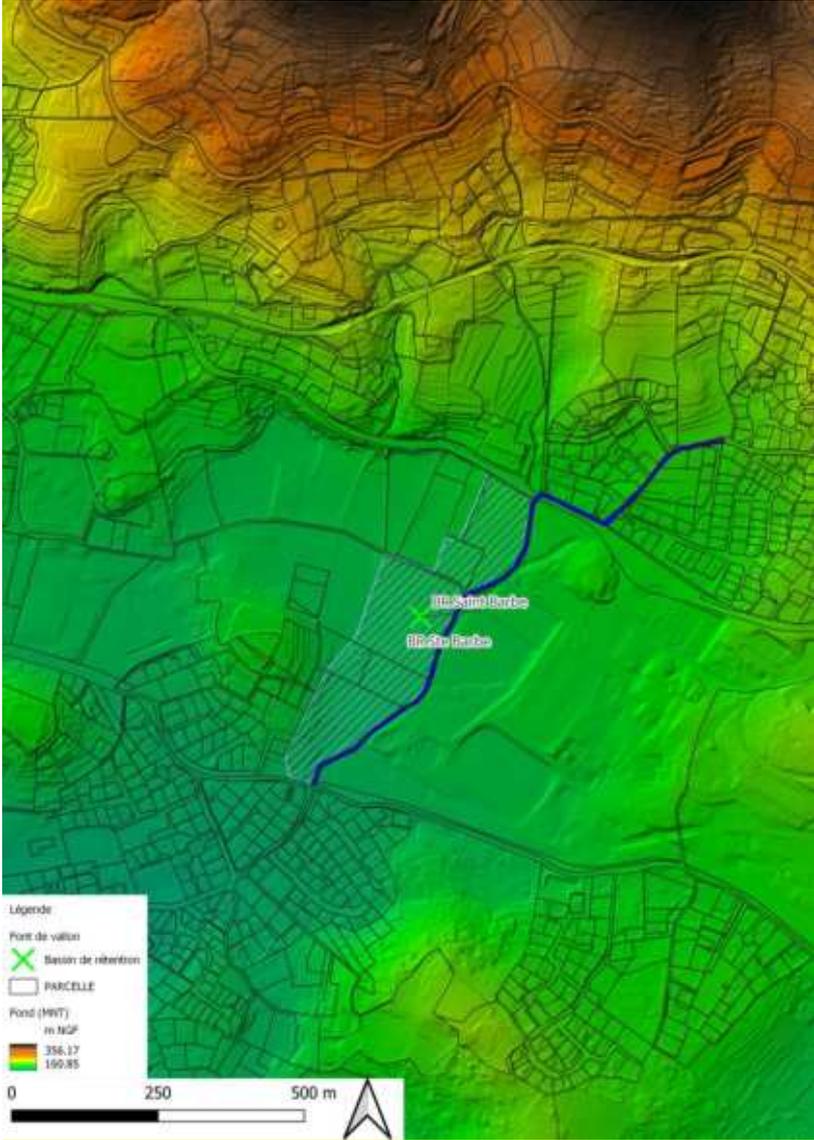


Figure 3 : Contexte hydrographique



4 REACTIVATION DU MODELE HYDROLOGIQUE

4.1 RAPPEL SUR LA MODELISATION PLUIE-DEBIT EXISTANTE

L'analyse hydrologique a été réalisée à partir d'une modélisation pluie-débit par le logiciel Mike-Urban, développé par la société DHI. Ce modèle permet de calculer les hydrogrammes générés par chaque sous-bassin versant de la zone d'étude.

La méthode de transformation pluie-débit utilisée est la méthode du réservoir linéaire, couramment utilisée en France car elle correspond à la méthode de calcul préconisée dans l'Instruction Technique de 1977. Cette méthode est particulièrement adaptée pour les petits bassins versants urbains, dont l'imperméabilisation est supérieure à 20 %.

Le secteur du vallon de Sainte Barbe, représente une superficie totale de près de 4.9 km² ; il a été découpé en 31 sous-bassins versants.

Les sous-bassins versants sont caractérisés par leur surface, leur plus long chemin hydraulique, leur pente et leur coefficient de ruissellement, déterminés à partir de l'occupation des sols et de la pente.

4.2 REACTIVATION DU MODELE

Dans le cadre de l'étude de ruissellement réalisée en 2017 pour le SMA, les périodes de retour étudiées étaient les suivantes : 1 an, 10 ans, 30 ans, 50 ans, 100 ans et 1000 ans.

Par ailleurs, dans le cadre d'une étude complémentaire réalisée pour la ville de Draguignan sur le secteur des Incapis, au sein du bassin versant du vallon des Tours, le modèle hydrologique a été réactivé de façon à produire également les hydrogrammes générés par les sous-bassins versants pour les occurrences 2 ans et 5 ans. Dans la présente étude, les périodes de retour **1 an, 2 ans, 10 ans, 50 ans et 100 ans** sont étudiées.

Les pluies de projet utilisées sont des pluies de type Kieffer, d'une durée de 24 h. Ces pluies construites à partir de « paliers » ont pour caractéristique principale d'avoir une même période de retour pour chaque durée.

La figure suivante présente les hyétogrammes des pluies de projet qui ont été modélisées dans la présente étude.

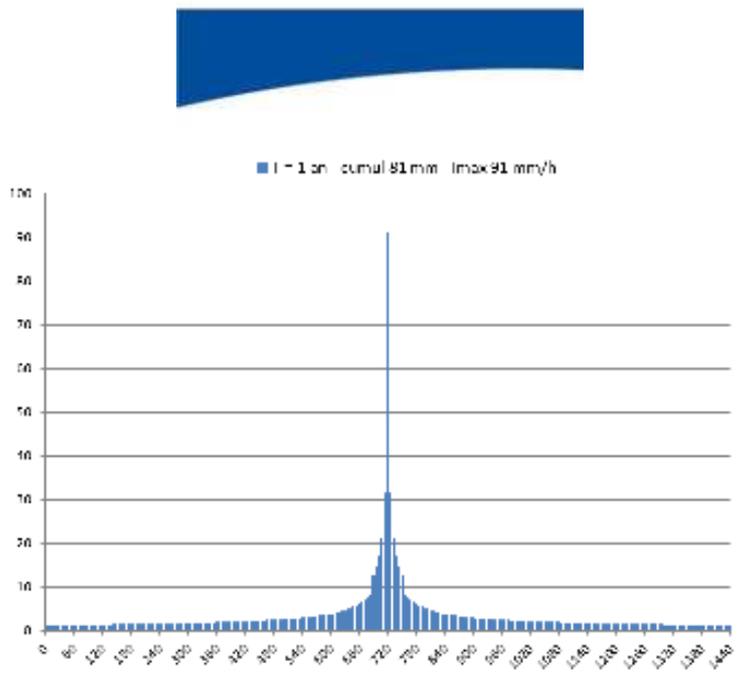


Figure 4 : Pluie de projet retenue – période de retour 1 an

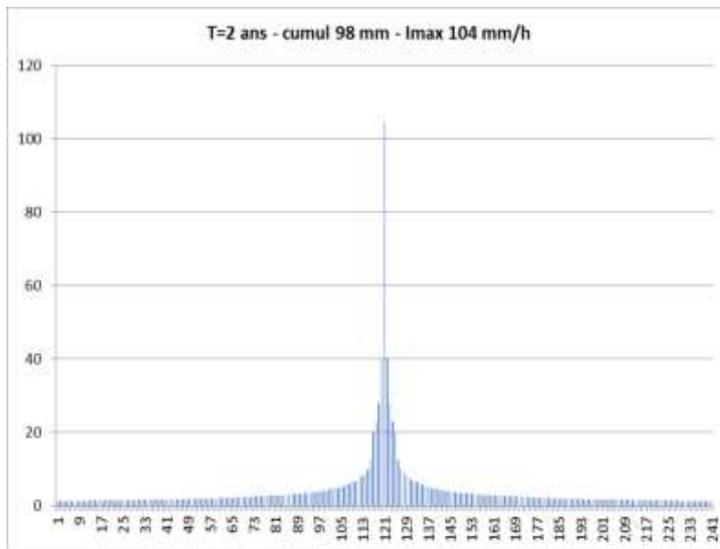


Figure 5 : Pluie de projet retenue – période de retour 2 ans

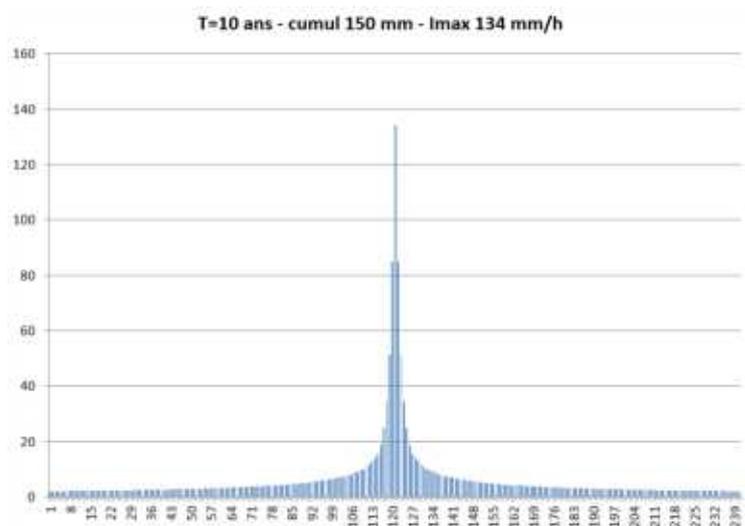


Figure 6 : Pluie de projet retenue – période de retour 10 ans

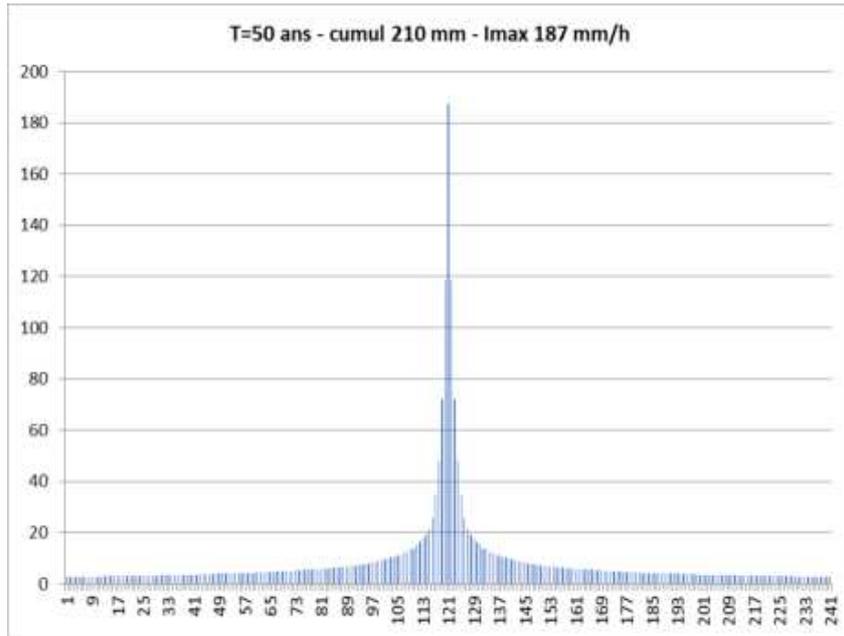


Figure 7 : Pluie de projet retenue - période de retour 50 ans

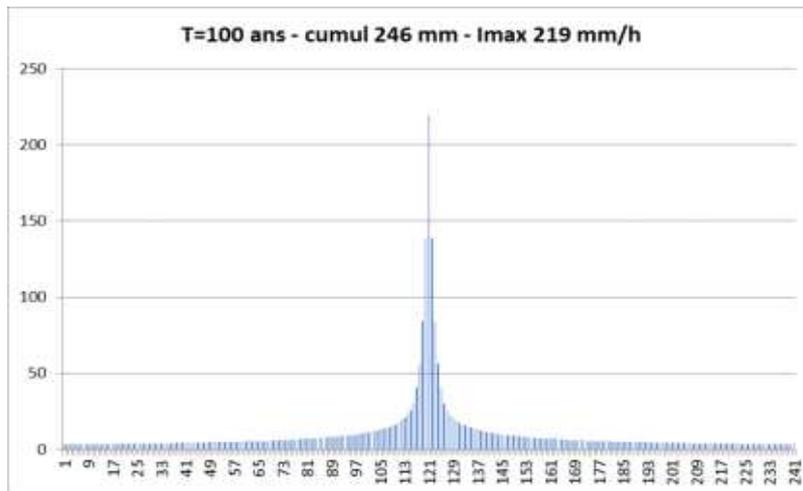


Figure 8 : Pluie de projet retenue – période de retour 100 ans

4.3 RESULTATS DE LA MODELISATION PLUIE-DEBIT

Le tableau suivant synthétise, pour chaque sous-bassin versant du vallon de Sainte-Barbe, les débits de pointe obtenus pour chaque occurrence de pluie étudiée

Bassin versant	Q1	Q2	Q10	Q50	Q100
BARBE1	0.2	0.3	0.5	1.6	2.1
BARBE1 0	0.7	0.9	1.5	2.5	3.0
BARBE1 026	2.2	2.7	4.7	7.8	9.3
BARBE1 037	0.3	0.4	1.0	2.2	2.7
BARBE1 042	0.8	1.1	2.0	3.6	4.4

Bassin versant	Q1	Q2	Q10	Q50	Q100
BARBE4 59	1.1	1.4	2.7	4.7	5.7
BARBE4 59b	0.3	0.4	0.7	1.5	1.9
BARBE4 70	0.8	1.0	1.6	2.6	3.1
BARBE4 71	0.4	0.5	0.8	1.3	1.5
BARBE4 81	0.3	0.4	0.6	0.9	1.1





Bassin versant	Q1	Q2	Q10	Q50	Q100
BARBE1 1	0.6	0.8	1.5	2.7	3.3
BARBE1 2	1.4	1.9	3.3	5.4	6.4
BARBE1 3	1.0	1.2	2.0	3.3	3.9
BARBE1 4	0.2	0.2	0.5	1.1	1.3
BARBE1 5	0.8	1.1	2.0	3.7	4.5
BARBE1 6	0.2	0.3	0.5	1.2	1.4
BARBE2	0.3	0.4	0.7	2.5	3.4
BARBE3	0.2	0.2	0.4	1.9	2.6
BARBE4	0.2	0.3	0.4	1.3	1.6
BARBE4 49	0.5	0.7	1.1	2.1	2.6
BARBE4 52	0.7	0.8	1.3	2.1	2.6

Bassin versant	Q1	Q2	Q10	Q50	Q100
BARBE4 84	0.2	0.3	0.4	0.6	0.7
BARBE5	0.3	0.4	0.7	1.5	1.9
BARBE5 37	0.9	1.1	1.6	2.6	3.1
BARBE5 41	0.5	0.7	1.1	1.8	2.2
BARBE5 44	0.8	1.0	1.8	3.1	3.7
BARBE5 48	0.7	0.8	1.4	2.4	2.9
BARBE5 67	0.7	0.9	1.5	2.8	3.5
BARBE6	0.2	0.2	0.4	1.3	1.7
BARBE7	0.6	0.8	1.6	2.9	3.5
BARBE8	0.8	1.0	1.6	2.9	3.4
BARBE9	0.6	0.8	1.5	3.6	4.5

Tableau 1 : Débits de pointe générés par les sous-bassins versants (m³/s)

5 MISE A JOUR DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

5.1 RAPPEL SUR LE MODELE HYDRAULIQUE EXISTANT

Le modèle hydraulique réutilisé dans la présente étude a été construit et exploité dans le cadre de l'étude sur le ruissellement et l'écrêtement des crues torrentielles réalisée pour le SMA en 2017 (rapport version v2, référence MM3557, Etude du ruissellement et de l'écrêtement des crues torrentielles à Draguignan – septembre 2018).

Il s'agit d'une modélisation couplée 1D/2D des écoulements réalisée sous MIKE FLOOD, logiciel développé et distribué par la société DHI (Danish Hydraulic Institute).

Cet outil permet le couplage d'un modèle 1D (lit mineur), d'un modèle 1D du réseau d'assainissement pluvial et d'un modèle 2D (champ d'expansion de crue, lit majeur) sous les interfaces respectives MIKE 11, MIKE URBAN et MIKE 21.

Le modèle mis en œuvre permet d'obtenir une description précise du champ des vitesses et des axes d'écoulement. Autrement dit, il est possible de simuler les crues en temps réel, les vitesses, les directions d'écoulement et les hauteurs d'eau étant connues en tout point et à chaque instant.

Notons que le charriage de débris divers en cas de crue et les phénomènes d'embâcles ne sont pas pris en compte dans la modélisation. Notons également que, par hypothèse, les calculs sont réalisés à fond fixe. Aucune modélisation du transport sédimentaire ni aucune variation du fond du lit n'est modélisée dans la présente étude.

La description détaillée de chaque modèle est présentée dans le rapport hydraulique de l'étude réalisée pour le SMA en 2017 (MM3557 Etude du ruissellement et de l'écrêtement des crues torrentielles à Draguignan – septembre 2018).

Pour rappel, le modèle 2D de ruissellement est réalisé à partir d'un maillage rectangulaire avec des mailles de 5m x 5m.

5.2 RESULTATS DE LA MODELISATION DE L'ETAT ACTUEL

5.2.1 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 1 AN

Dès l'évènement annuel, les axes d'écoulements principaux apparaissent. Le débit de pointe estimé dans le vallon au niveau de l'aménagement projeté est de l'ordre de 0.91 m³/s.

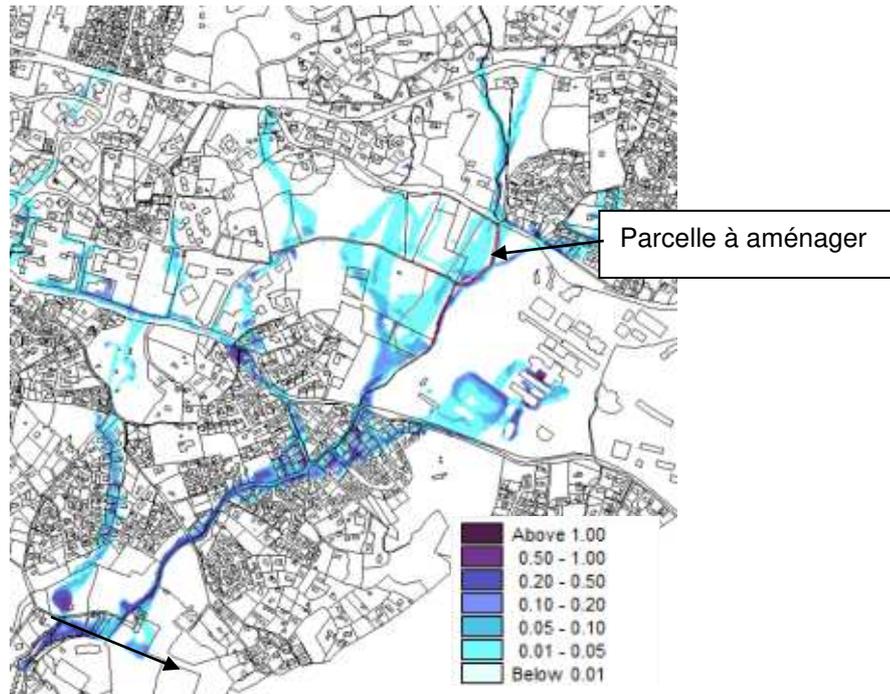


Figure 9 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 1 an

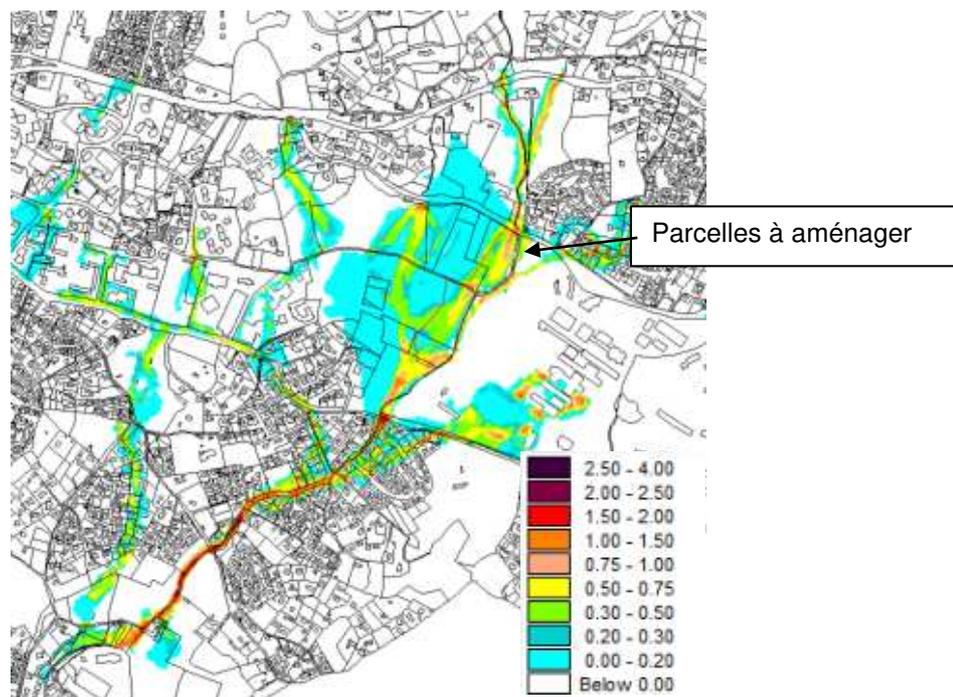


Figure 10 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 1 an

5.2.2 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 2 ANS

Le débit de pointe estimé au niveau du vallon est de l'ordre de 1.17 m³/s. Les ruissellements traversent l'ensemble de la parcelle concernée par l'aménagement.

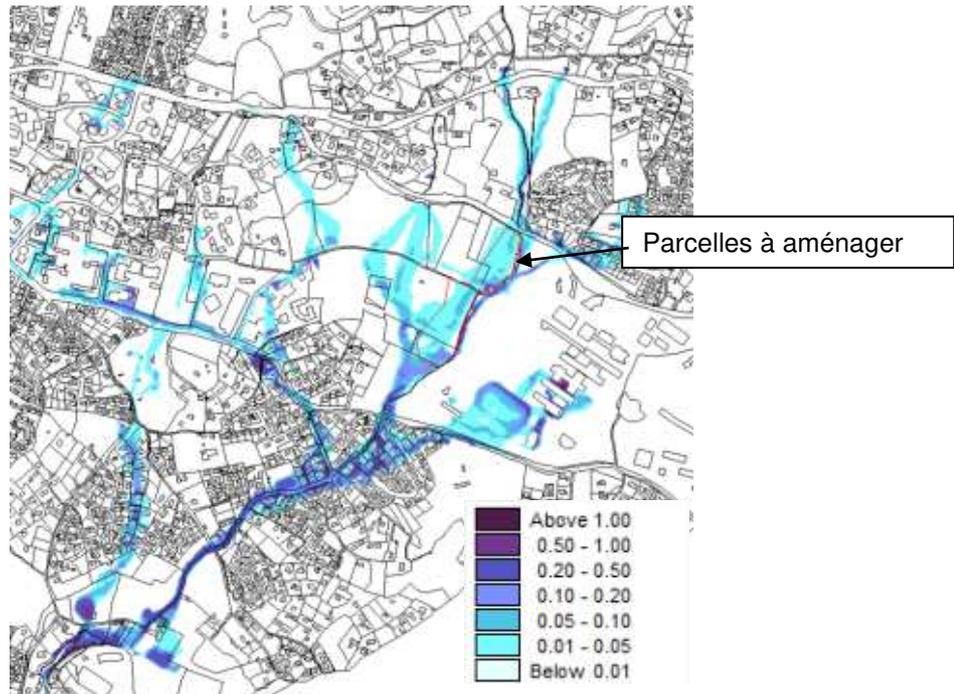


Figure 11 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 2 ans

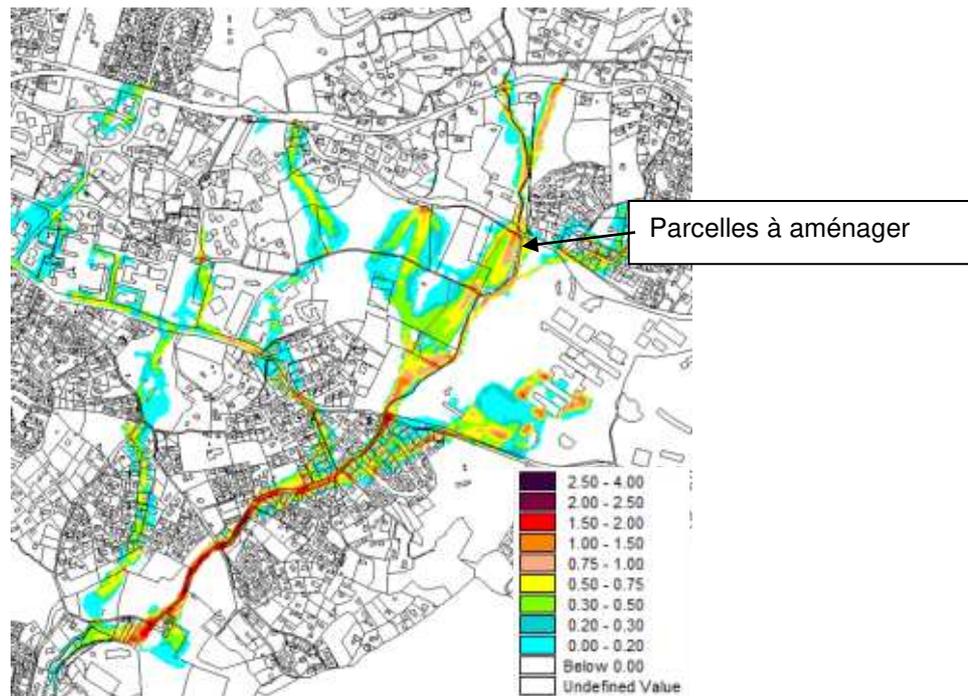


Figure 12 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 2 ans

5.2.3 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 10 ANS

Pour l'occurrence décennale, les axes découlements sont similaires aux occurences précédentes. On peut cependant constater que les débordement observés entre l'avenue de la Vaugine et le chemin des Faïsses rejoignent le secteur étudié . Le débit de pointe estimé dans le fossé à l'aval de l'aménagement est de l'ordre de 1.4 m³/s.

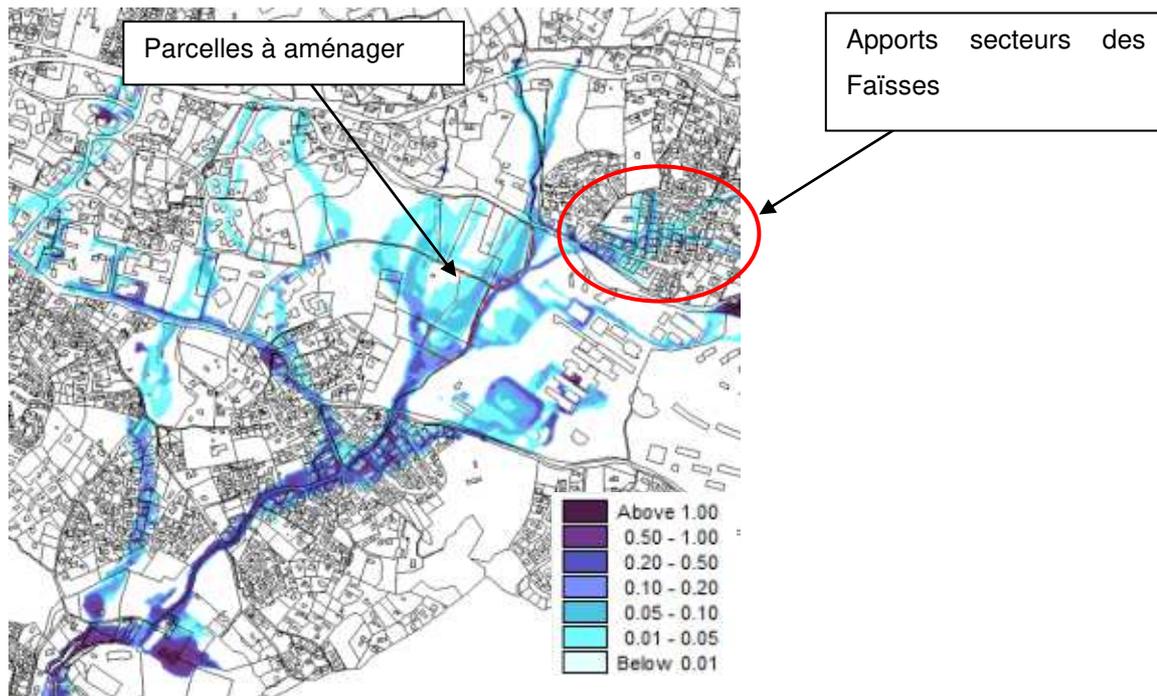


Figure 13 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 10 ans

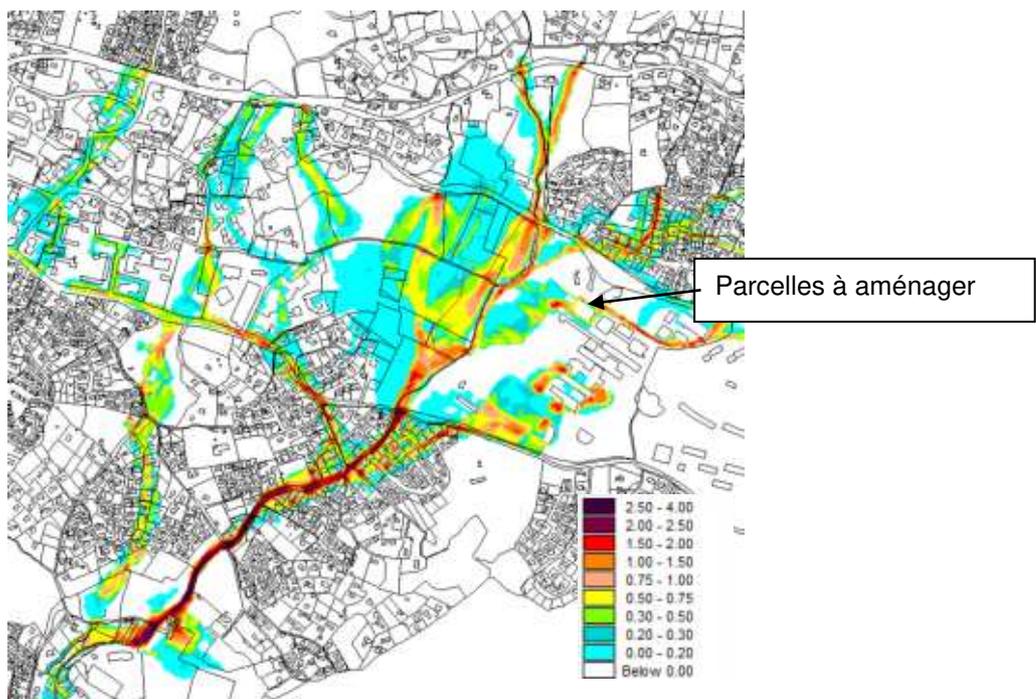


Figure 14 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 10 ans

5.2.4 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 50 ANS

Pour l'évènement cinquantennal, les axes d'écoulement n'ont pas évolués par rapport aux occurrences précédentes. Le débit transitant dans le fossé est de l'ordre de 3.5 m³/s

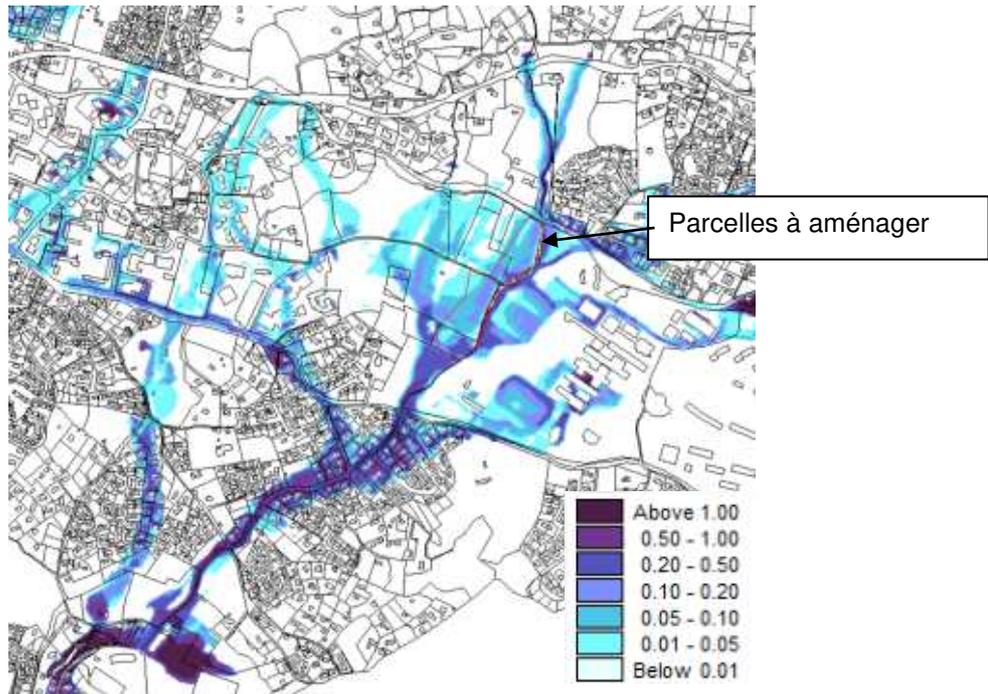


Figure 15 : Hauteurs d'eau maximales (m) - période de retour 50 ans

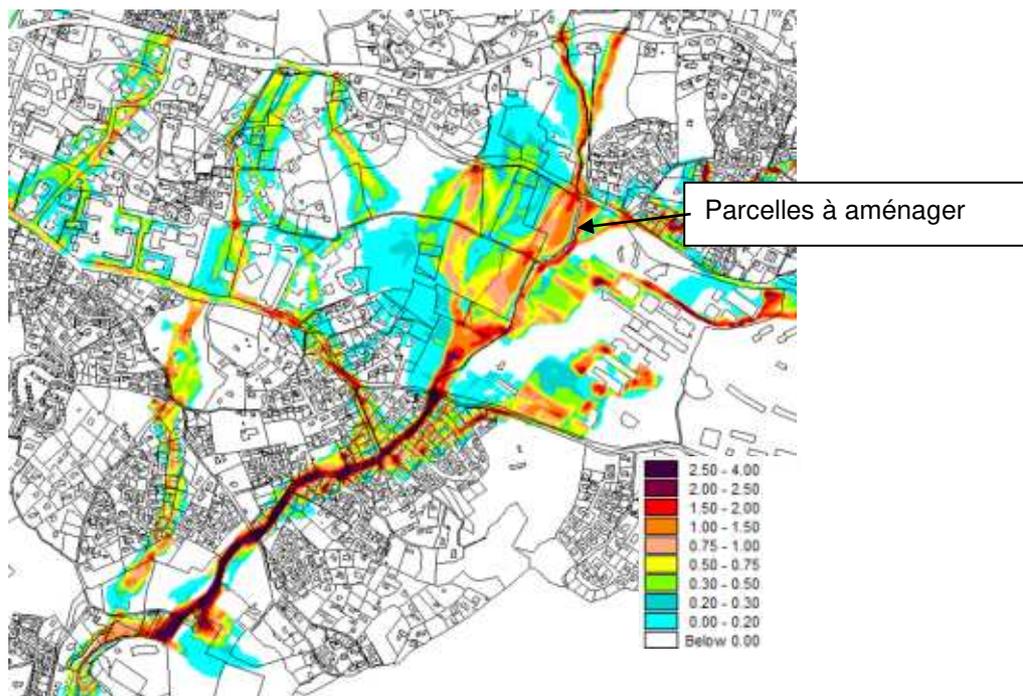


Figure 16 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 50 ans

5.2.5 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 100 ANS

Pour l'évènement centennal, on retrouve les mêmes axes d'écoulements. A cela s'ajoute des emprises plus étendues et les hauteurs d'eau plus importantes. Le débit de pointe au niveau de la parcelle est estimé à 3.95 m³/s.

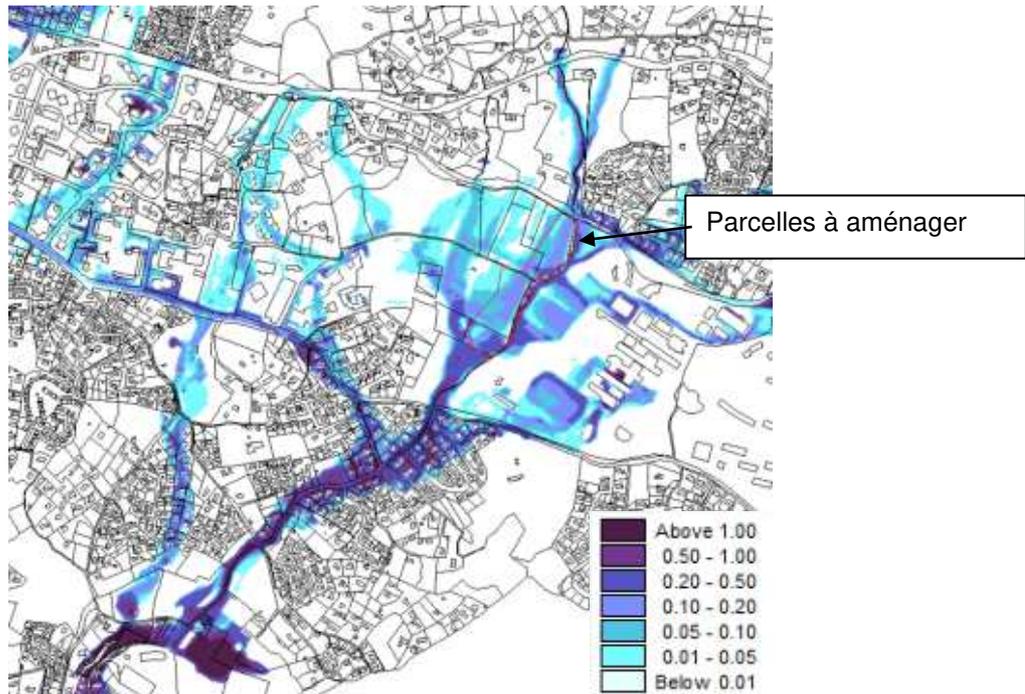


Figure 17 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 100 ans

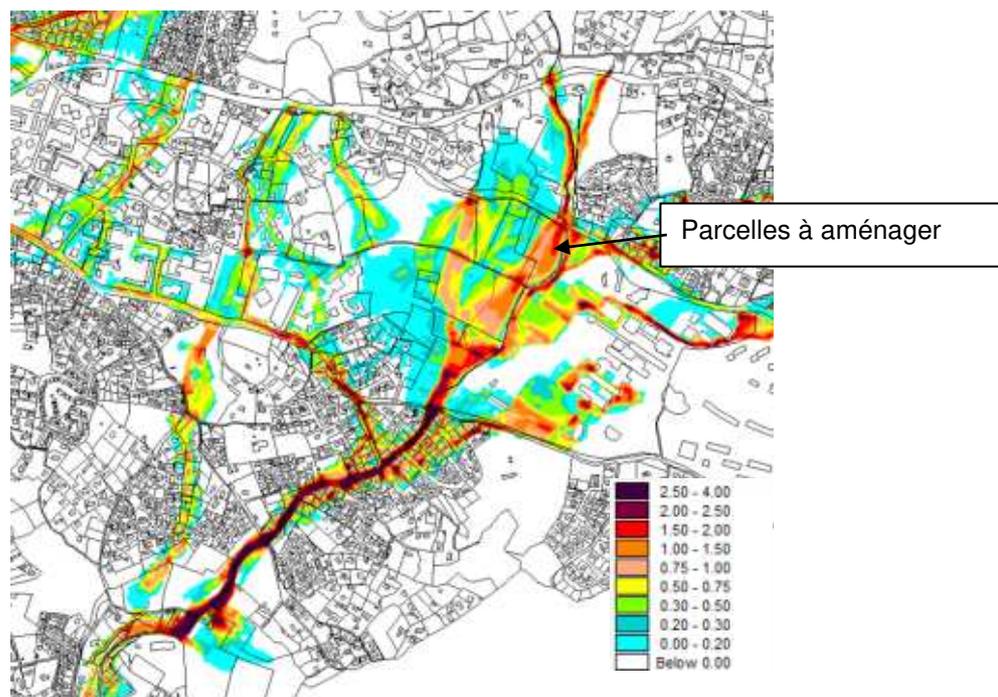


Figure 18 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 100 ans

5.3 CONCLUSION DU DIAGNOSTIC DE L'ETAT ACTUEL

Les résultats des modélisations de l'état actuel permettent de prendre la mesure des dysfonctionnements existants sur le secteur. Les premiers désordres apparaissent dès l'évènement annuel. A partir de l'évènement décennal, les débordements observés à l'amont des parcelles

étudiées (rue des Faïsses) rejoignent la zone d'étude et participent aux aggravations observées à l'aval.

Afin de quantifier les désordres observés, les débits de pointe des axes d'écoulement principaux ont été calculés, pour chaque occurrence, sur la base des simulations hydrauliques :



Figure 19 : Localisation des axes d'extraction

Période de retour	Débit à l'amont de la parcelle (1)	Débit au niveau de la parcelle (2)	Débit à l'aval de la parcelle (3)
1 an	0.79	0.91	2.23
2 ans	0.94	1.17	3.19
10 ans	1.23	1.4	9.54
50 ans	1.84	3.53	23.91
100 ans	2.08	3.95	29.92

Figure 20 : Débits de pointe calculés à l'état actuel (m³/s)

6 PROPOSITION D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

6.1 METHODOLOGIE - HYPOTHESES

Il s'agit ici de proposer une solution technique réaliste, à la fois vis-à-vis de sa mise en œuvre mais aussi vis-à-vis de son exploitation et de sa pérennité.

Ainsi, on privilégiera une alimentation et une vidange gravitaire. En effet, une vidange par pompage nécessite un coût d'investissement bien plus important et surtout un suivi d'exploitation pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Cette solution est particulièrement déconseillée pour des ouvrages en dérivation des vallons, lorsque la surverse de l'ouvrage est difficile à contrôler ou bien pourrait générer ou accentuer un désordre hydraulique inexistant ou peu important dans la situation initiale.

D'autre part, l'estimation des volumes de rétention envisageables sur les terrains étudiés est faite au stade de faisabilité. Une bande périphérique d'au moins 2 m de largeur est prise en compte avant d'intégrer les entrées en terre, qui permettra l'aménagement d'une piste d'entretien. En l'absence d'étude géotechnique à ce stade, les entrées en terre sont prévues avec un fruit de 2H/1V et la largeur en crête de digue est considérée à 2 m.

6.2 BASSIN DE RETENTION SUR LES PARCELLES

6.2.1 CONCEPTION DE L'OUVRAGE

L'aménagement de bassins d'écrêtement, en dérivation du fossé, semble plus adapté par rapport à des bassins de rétention au fil de l'eau.

En effet, dans le second cas, les bassins interceptent tout l'hydrogramme de la crue, et se remplissent donc avant même que les débits « critiques » soient atteints. S'il est adapté pour compenser une imperméabilisation des sols, ce fonctionnement n'est pas à privilégier lorsqu'il s'agit de réduire les débits en aval.

Avec un bassin d'écrêtement, les plus faibles débits, non débordants, ne sont pas impactant pour les enjeux et restent dans le réseau hydrographique, alors que les débits plus importants, au-delà d'un objectif fixé, transitent par le bassin afin d'être restitués avec un débit plus faible, sur une plus longue durée (à la décrue).

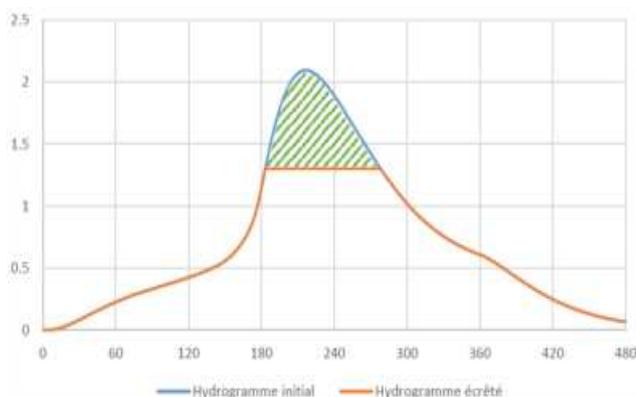


Figure 21 : Impact théorique d'un bassin écrêteur sur un hydrogramme

Avec un système en dérivation, le déversoir d'alimentation pourra être aménagé sur l'extrémité amont du vallon au droit de la parcelle amont, et la vidange de l'ouvrage se fera dans le vallon, à l'extrémité aval de la parcelle.

Lors de l'étude de septembre 2018, un projet d'aménagement de ZAC était d'actualité au droit de la zone d'étude. Ce projet n'ayant pas abouti, seul le principe d'aménagement des bassins en série a été repris de cette étude, ainsi que le fossé d'interception des ruissellements.

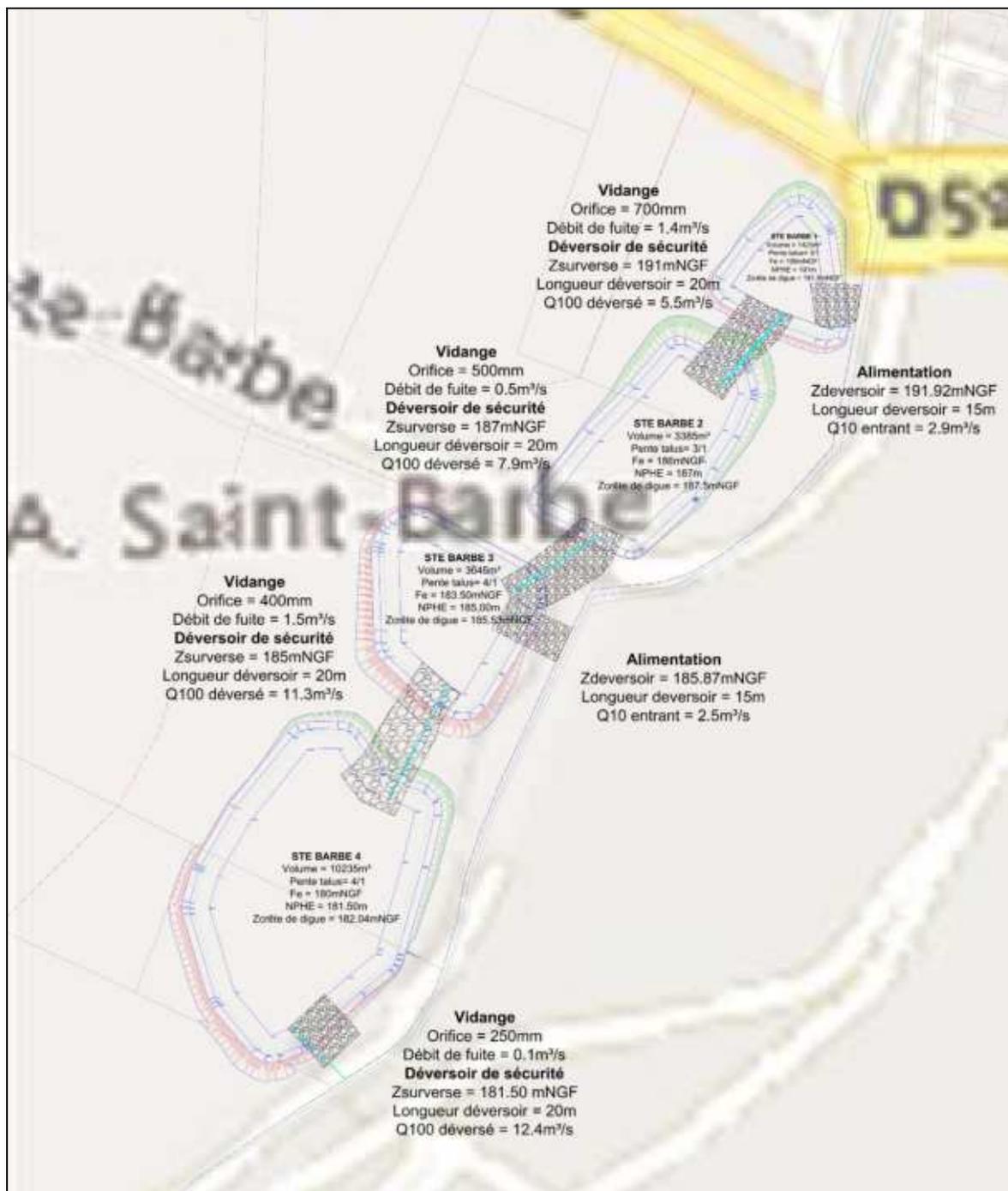


Figure 22 : Vue en plan des bassins sur le vallon de Sainte Barbe



Notons qu'un tel ouvrage ne serait a priori pas classé selon la classification des barrages et ouvrages assimilés définie à l'article R214-112 du Code de l'Environnement. En effet, pour entrer dans la catégorie C, il faut satisfaire cumulativement trois conditions :

- Hauteur d'endiguement > 2 m ; dans le cas présent, la hauteur maximale d'endiguement serait au maximum de 2 m
- Volume retenu $> 50\,000$ m³ ; dans le cas présent, le volume maximal retenu serait de 10 000 m³.
- Présence d'une ou plusieurs habitations à moins de 400 m de distance en aval de l'ouvrage ; dans le cas présent, plusieurs habitations sont présentes sur cette distance.

Par le faible volume de stockage, **ces bassins ne seraient donc pas classés**. Pour rappel, la réalisation d'un ouvrage classé est soumise à autorisation environnementale, et nécessite un suivi régulier et formalisé de l'ouvrage, avec fourniture à la Préfecture par le maître d'ouvrage de comptes-rendus d'exploitation et autres documents justifiant l'entretien et la surveillance de l'ouvrage.

6.2.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE

Le modèle hydraulique de l'état actuel a été modifié de façon à intégrer l'aménagement des bassins en série présenté sur la figure précédente. La configuration présentée ici prend également en compte l'aménagement du bassin de rétention Poisson sur la parcelle n°424 situé à l'amont de la zone d'étude.

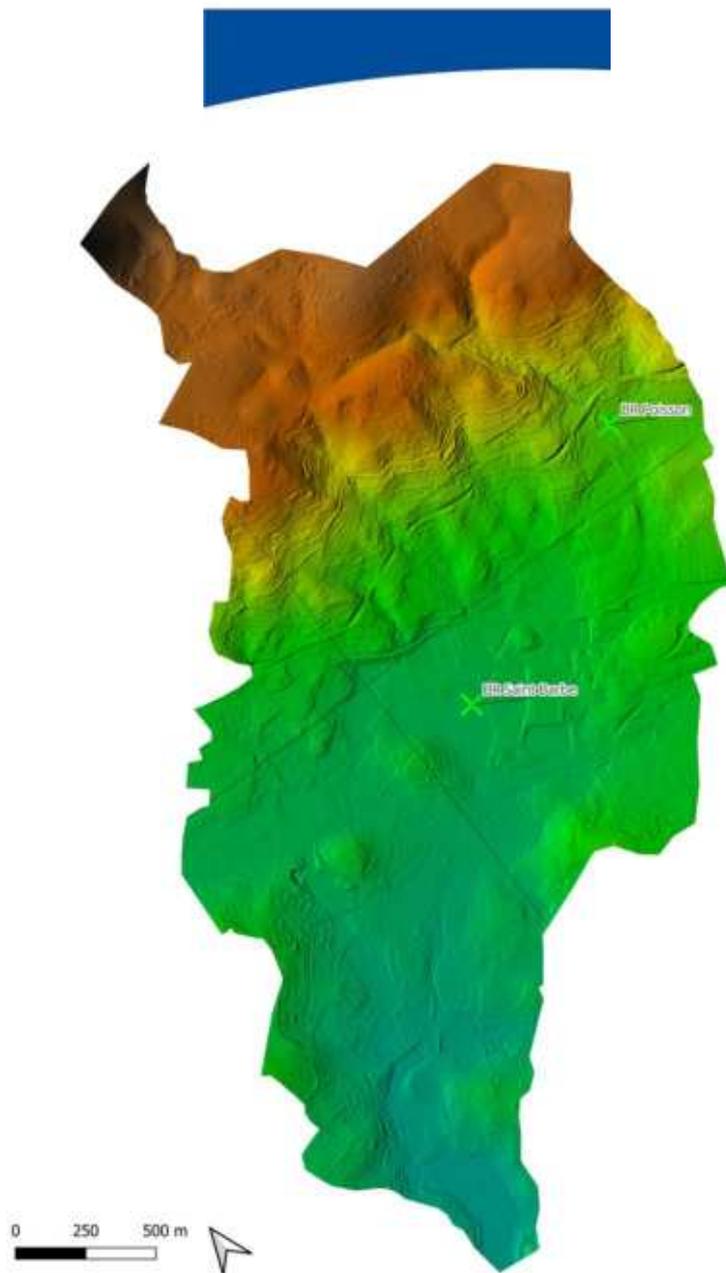


Figure 23 : Localisation des bassins de rétention sur le bassin versant de Sainte-Barbe

La figure suivante rappelle l'aménagement projeté sur la parcelle n°424 :



Figure 24 : Principe de fonctionnement du bassin de rétention envisagé sur la parcelle n°424

Nous rappelons ici que cet ouvrage n'est pas classé selon la classification des barrages et ouvrages assimilés définie à l'article R214-112 du Code de l'Environnement.

6.2.2.1 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 1 ans

La figure suivante présente, à gauche, les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite, la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet annuelle. Les couleurs chaudes témoignent d'une augmentation des hauteurs (aggravation) et les couleurs froides reflètent une réduction des hauteurs d'eau (amélioration).

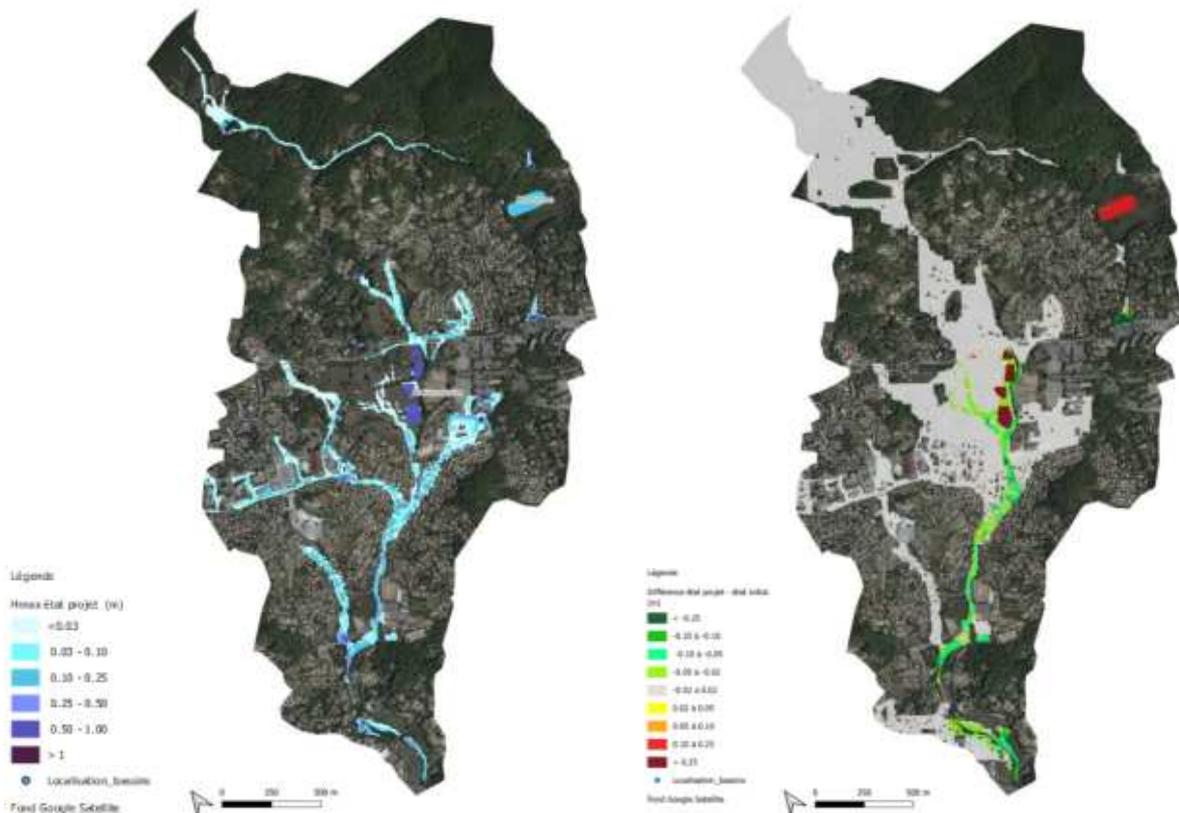


Figure 25 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales (m) entre l'état projet (bassin parcelle 237) et l'état actuel – période de retour 1 an

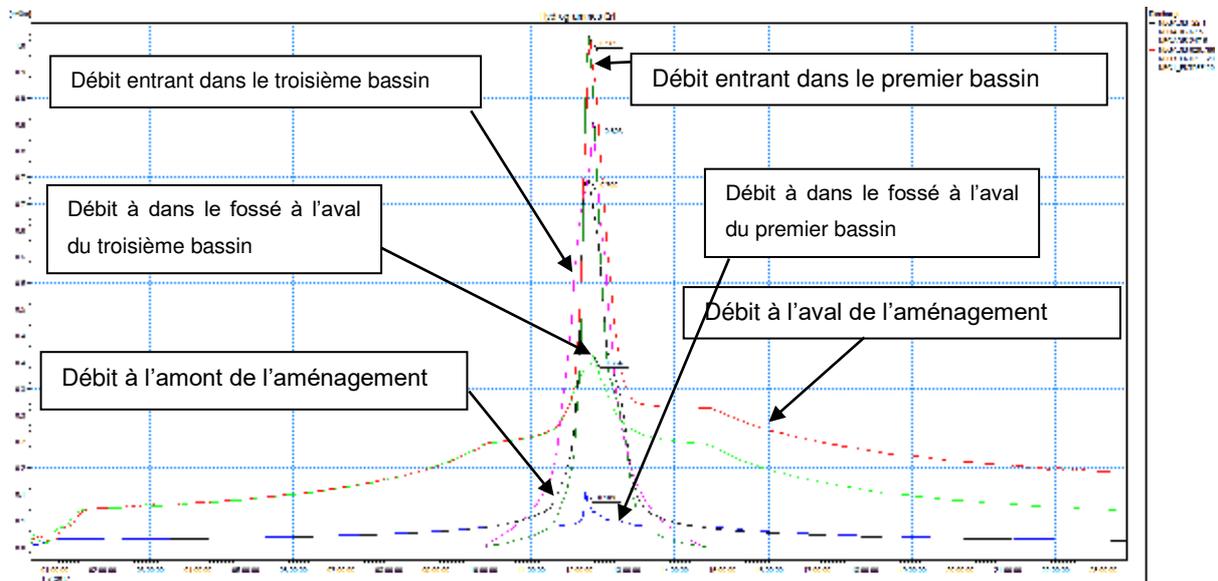


Figure 26 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m^3/s) – période de retour 1 an
 Dès l'évènement annuel, l'aménagement des quatre bassins en série permet de réduire les niveaux d'eau au niveau de l'avenue de Jean Monnet. Le débit de pointe au niveau de cette avenue est réduit de 62%, passant de $2.37 m^3/s$ à l'état actuel à $0.9 m^3/s$ à l'état projet.

Pour l'évènement annuel les niveaux de remplissage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement annuel

	Bassin 1	Bassin 2	Bassin 3	Bassin 4
Zmax (m NGF)	190.62	186.43	184.33	180.65
Hmax (m)	0.61	0.43	0.83	0.64
Remplissage (%)	61%	43%	55%	43%

6.2.2.2 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 2 ans

La figure suivante présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet de période de retour 2 ans.

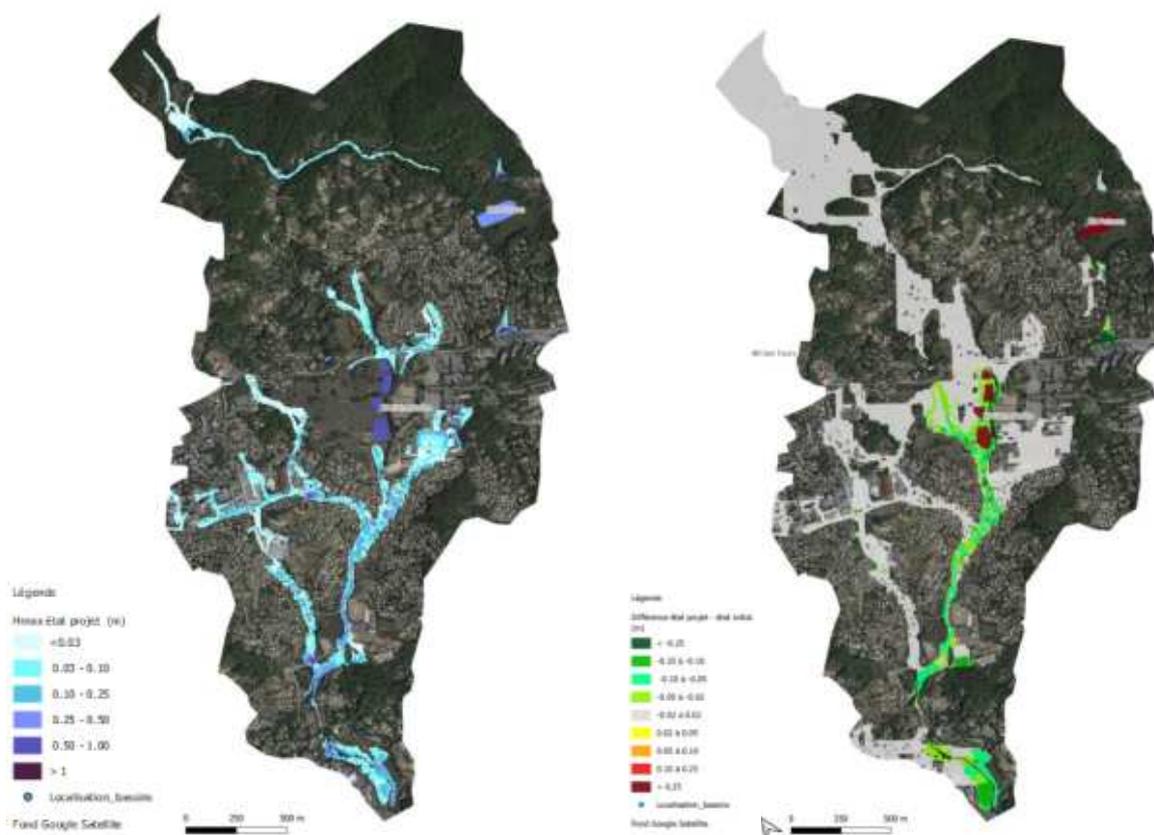


Figure 27 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales (m) entre l'état projet (bassin parcelle 237) et l'état actuel– période de retour 2 ans

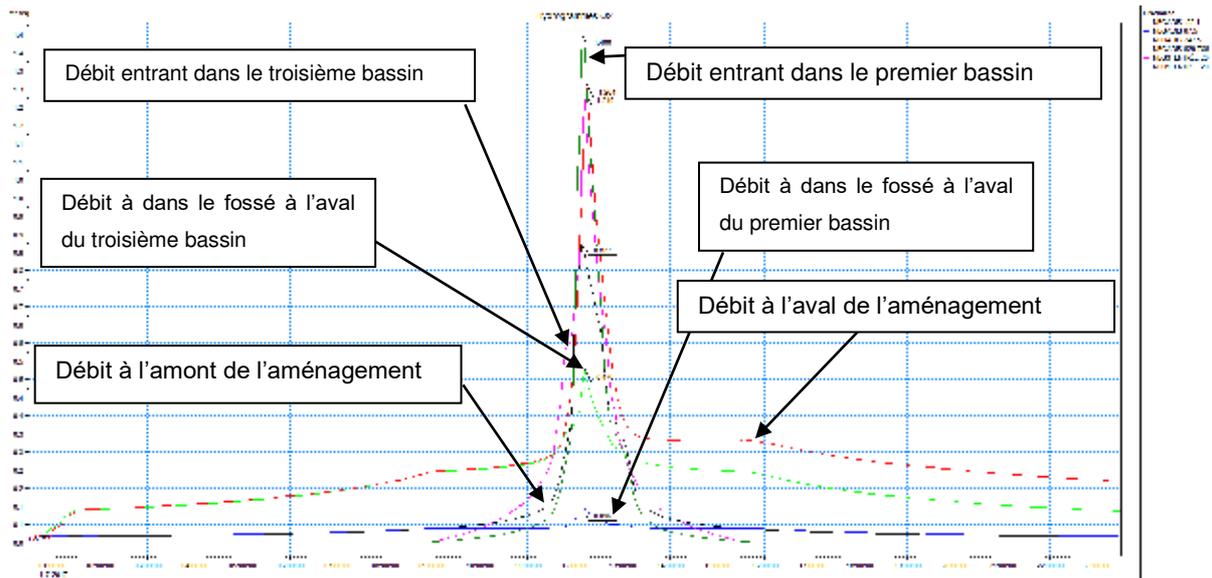


Figure 28 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m³/s) – période de retour 2 ans

Pour l'évènement biennal, l'aménagement des quatre bassins en série permet de réduire les niveaux d'eau au niveau de l'avenue de Jean Monnet. Le débit de pointe au niveau de cette avenue est réduit de 63%, passant de 3.67 m³/s à l'état actuel à 1.34 m³/s à l'état projet.

Pour l'évènement biennal les niveaux de remplissage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement biennal

	Bassin 1	Bassin 2	Bassin 3	Bassin 4
Zmax (m NGF)	190.82	186.62	184.67	180.92
Hmax (m)	0.82	0.62	1.17	0.92
Remplissage (%)	82%	62%	78%	61%

6.2.2.3 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 10 ans

La figure ci-après présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet décennale.

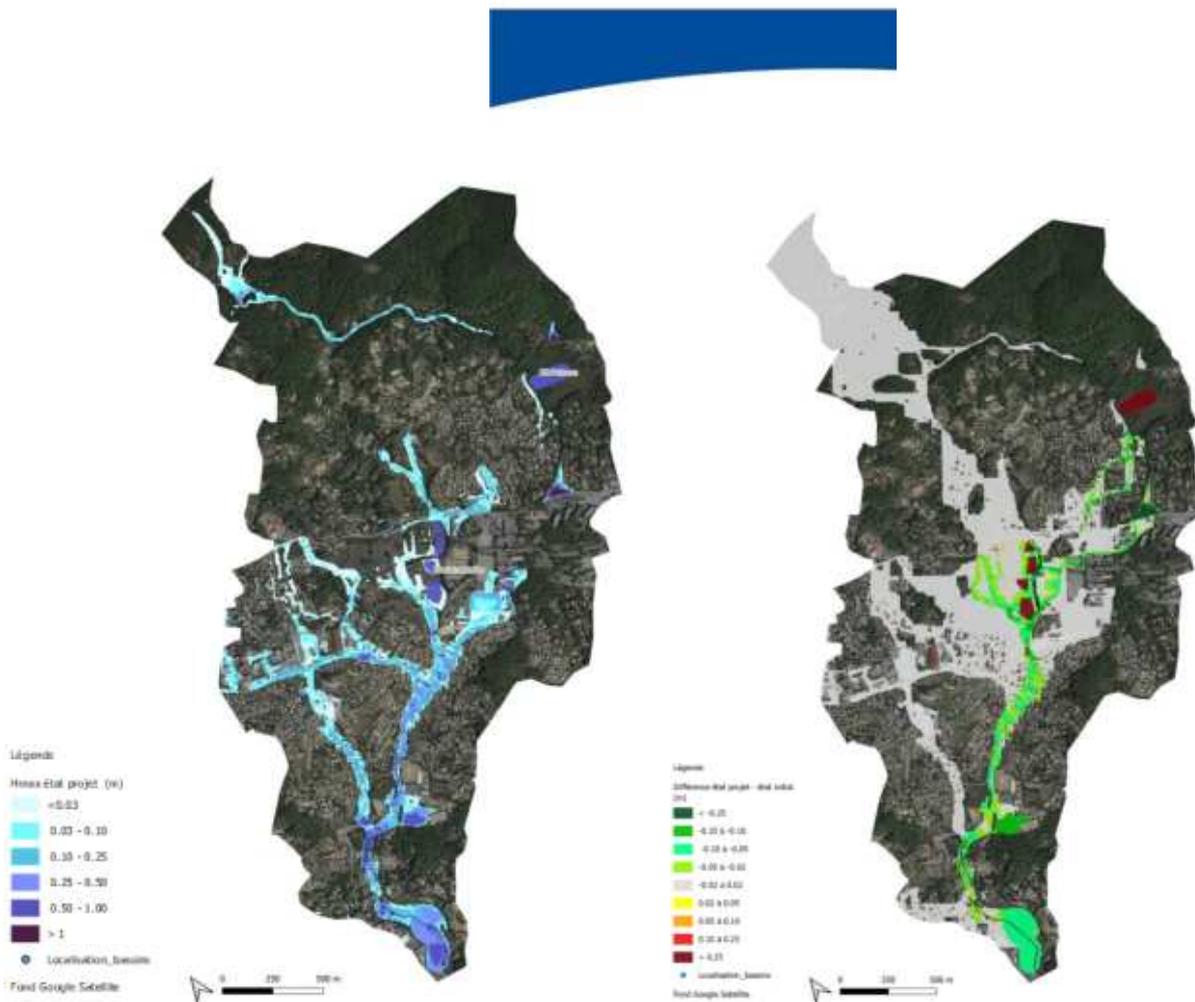


Figure 29 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 10 ans

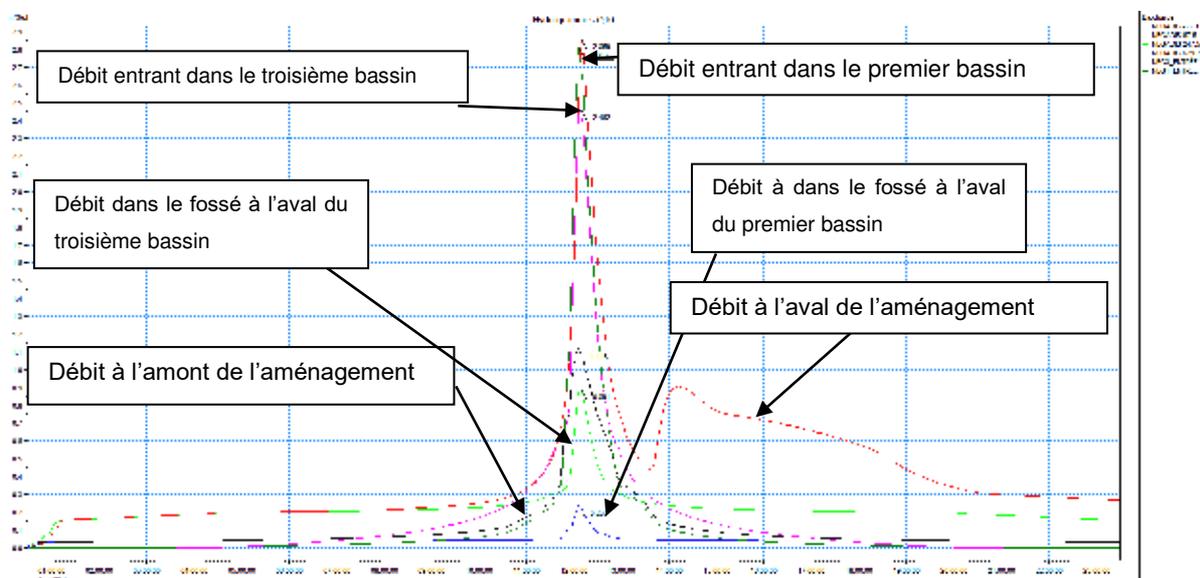


Figure 30 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m^3/s) – période de retour 10 ans

Pour l'évènement décennal, l'aménagement des quatre bassins en série permet de réduire les niveaux d'eau au niveau de l'avenue de Jean Monnet. Le débit de pointe au niveau de cette avenue est réduit de 41%, passant de $9.4 m^3/s$ à l'état actuel à $5.5 m^3/s$ à l'état projet.

Pour l'évènement décennal, les niveaux de remplissage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement décennal

	Bassin 1	Bassin 2	Bassin 3	Bassin 4
Zmax (m)	191.11	187.09	185.15	181.56
Hmax (m)	1.11	1.09	1.65	1.56
Remplissage (%)	111 %	109 %	1 10 %	104 %

A partir de cet évènement, les quatre bassins sont remplis mais les niveaux d'eau restent inférieurs aux côtes des crêtes. De cette manière, les surverses ne se font qu'au niveau des déversoirs de sécurité identifiés sur la vue en plan de l'aménagement.

6.2.2.4 Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 50 ans

La figure ci-dessous présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet de période de retour 50 ans.

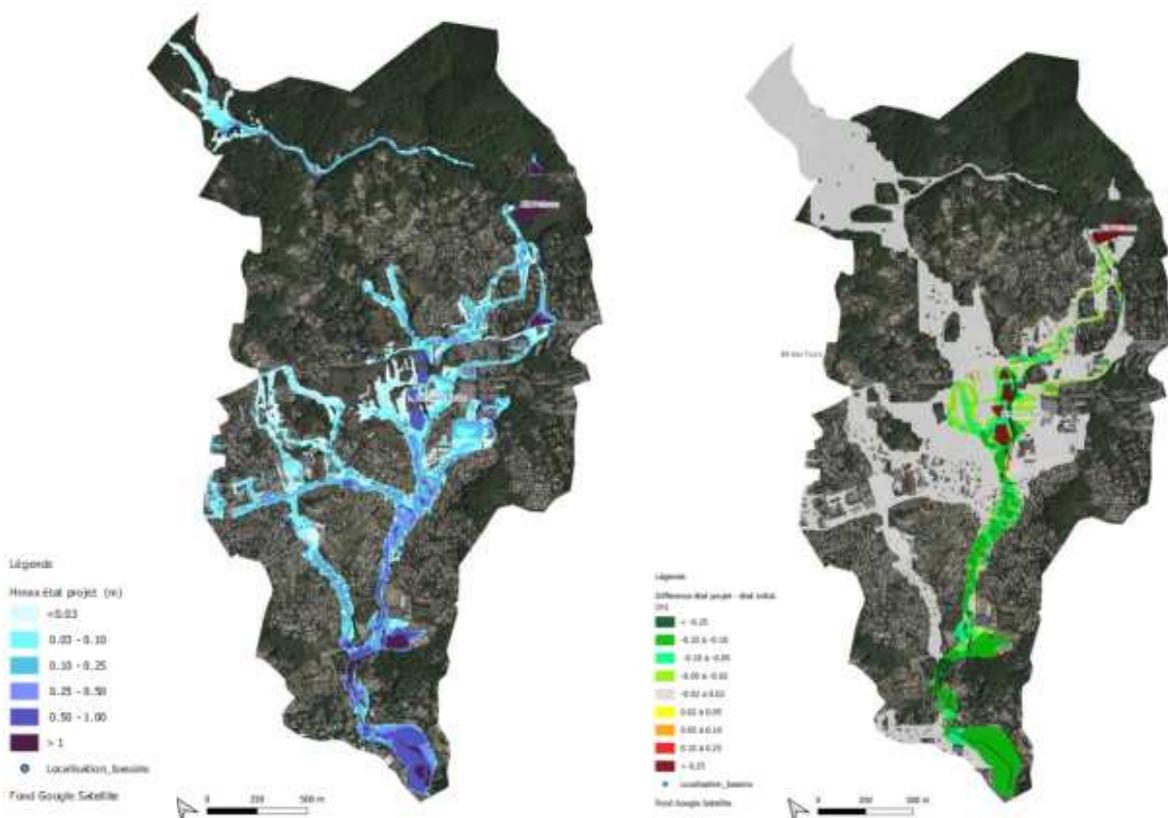


Figure 31 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 50 ans

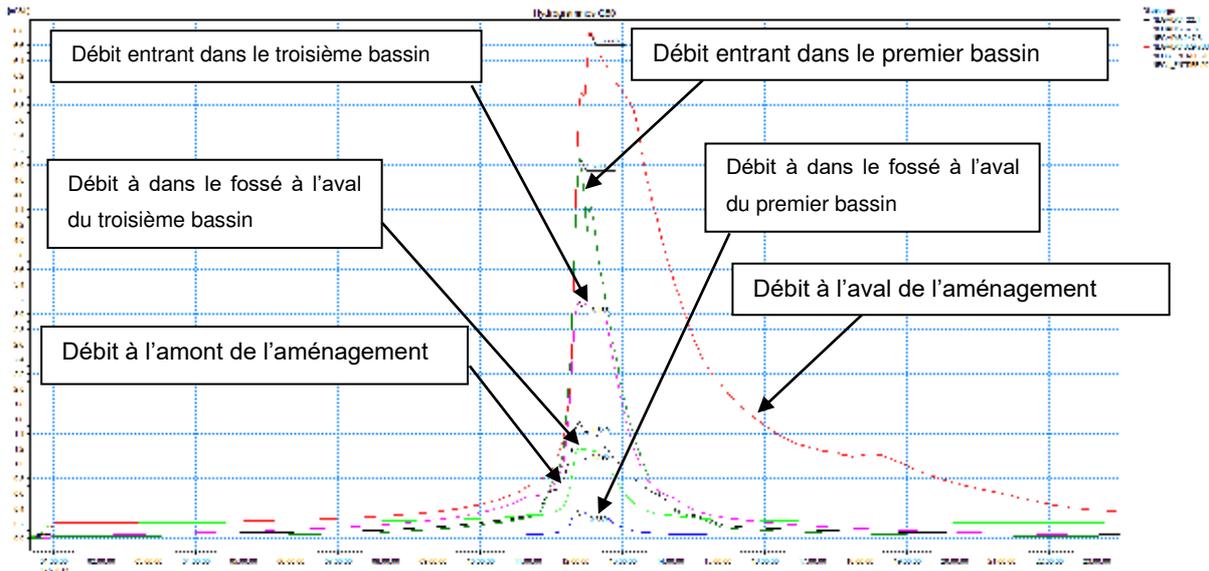


Figure 32 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m³/s) – période de retour 50 ans

Pour l'évènement cinquantennal, l'aménagement des quatre bassins en série permet de réduire les niveaux d'eau au niveau de l'avenue de Jean Monnet. Le débit de pointe au niveau de cette avenue est réduit de 50%, passant de 23.67 m³/s à l'état actuel à 11.87 m³/s à l'état projet.

Pour l'évènement cinquantennal, les niveaux de remplissage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement cinquantennal

	Bassin 1	Bassin 2	Bassin 3	Bassin 4
Zmax (m)	191.21	187.25	185.36	181.85
Hmax (m)	1.21	1.25	1.85	1.85
Remplissage (%)	121 %	125 %	124 %	123 %

Pour l'occurrence cinquantennale, les niveaux d'eau restent inférieurs aux côtes des crêtes de digues respectives des différents bassins.

6.2.2.5 Résultats de la simulation de la pluie de projet de retour 100 ans

La figure ci-dessous présente à gauche les hauteurs d'eau maximales attendues à l'état projeté, et à droite la différence des hauteurs d'eau maximales entre l'état projeté (avec bassin) et l'état actuel, pour la pluie de projet centennale.

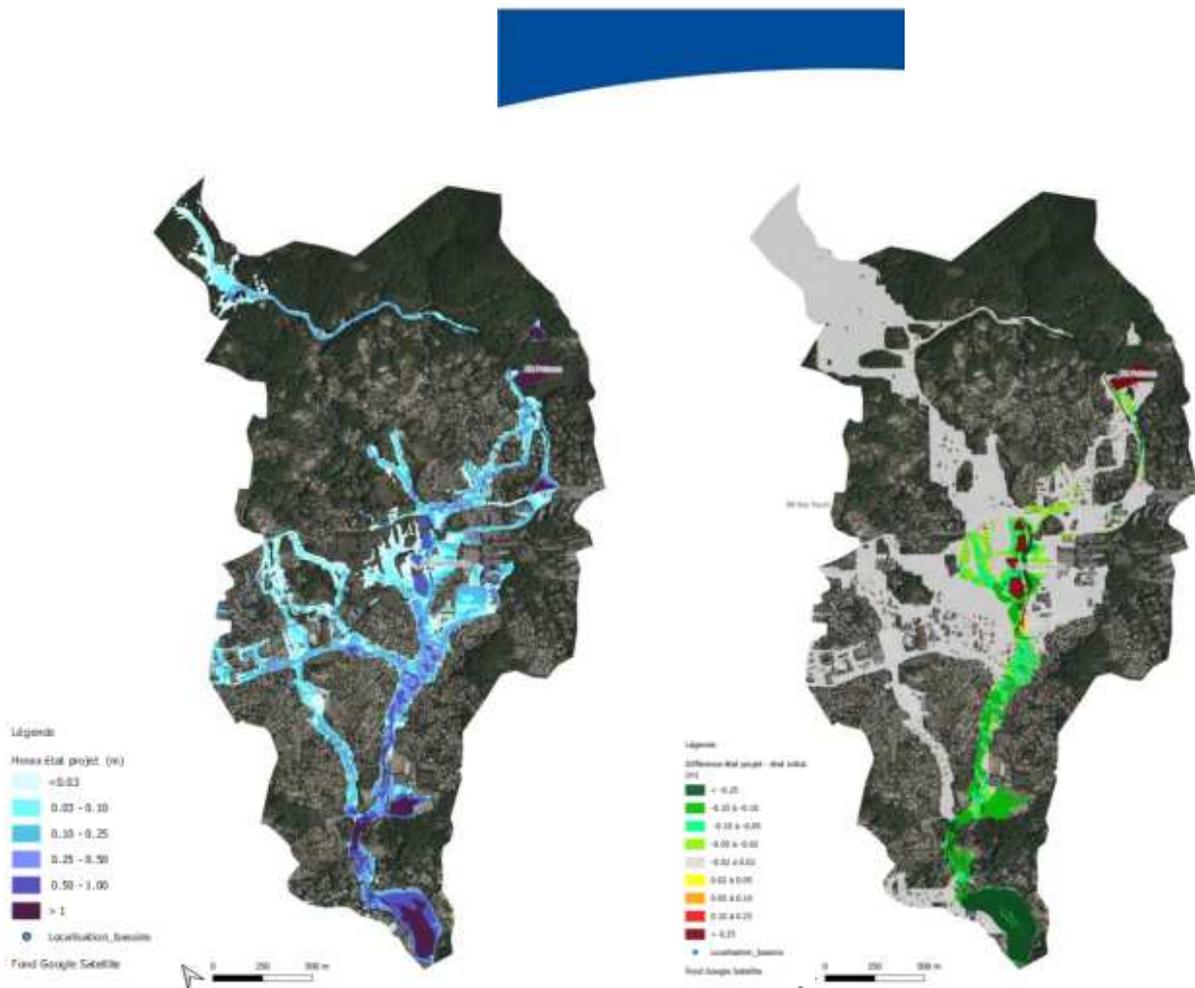


Figure 33 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 100 ans

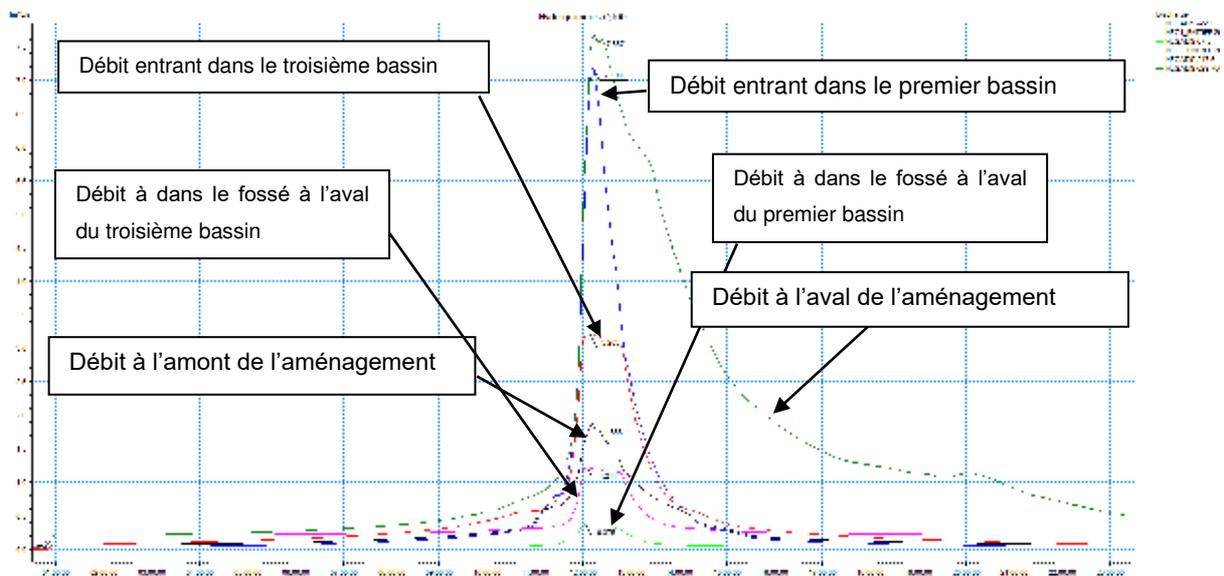


Figure 34 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m^3/s) – période de retour 100 ans

Pour l'évènement centennal, l'aménagement des quatre bassins en série permet de réduire les niveaux d'eau au niveau de l'avenue de Jean Monnet. Le débit de pointe au niveau de cette avenue est réduit de 29%, passant de 29.73 m^3/s à l'état actuel à 21.2 m^3/s à l'état projet.

Pour l'évènement centennal, les niveaux de remplissage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Niveau de remplissage des bassins pour l'évènement centennal

	Bassin 1	Bassin 2	Bassin 3	Bassin 4
Zmax (m)	191.29	187.37	185.47	182.00
Hmax (m)	1.29	1.37	1.97	2.00
Remplissage (%)	129 %	137 %	131 %	133 %

Pour cette occurrence, les niveaux d'eau des trois premiers bassins restent inférieurs à leur côte de crête respective. Seul le bassin n°4 possède une ligne d'eau égale à sa ligne de crête. Cela n'engendre cependant pas d'aggravation à l'aval du secteur.

6.3 CONCLUSION SUR L'EFFICACITE HYDRAULIQUE DES OUVRAGES D'ECRETEMENT PROJETES SUR LE BASSIN VERSANT DE SAINTE-BARBE

La création de ces quatre bassins de rétention, combiné au bassin de rétention projeté sur la parcelle n°424 (BR Poisson) semblent bien **répondre à l'objectif de réduction des désordres hydrauliques pour l'ensemble des évènements pluviaux étudiés.**

La création du bassin de rétention Poisons sur la parcelle 424 permet de mettre hors d'eau une partie de la résidence située un peu plus à l'aval pour l'évènement décennal. Pour les évènements supérieurs, son efficacité est réduite à des améliorations plus locales.

L'effet combiné des deux aménagements permet de réduire les niveaux d'eau pour les différentes occurrences sur l'ensemble de l'avenue de Jean MONNET, jusqu'au camping de la FOUX.

Le tableau suivant présente les débits de pointe extraits au droit de la zone d'étude.

Période de retour	Etat modélisé	Débit du vallon en amont de la parcelle (1)	Débit du vallon au niveau de la parcelle (2)	Débit à l'aval de la parcelle (3)
1 an	Actuel	0.79	0.91	2.37
	Projeté	0.7	0.4	0.9
2 ans	Actuel	0.94	1.17	3.67
	Projeté	0.83	0.53	1.34
10 ans	Actuel	1.23	1.4	9.4
	Projeté	1.13	1.05	5.5
50 ans	Actuel	1.84	3.53	23.67
	Projeté	1.57	3.12	11.87
100 ans	Actuel	2.08	3.95	29.73
	Projeté	1.9	3.59	21.2

Tableau 7 – Principaux résultats hydrauliques (débits en m³/s)

Tableau 8 : Principaux paramètres hydrauliques

		BR	BR	BR	BR
		St_Barbe 1	St_Barbe 2	St_Barbe 3	St_Barbe 4
Côte de fond	Z (m NGF)	190.00	186.00	183.50	180.00
Côte de crête	Z (m NGF)	191.5	187.5	185.5	182
Côte de surverse	Z (m NGF)	191	197	185	181.5
Q1	Zmax (m NGF)	190.62	186.43	184.33	180.65
	Hmax (m)	0.62	0.43	0.83	0.65
	Remplissage (%)	62%	43%	55%	43%
Q2	Zmax (m NGF)	190.82	186.62	184.67	180.92
	Hmax (m)	0.82	0.62	1.17	0.92
	Remplissage (%)	82%	62%	78%	61%
Q10	Zmax (m NGF)	191.11	187.09	185.15	181.56
	Hmax (m)	1.11	1.09	1.65	1.56
	Remplissage (%)	111%	109%	110%	104%
Q50	Zmax (m NGF)	191.21	187.25	185.36	181.85
	Hmax (m)	1.21	1.25	1.85	1.85
	Remplissage (%)	121%	125%	124%	123%
Q100	Zmax (m NGF)	191.29	187.37	185.47	182.00
	Hmax (m)	1.29	1.37	1.97	2.00
	Remplissage (%)	129%	137%	131%	133%

7 ANNEXE : DECOUPAGE EN SOUS BASSINS VERSANTS

