

14 novembre 2019

Ville de DRAGUIGNAN

ETUDE HYDRAULIQUE  
COMPLEMENTAIRE  
SUR LE SECTEUR DU  
CIMETIERE MILITAIRE

## IDENTIFICATION

---



### INGÉROP Conseil et Ingénierie

Agence de Aix-en-Provence - Domaine du Petit Aroois - Pavillon La Roche - Hall B - BP 20053 - F-13545 Aix-en-Provence cedex 4  
Tél. : (33)4 42 50 83 00 - N° Siret 489 625 135 00230 - [ingerop.aix@ingerop.com](mailto:ingerop.aix@ingerop.com) - [ingerop.fr](http://ingerop.fr)  
Siège Social : 18 rue des deux gares - CS 70081 - F-82559 Rueil-Malmaison Cedex  
S.A.S. au capital de 5 800 000 € - R.C.S. Nanterre B 489 625 135 - APE 7112B - Code TVA n° FR 454 896 261 95



## GESTION DE LA QUALITE

---

Version	Date	Intitulé	Rédaction	Lecture	Validation
1	11/2019	EH	SP	JF	JF

### 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'INGÉROP ne saurait engager la responsabilité de celle-ci.*

*La société INGÉROP 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

<b>1</b>	<b>OBJET DE L'ETUDE</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>CONTEXTE HYDRAULIQUE</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>REACTIVATION DU MODELE HYDROLOGIQUE</b>	<b>8</b>
3.1	RAPPEL SUR LA MODELISATION PLUIE-DEBIT EXISTANTE	8
3.2	REACTIVATION DU MODELE POUR LES FAIBLES OCCURENCES	8
3.3	RESULTATS DE LA MODELISATION PLUIE-DEBIT	10
<b>4</b>	<b>MISE A JOUR DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL</b>	<b>11</b>
4.1	RAPPEL SUR LE MODELE HYDRAULIQUE EXISTANT	11
4.2	NOUVELLES DONNEES DISPONIBLES	11
4.3	ACTUALISATION DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL	13
4.4	RESULTATS DE LA MODELISATION DE L'ETAT ACTUEL MIS A JOUR	13
4.4.1	Pluie de période de retour 6 mois	13
4.4.2	Pluie de période de retour 1 an	15
4.4.3	Pluie de période de retour 2 ans	16
4.4.4	Pluie de période de retour 10 ans	17
4.5	CONCLUSION DU DIAGNOSTIC DE L'ETAT ACTUEL	18
<b>5</b>	<b>PROPOSITION D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE</b>	<b>19</b>
5.1	METHODOLOGIE - HYPOTHESES	19
5.2	BASSIN DE RETENTION SUR LA PARCELLE 237	19
5.2.1	Conception de l'ouvrage	19
5.2.2	Modélisation de l'ouvrage	21
<b>6</b>	<b>ANALYSE MULTICRITERES DE L'AMENAGEMENT PROJETE</b>	<b>31</b>
6.1	CHIFFRAGE ESTIMATIF	31
6.1.1	Hypothèses	31
6.1.2	Synthèse	32
6.2	ANALYSE MULTI-CRITERES	32
<b>7</b>	<b>ANNEXE : LEVE TOPOGRAPHIQUE</b>	<b>34</b>

## TABLEAUX

Tableau 1 : Quantiles de pluie retenus (mm).....	8
Tableau 2 : Débits de pointe générés par les sous-bassins versants (m <sup>3</sup> /s) .....	10
Tableau 3 – Synthèse des résultats des simulations à l'état actuel.....	18
Tableau 4 – Principaux résultats hydrauliques (débits en m <sup>3</sup> /s) .....	30
Tableau 5 : Postes et coût unitaires retenus pour le chiffrage estimatif des aménagements .....	31
Tableau 6 – Chiffrage estimatif de l'aménagement projeté (en k€ HT).....	32
Tableau 7 – Analyse multi critères de l'aménagement proposé .....	33



## FIGURES

Figure 1 : Plan de situation .....	5
Figure 2 : Contexte hydrographique .....	6
Figure 3 : Photographies du vallon sur le secteur d'étude .....	7
Figure 4 : Pluie de projet retenue - .....	9
Figure 5 : Pluie de projet retenue – période de retour 1 an .....	9
Figure 6 : Pluie de projet retenue – période de retour 10 ans.....	9
Figure 7 : Levés terrestres réalisés sur le site en 2019 par le cabinet Martial Claret.....	12
Figure 8 : Dynamique des écoulements sur la zone de projet – période de retour 6 mois .....	13
Figure 9 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 6 mois .....	14
Figure 10 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 6 mois.....	14
Figure 11 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 1 an.....	15
Figure 12 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 1 an .....	15
Figure 13 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 2 ans.....	16
Figure 14 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 2 ans.....	16
Figure 15 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 10 ans.....	17
Figure 16 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 10 ans.....	17
Figure 17 : Impact théorique d'un bassin écrêteur sur un hydrogramme.....	19
Figure 18 : Principe de fonctionnement du bassin envisagé sur la parcelle 237 .....	21
Figure 19 : 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 6 mois .....	22
Figure 20 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m <sup>3</sup> /s) – période de retour 6 mois .....	23
Figure 21 : 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.....	24
Figure 22 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m <sup>3</sup> /s)– période de retour 1 an.....	25
Figure 23 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 2 ans.....	26
Figure 24 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m <sup>3</sup> /s) – période de retour 2 ans .....	26
Figure 25 : 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.....	27
Figure 26 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m <sup>3</sup> /s) – période de retour 10 ans .....	28
Figure 27 : Différence des vitesses maximales entre l'état projet et l'état actuel (m/s) – période de retour 10 ans.....	28
Figure 28 : Comparaison de la dynamique des écoulements au droit de la zone d'étude, entre l'état actuel et l'état projet – période de retour 10 ans.....	29

## 1 OBJET DE L'ETUDE

Cette étude vient en complément de l'étude hydraulique réalisée par Ingérop en 2017 pour le Syndicat Mixte de l'Argens (SMA), qui visait à analyser le ruissellement et l'écrêtement des crues torrentielles, sur les principaux bassins versants de la commune, à savoir les bassins versants des vallons de Valère, de la Riaille, des Tours et de Sainte Barbe.

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

Lors de la réalisation du schéma directeur d'assainissement pluvial et du programme de travaux associé, l'aménagement de bassins de rétention a été envisagé sur ce secteur mais les emplacements disponibles à cet effet sont peu nombreux sur ce bassin versant très urbanisé.



Figure 1 : Plan de situation

Ainsi, la ville de Draguignan a usé de son droit de préemption pour acquérir la parcelle 237 située en amont du cimetière militaire et de la RD562.

La commune souhaite réaliser une étude hydraulique afin d'analyser la possibilité d'aménager un bassin de rétention sur ce terrain et d'en étudier l'incidence sur les écoulements du bassin versant.

Compte tenu du faible volume de stockage envisageable, au regard du volume de crue du vallon des Tours, seules les occurrences de pluie les plus fréquentes seront analysées dans la présente étude.



## 2 CONTEXTE HYDRAULIQUE

La parcelle 237 est délimitée au Nord-Ouest par un vallon en provenance du Nord, dénommé par la suite vallon de Gante- Perdrix, qui longe le chemin de desserte locale. Il franchit l'avenue de Grasse par un ouvrage cadre dont la section d'entonnement est limitée à L0.6 m x H0.3 m. Puis il traverse le cimetière militaire avant de rejoindre le réseau pluvial du boulevard John Kennedy (DN500) puis de la rue du 8 mai 1945 (cadre L1.5 m x H1.25 m).

Au droit de la parcelle, le vallon s'écoule dans un caniveau d'une largeur moyenne de 1 m, dont le radier est bétonné. La berge droite est maçonnée sur une hauteur moyenne de 1.1 m, et la berge gauche est bétonnée sur une hauteur de 30 à 40 cm, surélevée ponctuellement par une berge en terre végétalisée.

Notons qu'en amont de la parcelle 237, le vallon franchit le chemin de desserte sous lequel il est rétabli par une buse DN500. Au vu de la configuration du site, il est probable qu'en cas de saturation de l'ouvrage et de surverse par-dessus le chemin de desserte, une partie des écoulements excédentaires ne rejoignent pas le vallon en aval du chemin mais transitent soit par le chemin de desserte, soit via les parcelles bâties, et notamment les parcelles 272 et 237.

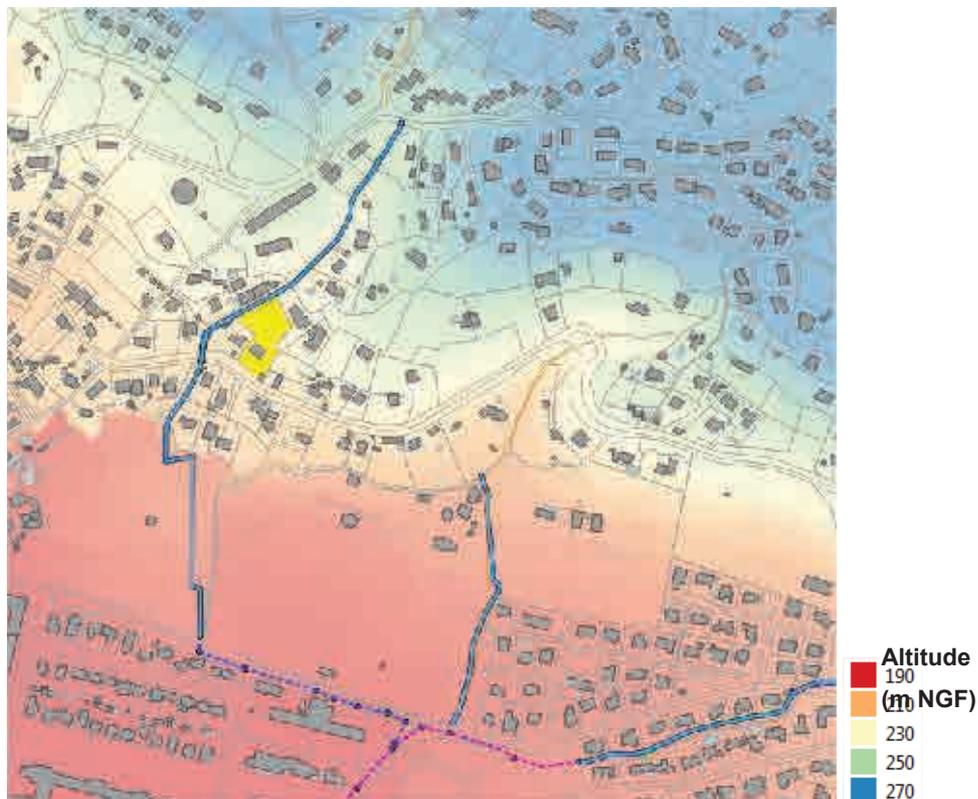


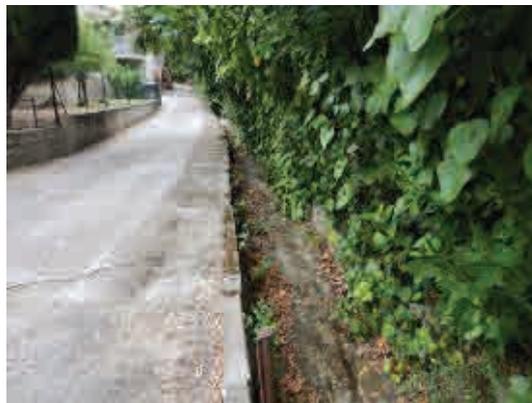
Figure 2 : Contexte hydrographique



*Buse sur le vallon en amont de la parcelle*



*Vallon au droit de la parcelle*



*Vallon en aval de la parcelle*



*Entonnement sous l'avenue de Grasse*

**Figure 3 : Photographies du vallon sur le secteur d'étude**

### 3 REACTIVATION DU MODELE HYDROLOGIQUE

#### 3.1 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 cimetière s'inscrit dans le bassin versant du vallon des Tours, qui représente une superficie de près de 10 km<sup>2</sup> ; il a été découpé en 35 sous-bassins versants.

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

#### 3.2 REACTIVATION DU MODELE POUR LES FAIBLES OCCURRENCES

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, également au sein du bassin versant du vallon des Tours, le modèle hydrologique a été réactivé de façon à produire les hydrogrammes générés par les sous-bassins versants pour les occurrences 2 ans et 5 ans. Dans la présente étude, il est demandé d'étudier les périodes de retour 6 mois, 1 an et 10 ans.

Les données pluviométriques associées à l'occurrence 6 mois ont été extrapolées à partir des quantiles de pluie estimés à Draguignan pour les occurrences 1 an et supérieures ou égales à 10 ans.

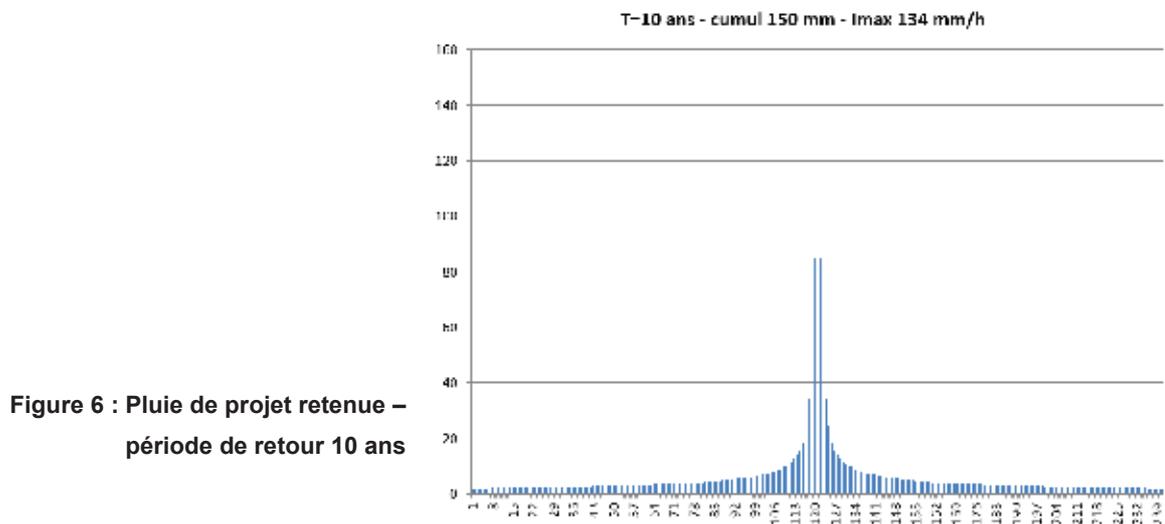
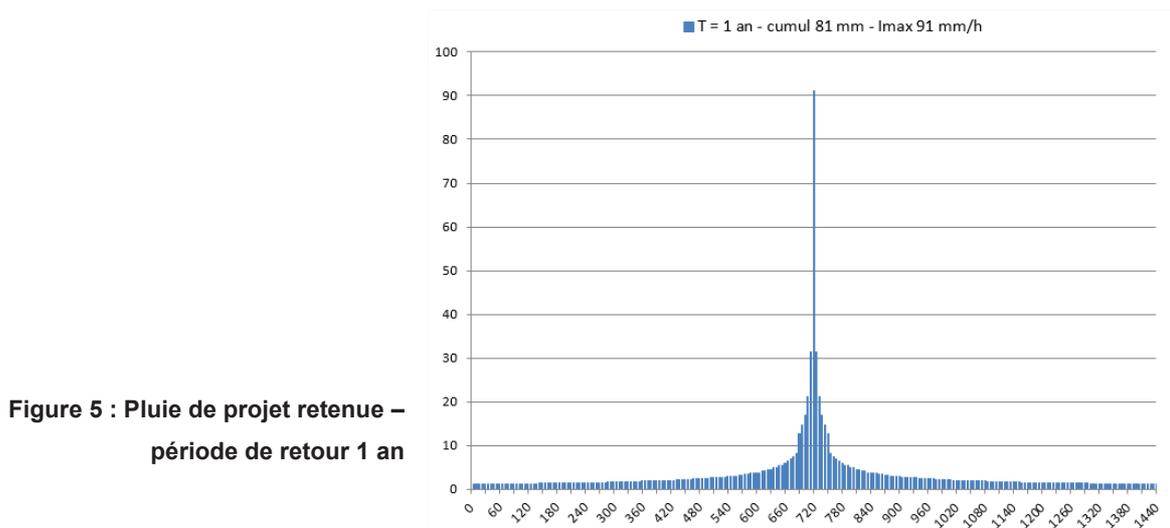
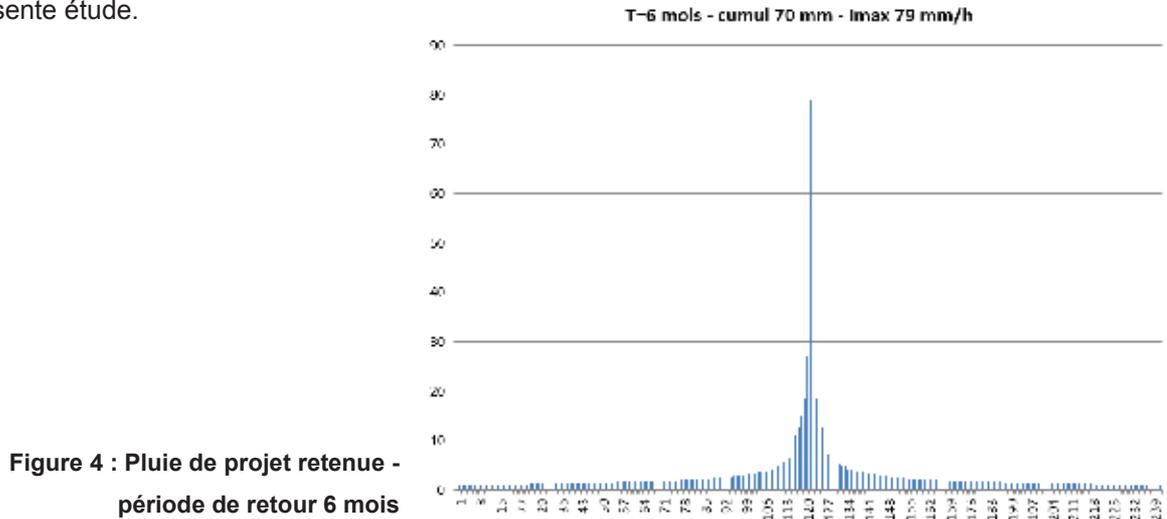
Durée de précipitations	Période de retour		
	6 mois	1 an	10 ans
6 min	7.9	9.1	13.4
15 min	12.2	14.3	27.0
30 min	17.0	19.8	40.7
1 h	24.0	26.9	54.6
2 h	30.3	34	68.1
<b>3 h</b>	34.8	40.2	77.5
6 h	43.9	56.4	96.7
12 h	55.5	61.7	120.6
<b>24 h</b>	70.2	78.4	150.5

Tableau 1 : Quantiles de pluie retenus (mm)



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 seront modélisées dans la présente étude.



### 3.3 RESULTATS DE LA MODELISATION PLUIE-DEBIT

Le tableau suivant synthétise, pour chaque sous-bassin versant du vallon des Tours, les débits de pointes obtenus pour chaque occurrence de pluie étudiée.

Bassin versant	Q6 mois	Q1	Q10
TOURS1	0.74	0.86	2.3
TOURS10	0.08	0.10	0.2
TOURS1038	0.53	0.62	1.3
TOURS1056	0.72	0.83	1.6
TOURS1065	0.35	0.40	1.0
TOURS1075	0.11	0.13	0.3
TOURS1076	0.23	0.26	0.5
TOURS1077	0.27	0.31	0.6
TOURS1078	0.37	0.43	0.8
TOURS1083	0.83	0.96	1.9
TOURS1085	0.62	0.71	1.6
TOURS11	0.24	0.27	0.6
TOURS12	0.47	0.55	1.3
TOURS2	0.56	0.65	1.5
TOURS275	0.67	0.77	1.5
TOURS3	0.10	0.11	0.2
TOURS308	0.25	0.29	0.6
TOURS315	0.23	0.27	0.6
TOURS362	0.33	0.39	0.9
TOURS379	0.55	0.63	1.3
TOURS4	0.16	0.19	0.4
TOURS404	0.35	0.41	0.9

Bassin versant	Q6 mois	Q1	Q10
TOURS423	0.70	0.81	1.7
TOURS432	0.82	0.95	2.0
TOURS436	0.65	0.75	1.5
TOURS5	0.19	0.22	0.6
TOURS501	0.56	0.64	1.4
TOURS515	0.14	0.16	0.3
TOURS528	0.28	0.33	0.6
TOURS573	0.26	0.30	0.6
TOURS6	0.09	0.11	0.2
TOURS605	0.24	0.27	0.6
TOURS612	0.71	0.81	1.7
TOURS620	0.27	0.32	0.6
TOURS623	0.14	0.16	0.3
TOURS632	0.15	0.18	0.3
TOURS634	0.06	0.07	0.1
TOURS7	1.41	1.62	4.7
TOURS742	0.24	0.28	0.5
TOURS764	0.52	0.59	1.2
TOURS7b	1.01	1.17	2.8
TOURS8	0.43	0.50	1.2
TOURS9	0.19	0.22	0.5

Tableau 2 : Débits de pointe générés par les sous-bassins versants (m<sup>3</sup>/s)



## 4 MISE A JOUR DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

---

### 4.1 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.

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.

### 4.2 NOUVELLES DONNEES DISPONIBLES

Rappelons que dans le cadre de l'étude complémentaire réalisée sur le secteur des Incapis (septembre 2019), de nouvelles données topographiques ont été intégrées à la modélisation, qui concernaient le vallon des Tours au droit du secteur des Incapis, le bassin communal existant en amont du chemin des Incapis, et les parcelles du secteur des Incapis pressenties pour l'aménagement de rétentions.

Par ailleurs, la ville de Draguignan a fait réaliser un levé topographique de la parcelle 237 faisant l'objet de la présente étude. Il s'agit de levés terrestres (cf. figure ci-après).



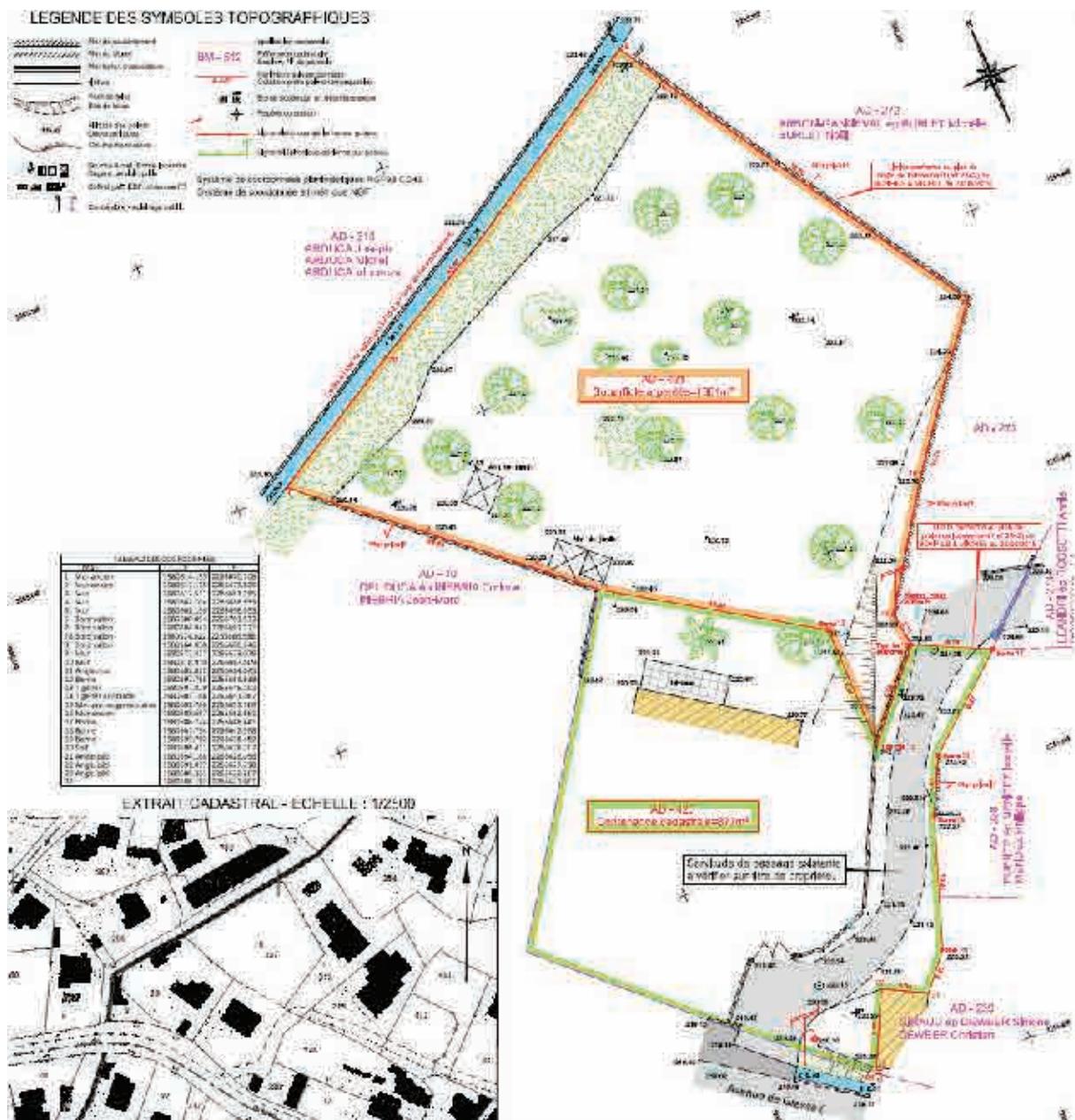


Figure 7 : Levés terrestres réalisés sur le site en 2019 par le cabinet Martial Claret

### 4.3 ACTUALISATION DU MODELE HYDRAULIQUE DE L'ETAT ACTUEL

Le modèle hydraulique a donc été repris de façon à intégrer ces levés terrestres, plus précis que le modèle numérique de terrain utilisé jusqu'alors.

Les modifications ont porté essentiellement sur les points suivants :

- ajout de la buse DN500 sur le vallon de Gante Perdrix en amont de la zone d'étude
- abaissement de la berge gauche du vallon au droit de la parcelle pour représenter de façon plus réaliste les débordements possibles.
- adaptation du profil en long du vallon au droit de la parcelle en fonction des levés réalisés
- adaptation du modèle de surface sur l'emprise de la parcelle en fonction de la topographie détaillée levée sur le site.

### 4.4 RESULTATS DE LA MODELISATION DE L'ETAT ACTUEL MIS A JOUR

#### 4.4.1 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 6 MOIS

Pour les petites crues d'occurrence 6 mois, on observe déjà des débordements vers la parcelle 237, par surverse par-dessus la berge gauche du vallon. Le vallon étant perché par rapport au terrain, les écoulements excédentaires traversent la parcelle et la propriété aval et rejoignent le vallon après avoir franchi l'avenue de Grasse.

Par ailleurs, l'ouvrage de rétablissement du vallon sous l'avenue de Grasse génère une mise en charge qui entraîne des débordements en rive gauche.

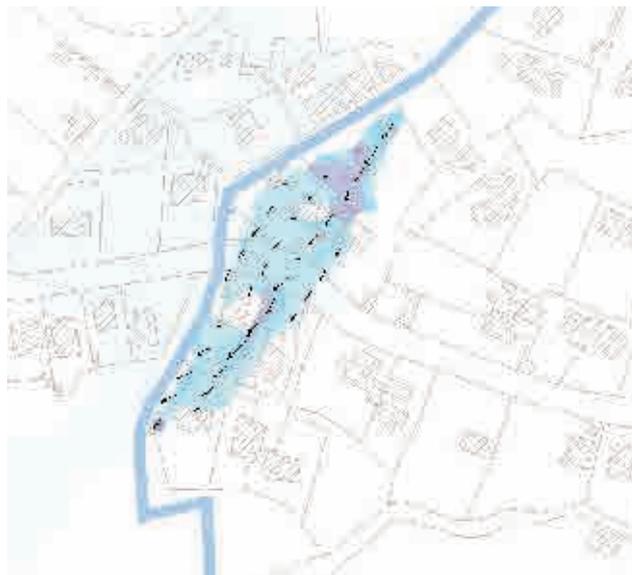


Figure 8 : Dynamique des écoulements sur la zone de projet – période de retour 6 mois

Les figures suivantes présentent les hauteurs d'eau maximales et vitesses d'écoulement maximales calculées sur le secteur en l'état initial, après actualisation du modèle hydraulique, pour la période de retour 6 mois. Les hauteurs d'eau attendues sur la parcelle 237 sont de l'ordre de 10 à 20 cm. Le débordement du vallon représente un volume de l'ordre de 180 m<sup>3</sup> et un débit de l'ordre de 0.7 m<sup>3</sup>/s. Si les écoulements constatés sur la parcelle sont ressuyés par le vallon en aval de l'avenue de Grasse, des débordements apparaissent sur le réseau pluvial en aval de cette avenue dès



l'occurrence 6 mois, dont la capacité est limitée à environ 150 l/s ; ces débordements inondent notamment l'école Frédéric Mistral avec une accumulation d'eau estimée à près de 60 cm.

La saturation du réseau pluvial est sans doute accentuée par les écoulements du vallon des Tours en provenance de l'Est, qui rejoint la même branche de réseau et présente aussi des débordements.

Les débits de ruissellement calculés sur l'avenue du 8 mai 45 et sur le boulevard sont respectivement de l'ordre de 1.5 m<sup>3</sup>/s et 1.4 m<sup>3</sup>/s.

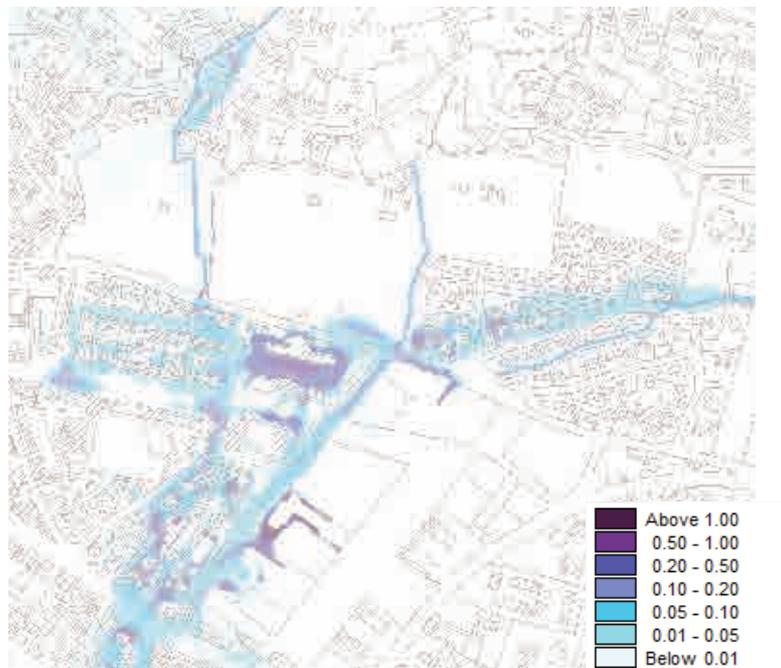


Figure 9 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 6 mois

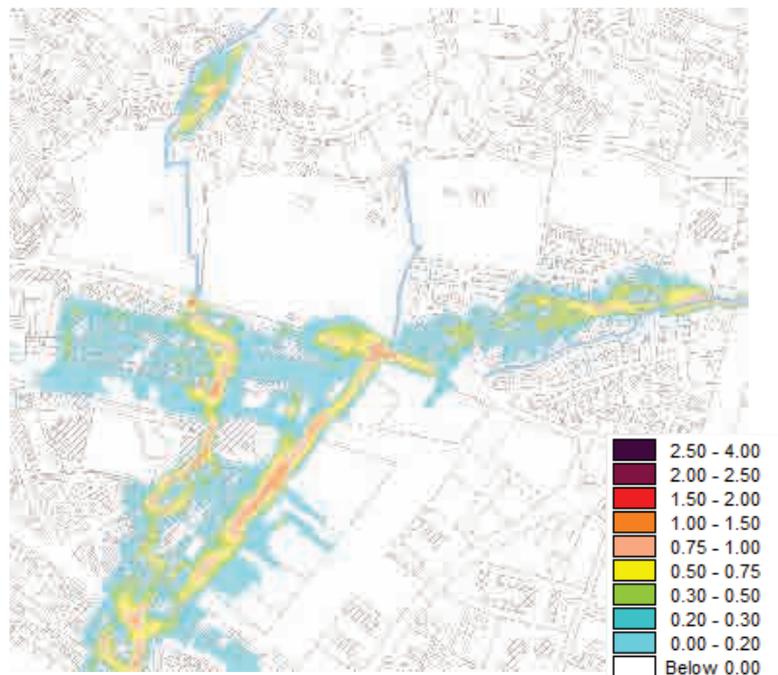


Figure 10 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 6 mois



#### 4.4.2 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 1 AN

Les résultats de la simulation de la pluie annuelle sont très proches de ceux obtenus pour l'occurrence 6 mois. Le volume de débordement du vallon au droit de la parcelle est de l'ordre de 230 m<sup>3</sup> et le débit transitant par la parcelle est estimé à 1 m<sup>3</sup>/s.

Les débits de ruissellement calculés sur l'avenue du 8 mai 45 et sur le boulevard sont respectivement de l'ordre de 1.6 m<sup>3</sup>/s et 1.8 m<sup>3</sup>/s.

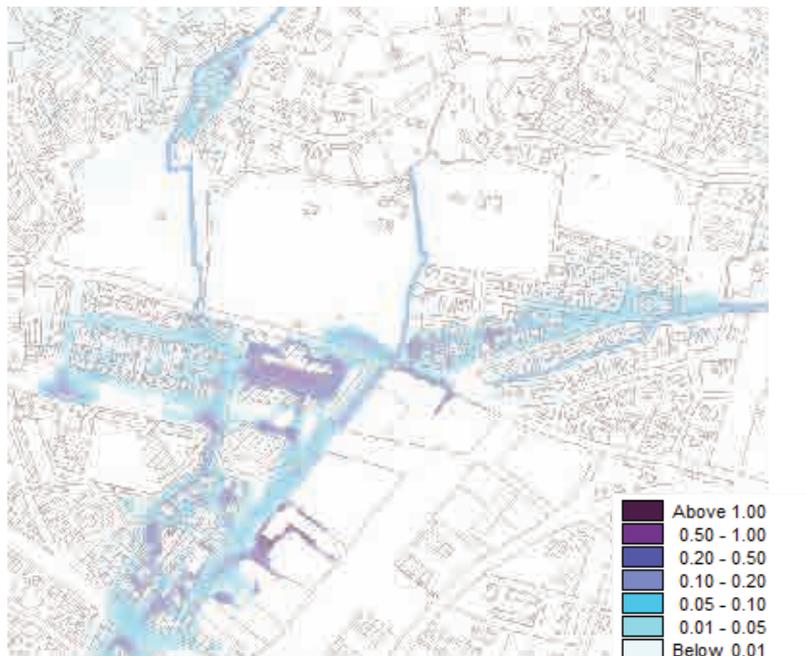


Figure 11 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 1 an



Figure 12 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 1 an



### 4.4.3 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 2 ANS

Etant donné le faible écart observé sur les résultats des simulations de la pluie 6 mois et de la pluie annuelle, il semble intéressant de regarder la situation pour une pluie d'occurrence 2 ans.

Pour cette occurrence, le volume débordé au droit de la parcelle représente un volume d'environ 360 m<sup>3</sup> et le débit transitant par la parcelle est estimé à 1.8 m<sup>3</sup>/s ; ces eaux ne sont pas entièrement ressuyées par le vallon en aval de l'avenue de Grasse et s'écoulent au droit du cimetière.

Les débits de ruissellement calculés sur l'avenue du 8 mai 45 et sur le boulevard sont respectivement de l'ordre de 2.4 m<sup>3</sup>/s et 2.6 m<sup>3</sup>/s.

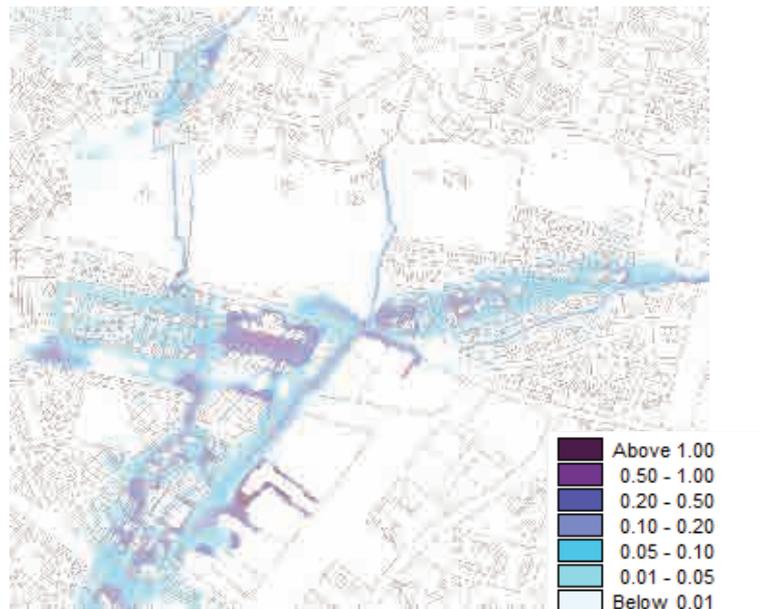


Figure 13 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 2 ans

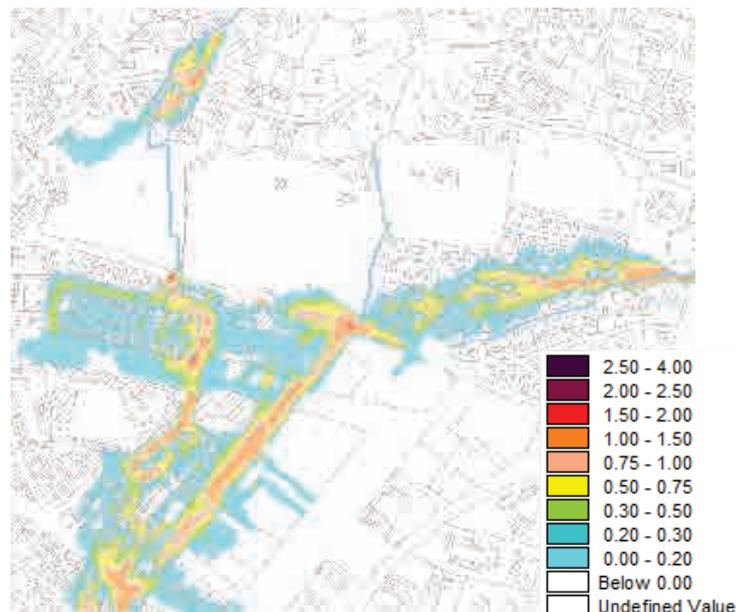


Figure 14 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 2 ans



#### 4.4.4 PLUIE DE PERIODE DE RETOUR 10 ANS

Pour l'occurrence décennale, les phénomènes observés sur la zone d'étude sont similaires mais accentués en termes de débits et volumes de débordement.

Le volume débordé au droit de la parcelle étudié est estimé à environ 650 m<sup>3</sup> et le débit transitant par la parcelle est estimé à 3.4 m<sup>3</sup>/s.

En aval du cimetière, l'accumulation d'eau dans la cour de l'école Frédéric Mistral est estimée de l'ordre de 70 cm. Les débits de ruissellement calculés sur l'avenue du 8 mai 45 et sur le boulevard sont respectivement de l'ordre de 4.6 m<sup>3</sup>/s et 5.1 m<sup>3</sup>/s.

Les ruissellements attendus sur la place de la Paix surversent vers l'avenue Patrick Rosso, avec un débit de ruissellement de moins de 100 l/s.

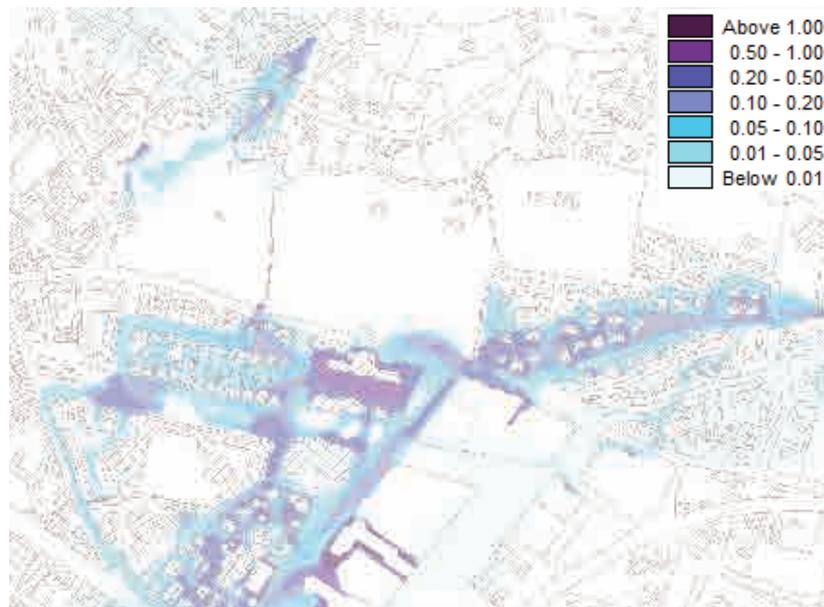


Figure 15 : Hauteurs d'eau maximales (m) – période de retour 10 ans

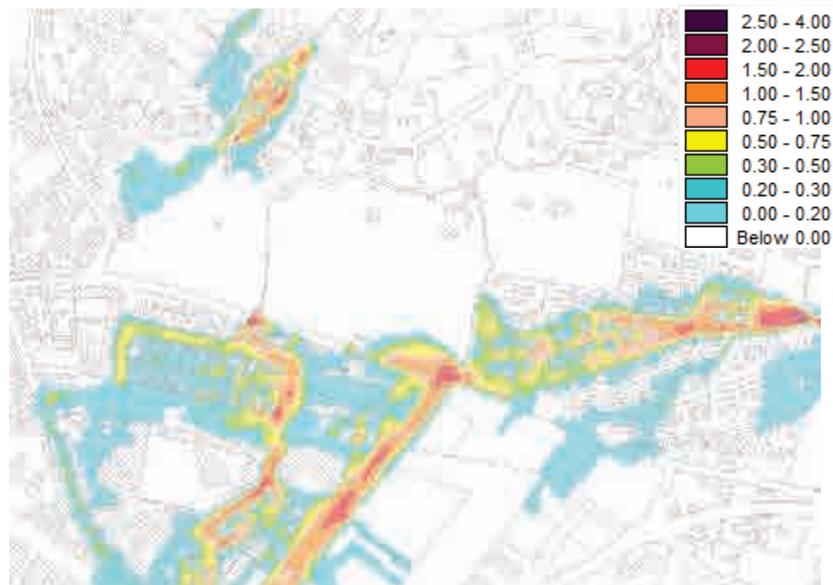


Figure 16 : Vitesses d'écoulement maximales (m/s) – période de retour 10 ans

## 4.5 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.

Le tableau suivant présente quelques chiffres caractéristiques de l'écoulement sur la zone d'étude, pour les différentes occurrences de crue simulées.

Période de retour	unité	6 mois	1 an	2 ans	10 ans
Débit de pointe en amont de la parcelle	m <sup>3</sup> /s	1.5	1.9	2.4	4.1
Volume de crue en amont de la parcelle	m <sup>3</sup>	7 700	9 000	12 000	22 500
Débit débordé au droit de la parcelle	m <sup>3</sup> /s	0.7	1.0	1.8	3.4
Volume débordé en rive gauche du vallon	m <sup>3</sup>	180	230	360	650
Débit de point en sortie du cimetière	m <sup>3</sup> /s	1.7	1.9	2.6	4.5

Tableau 3 – Synthèse des résultats des simulations à l'état actuel

Les volumes de débordement estimés au droit de la parcelle projetée pour l'aménagement d'un bassin laissent à penser qu'un tel ouvrage pourrait intercepter ces eaux excédentaires pour les pluies courantes.

Pour autant, le volume de stockage, qui peut être envisagé sur une telle surface, de l'ordre de quelques centaines de m<sup>3</sup>, n'est pas à l'échelle du volume de crue du vallon, de l'ordre de 8 000 à 12 000 m<sup>3</sup> pour les crues semestrielles à biennales.

On peut donc s'attendre à ce que l'incidence d'un bassin soit limitée aux pluies les plus fréquentes, et aux secteurs directement à proximité de l'ouvrage.



## 5 PROPOSITION D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

### 5.1 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.

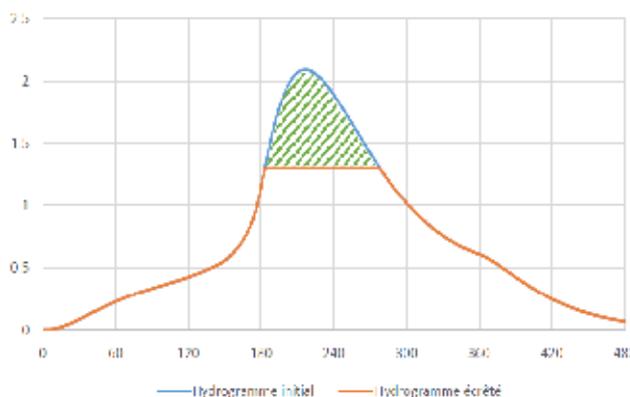
### 5.2 BASSIN DE RETENTION SUR LA PARCELLE 237

#### 5.2.1 CONCEPTION DE L'OUVRAGE

L'aménagement d'un bassin d'écrêtement, en dérivation du canal, semble plus adapté qu'un bassin de rétention au fil de l'eau.

En effet, dans le second cas, le bassin intercepte tout l'hydrogramme de la crue, et se remplit 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 impactés et restent dans le canal d'origine, 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.



**Figure 17 : 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, et la vidange de l'ouvrage se fera dans le vallon, à l'extrémité aval au droit de la parcelle.

Pour permettre une vidange gravitaire du bassin, le fond du vallon étant calé à 220.86 m NGF, le fond du bassin sera calé à 221 m NGF, avec un fil d'eau du point de rejet dans le vallon calé à 220.95 m NGF. Cet orifice de fuite pourra être muni d'un clapet anti-retour pour éviter l'alimentation du bassin par l'aval. L'orifice de fuite présentera un diamètre 200 mm, défini après itérations pour optimiser le remplissage du bassin ; il est déconseillé de mettre en place un diamètre plus petit, car ceci augmenterait le risque d'obturation de l'ouvrage.

Au vu de la topographie de la parcelle d'implantation du bassin, l'ouvrage sera en partie endigué. La crête de digue sera calée à 222.6 m NGF en dehors du déversoir qui sera calé à 222.4 m NGF pour contrôler le retour des eaux vers le vallon en cas de saturation de l'ouvrage.

En considérant des berges aménagées avec un fruit de 2H/1V, le volume utile de stockage entre les cotes 221 et 222.4 m NGF est estimé à **700 m<sup>3</sup>**. En tenant compte de la hauteur de surverse de 20 cm, le volume d'eau maximal « tamponné » dans l'ouvrage peut être estimé à environ 850 m<sup>3</sup>.

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 2.3 m (crête de digue à 222.6 m NGF - terrain naturel minimal sur la parcelle à 220.3 m NGF)
- volume retenu > 50 000 m<sup>3</sup> ; dans le cas présent, le volume maximal retenu serait de 850 m<sup>3</sup>.
- 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.

De par son faible volume de stockage, **le bassin ne serait donc pas classé**. 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.

Le déversoir d'alimentation a été calé par itérations à la cote 222.75 m NGF (soit 30 cm au-dessus du fil d'eau du vallon), avec une longueur déversante de 5 ml. Cela représente un abaissement de l'ordre de 10 à 20 cm par rapport au niveau de débordement actuel, avec la berge gauche limitante par rapport à la berge droite. Dans la mesure où les volumes débordés actuellement sont plus faibles que la capacité de stockage de l'ouvrage, ce calage permet de favoriser le remplissage du bassin.



Figure 18 : Principe de fonctionnement du bassin envisagé sur la parcelle 237

## 5.2.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE

Le modèle hydraulique de l'état actuel a été modifié de façon à intégrer un bassin de 700 m<sup>3</sup> sur la parcelle 237, aménagé en dérivation du canal longeant cette parcelle.

### Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 6 mois

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

Pour cette occurrence de pluie, le bassin permet bien de capter les débordements du vallon et ainsi de supprimer l'inondation de 5 parcelles bâties situées en aval immédiat. L'ouvrage n'a en revanche aucune incidence notable au-delà du cimetière, malgré une tendance à la baisse des hauteurs d'eau. Le niveau maximal atteint dans le bassin est de 222.19 m NGF, soit un volume de remplissage d'environ 560 m<sup>3</sup>.



En termes de débit de pointe, le bassin permet un abattement du pic de crue de l'ordre de 0.6 m<sup>3</sup>/s sur le débit du vallon estimé à 1.6 m<sup>3</sup>/s en amont de l'ouvrage, soit une baisse de

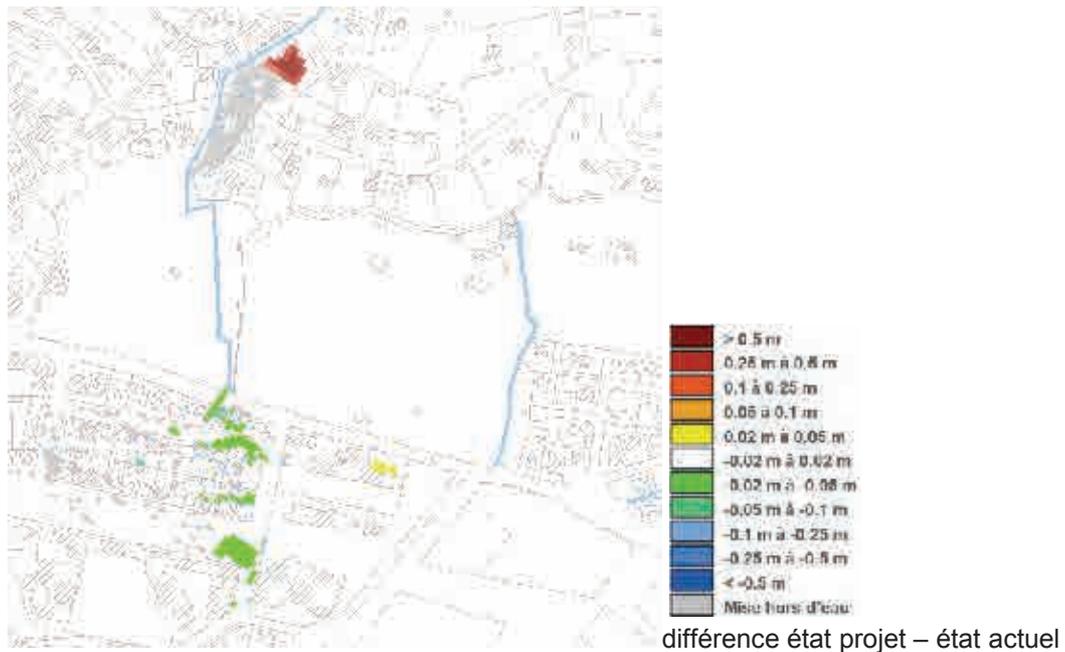
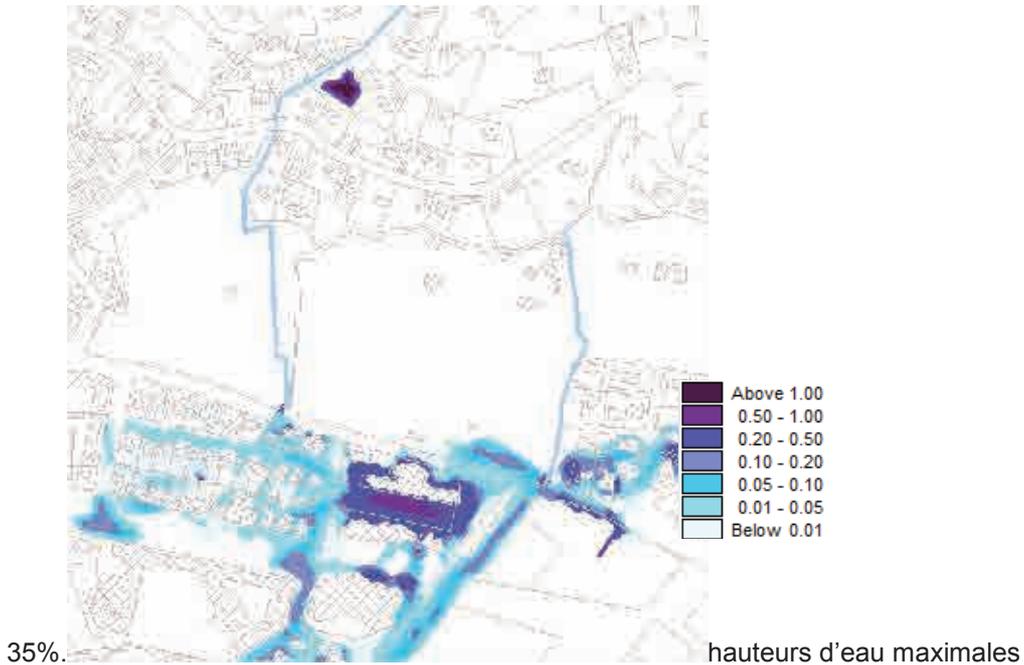


Figure 19 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales (m) entre l'état projet (bassin parcelle 237) et l'état actuel- période de retour 6 mois

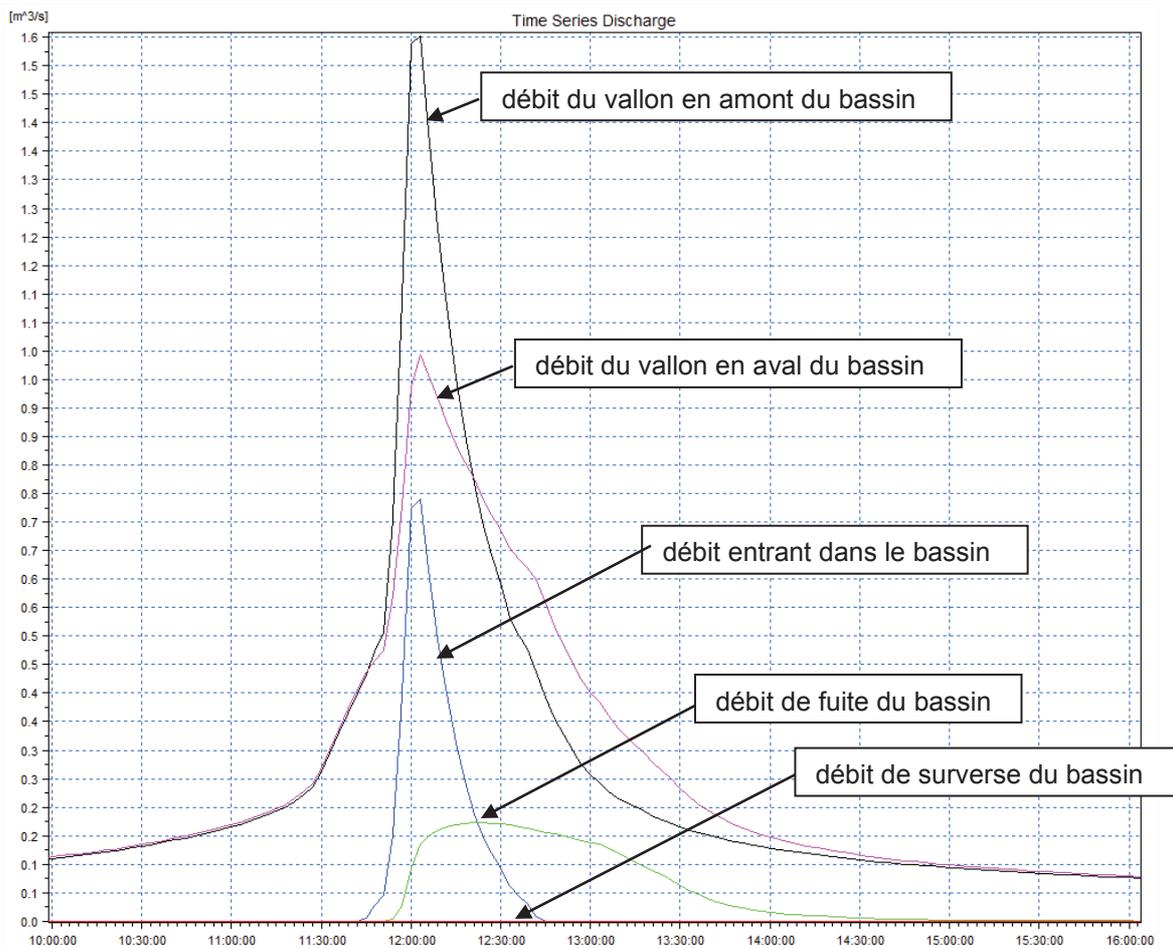
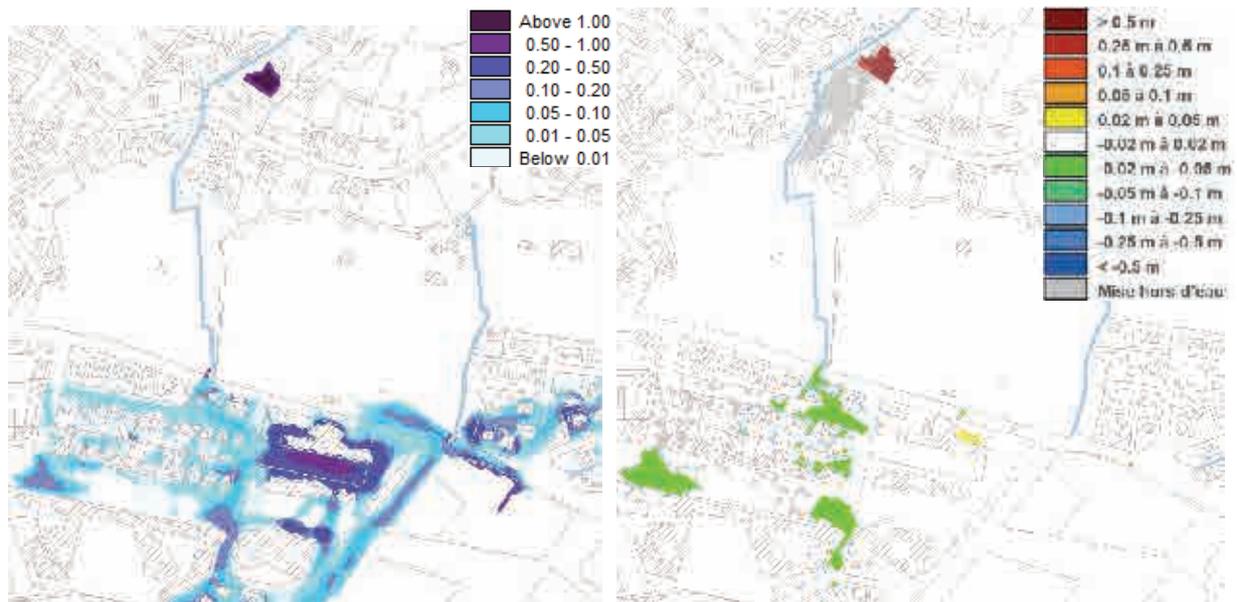


Figure 20 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en  $m^3/s$ ) – période de retour 6 mois

### Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 1 an

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.

Pour cette occurrence, le bassin permet toujours de capter les débordements du vallon et de supprimer l'inondation de 5 parcelles bâties. En aval du cimetière, l'incidence est plus localisée mais montre une tendance à la baisse des hauteurs d'eau.



**Figure 21 : 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**

L'aménagement du bassin permet un abaissement du débit de pointe dans le vallon de l'ordre de  $0.8 \text{ m}^3/\text{s}$  (débit de  $1.9 \text{ m}^3/\text{s}$  en amont abaissé à  $1.1 \text{ m}^3/\text{s}$  en aval de l'ouvrage), soit une baisse de 42%. Pour cette occurrence annuelle, le bassin est à saturation. Le niveau d'eau dans le bassin est en effet de 222.42 m NGF, soit le niveau du déversoir.

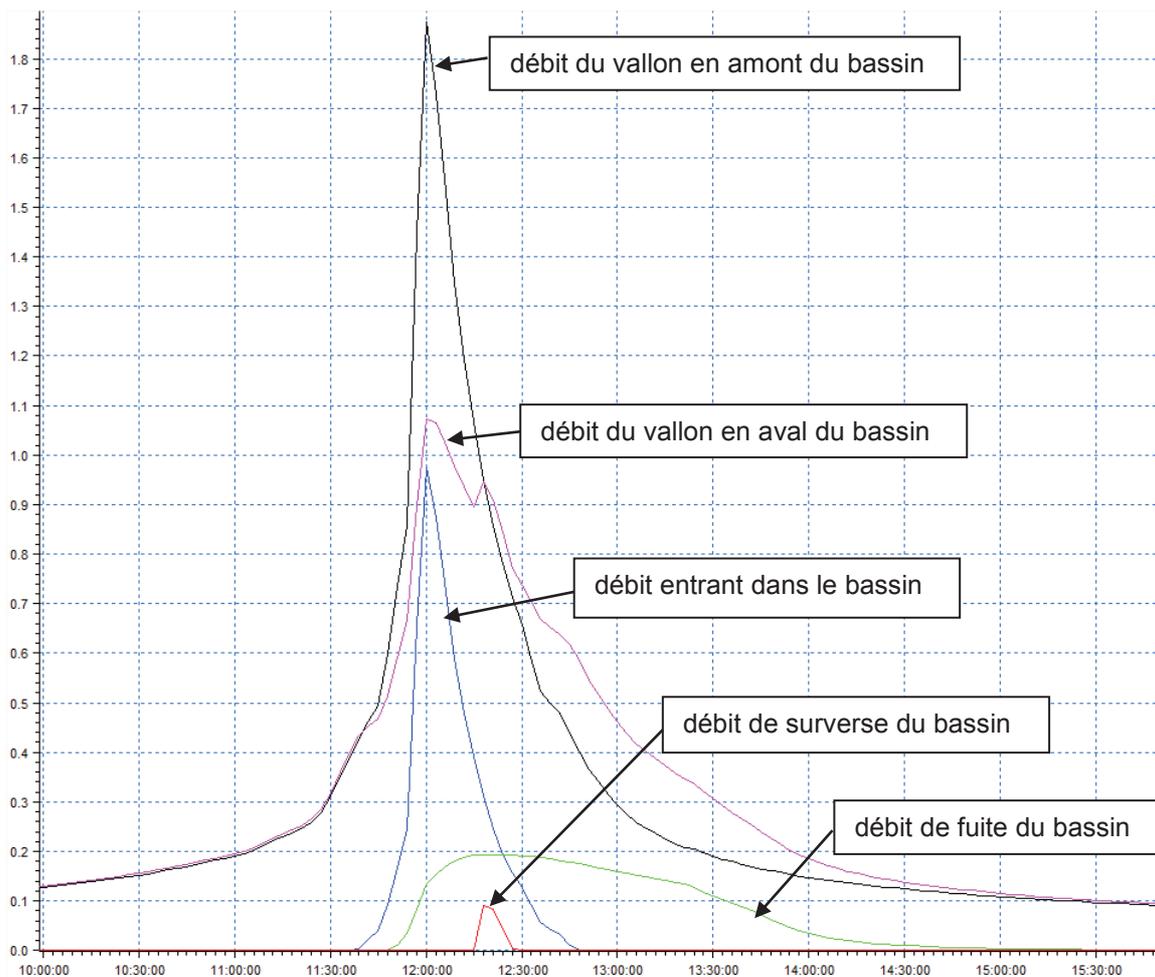


Figure 22 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m<sup>3</sup>/s)– période de retour 1 an

### Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 2 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 biennale.

Le bassin intercepte les débordements qui se produisent actuellement à travers la parcelle 237 et les renvoie vers le vallon, ce qui permet de mettre hors d'eau 2 à 3 parcelles en aval.

Le niveau d'eau maximal dans le bassin est de 222.55 m NGF, si bien que le bassin déverse. Ainsi, la saturation de l'ouvrage sous l'avenue de Grasse réapparaît, avec l'inondation de 2 à 3 parcelles bâties en aval de la voirie, même si la tendance reste à la réduction des débordements.

En aval du cimetière, l'incidence du bassin d'écrêtement est toujours à la baisse des hauteurs d'eau mais dans une moindre mesure pour cette occurrence biennale.

L'écrêtement du débit de pointe dans le vallon lié à l'intégration de l'ouvrage est de l'ordre de 0.4 m<sup>3</sup>/s, avec un débit amont de 2.4 m<sup>3</sup>/s réduit à 2.0 m<sup>3</sup>/s en aval de l'ouvrage.

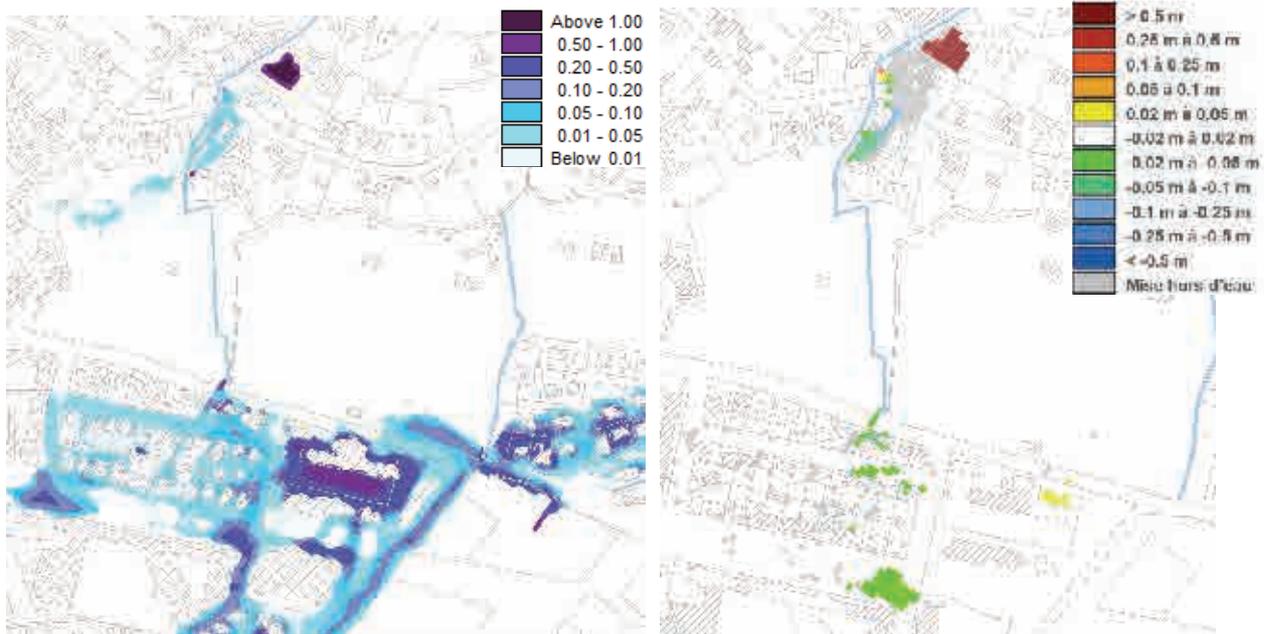


Figure 23 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projet (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 2 ans

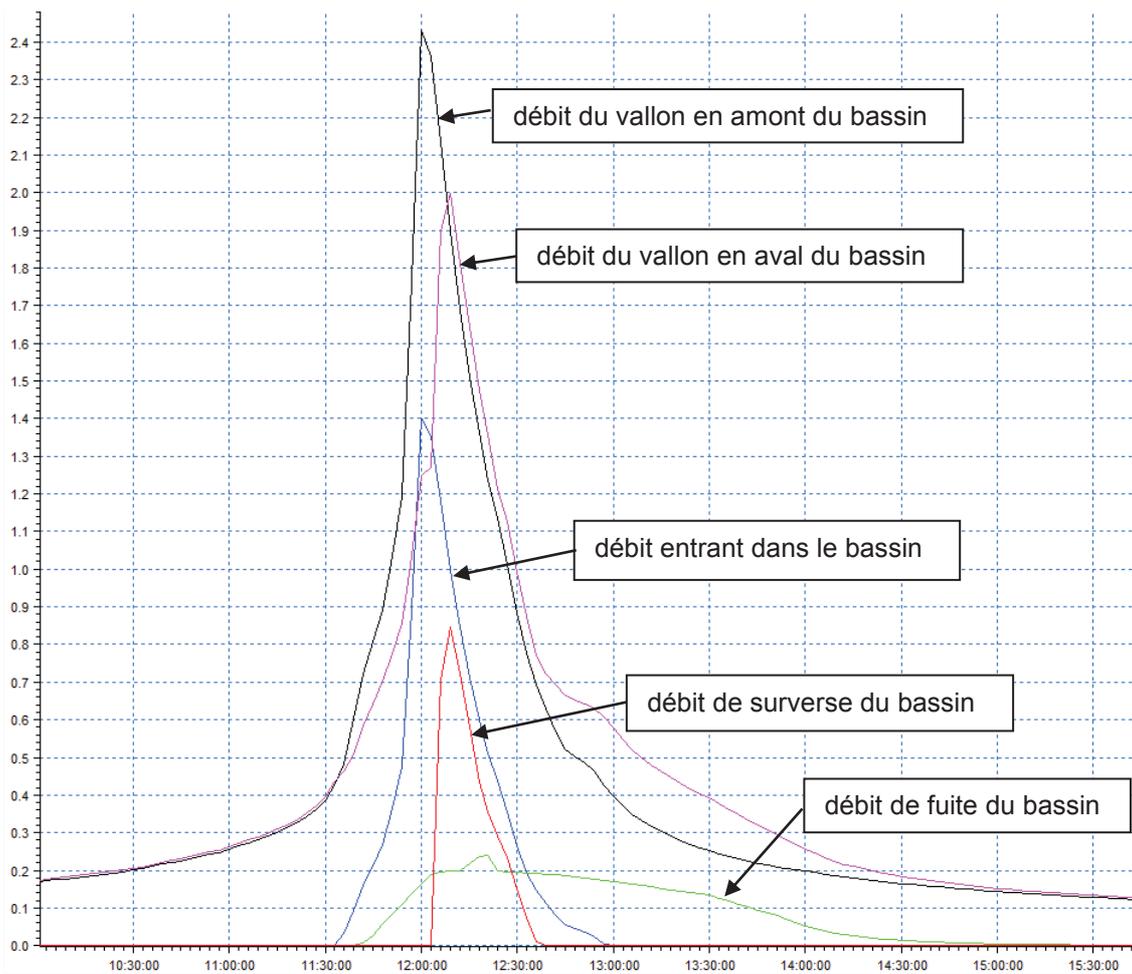


Figure 24 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m<sup>3</sup>/s) – période de retour 2 ans



## Résultats de la simulation de la pluie de période de retour 10 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 décennale.

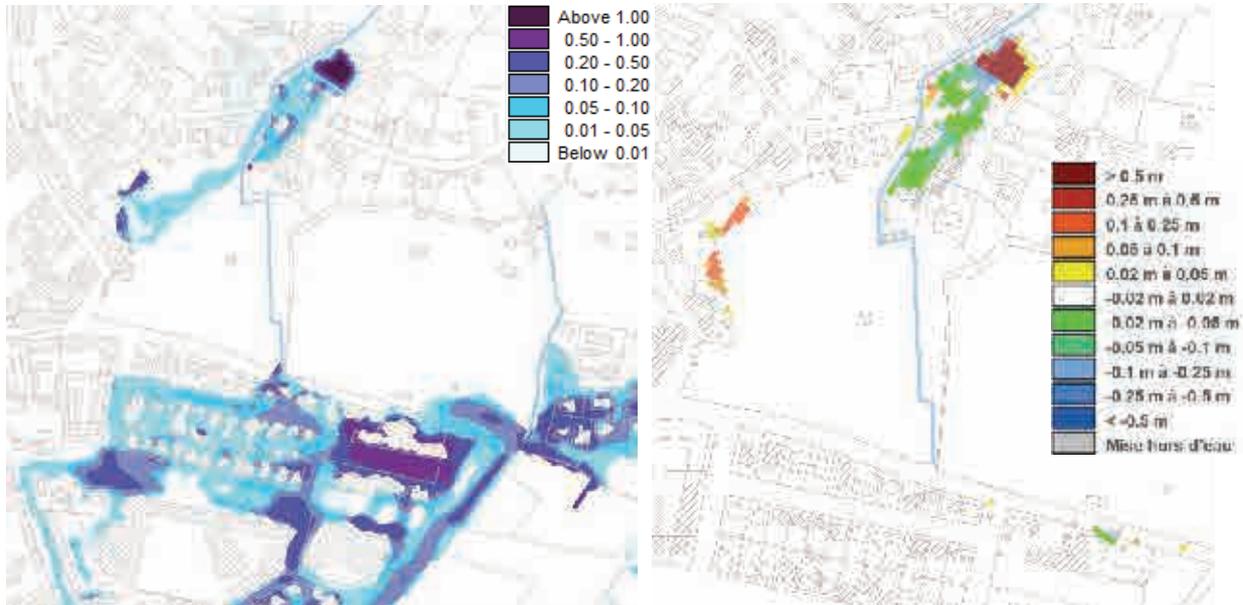


Figure 25 : Hauteur d'eau maximale (m) et différence des hauteurs maximales entre l'état projeté (bassin) et l'état actuel (m) – période de retour 10 ans

Pour l'occurrence décennale, le bassin est saturé, avec un niveau d'eau maximal à la cote 222.63 m NGF. La surverse se fait à la fois par le déversoir mais aussi de façon généralisée sur la berge sud. La cartographie différentielle permet néanmoins de vérifier que les conditions d'écoulements ne sont pas aggravées au droit des parcelles bâties en aval immédiat du bassin.

**Lors des phases ultérieures de conception, il sera donc nécessaire d'étudier les différentes possibilités d'augmentation de la capacité du déversoir de sécurité.**

Plusieurs solutions sont envisageables :

- augmenter la longueur déversante : cette solution semble délicate car cela nécessiterait d'étendre le déversoir vers le Nord en suivant le vallon, si bien que l'altimétrie du déversoir se rapprocherait de l'altimétrie de la berge gauche et surtout du niveau d'eau dans le vallon, risquant ainsi d'entraîner le remplissage du bassin par le déversoir de surverse.
- augmenter la lame d'eau déversante : l'abaissement du déversoir n'est pas souhaitable puisqu'il correspondrait à une réduction du volume utile de stockage déjà faible ; il s'agirait plutôt de rehausser le haut de berge ou haut de digue du bassin, pour retarder le déversement généralisé.

**Dans tous les cas, au vu du risque de surverse généralisée pour les événements pluvieux importants, il sera important de pérenniser la stabilité de la digue par la mise en place d'enrochements sur l'ensemble du linéaire endigué.**

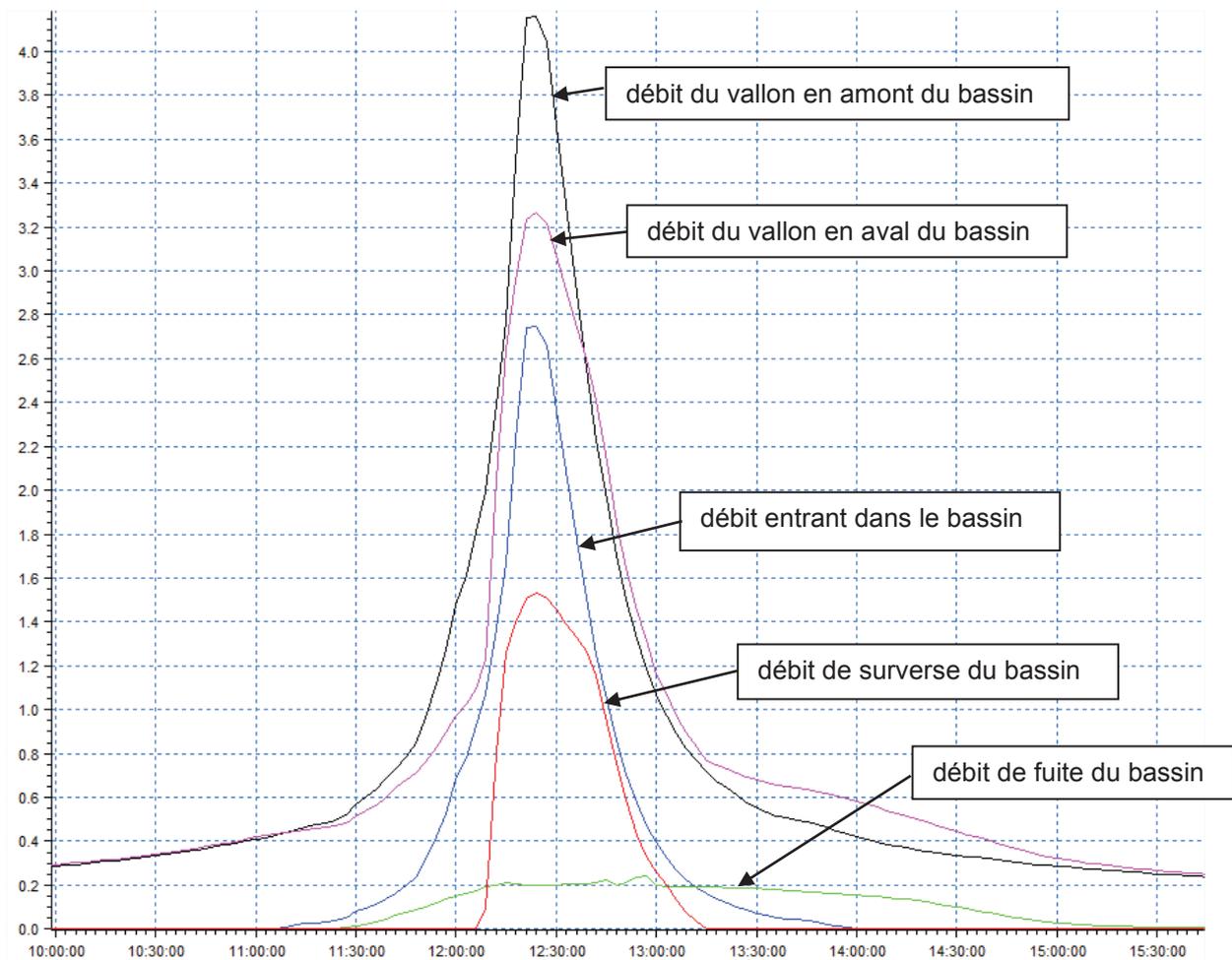


Figure 26 : Hydrogrammes au droit du bassin projeté (débits en m<sup>3</sup>/s) – période de retour 10 ans

Par ailleurs, on peut remarquer que la présence du bassin, qui tend à ramener les eaux vers le vallon en amont de la route de Grasse, entraîne le déport d'une partie des écoulements de la rive gauche vers la rive droite, et ce au droit du franchissement de cette route mais aussi à l'entrée dans le cimetière américain.

Ce phénomène est plus visible sur la figure ci-contre qui représente les différences de vitesse d'écoulement calculées entre l'état projet et l'état initial.

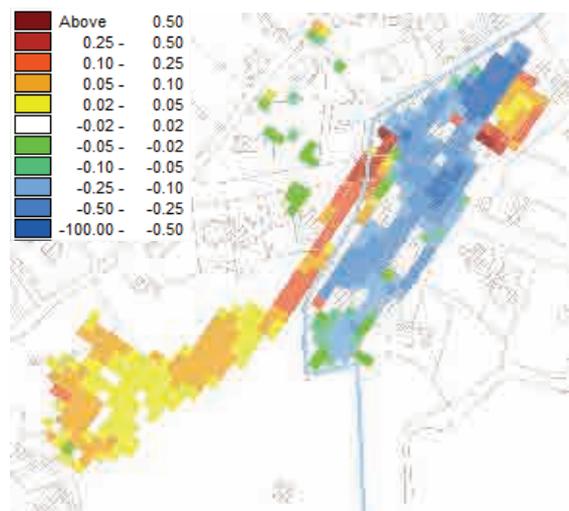


Figure 27 : Différence des vitesses maximales entre l'état projet et l'état actuel (m/s) – période de retour 10 ans

En aval de la route de Grasse, le volume d'eau ainsi déversé en rive droite, qui s'accumule en limite Ouest du cimetière du fait de la topographie, est plus important après aménagement qu'en situation actuelle ; pour la pluie de projet décennale, cela représente un volume débordé de l'ordre de 270 m<sup>3</sup>



contre 150 m<sup>3</sup> en l'état actuel. Cette aggravation doit néanmoins être nuancée par le fait qu'elle a lieu au bénéfice des parcelles bâties en rive gauche du vallon, pour lesquelles les hauteurs d'eau et vitesses d'écoulement sont réduites.

Les illustrations suivantes permettent de comparer la dynamique des écoulements entre l'état actuel et l'état projeté.

Temps 1

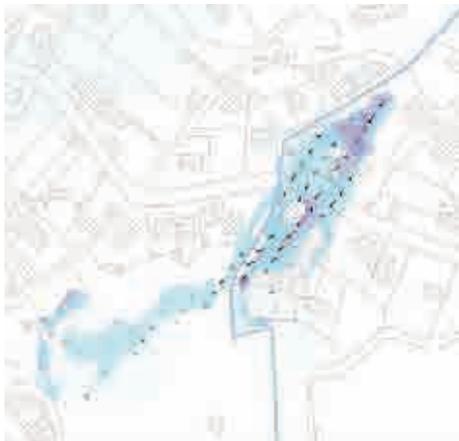


**Etat actuel : le canal déborde sur la parcelle**



**Etat projet: le bassin contient les débordements du canal**

Temps 2



**Etat actuel : les débordements du canal restent essentiellement en rive gauche en amont de la route, légère surverse en lit majeur droit en aval du franchissement**



**Etat projet: le bassin surverse de façon généralisée sur la digue sud. Les débordements du vallon sont en partis déportés vers le rive droite, dès le franchissement de la route de Grasse**

Figure 28 : Comparaison de la dynamique des écoulements au droit de la zone d'étude, entre l'état actuel et l'état projeté – période de retour 10 ans

Plus en aval, aucune amélioration notable n'est visible sur les écoulements.



### Conclusion sur l'efficacité hydraulique de l'ouvrage d'écrêtement projeté

L'aménagement d'un bassin sur la parcelle 237 semble bien **répondre à l'objectif de réduction des désordres hydrauliques pour des évènements pluviaux fréquents (occurrence 6 mois à 1 an)**, où les 5 parcelles bâties inondées par le débordement du canal au droit de la parcelle 237 seraient mises hors d'eau avec le bassin.

Au vu du degré de protection limité de cet ouvrage, il s'agit de vérifier que les désordres ne soient pas aggravés ou reportés vers d'autres parcelles au-delà de ce degré de protection.

Pour l'occurrence 10 ans testée, on observe un léger report d'une partie des écoulements de la rive gauche du vallon vers la rive droite, en aval de la route de Grasse. Cela se traduit par une réduction des débits débordés au sein des parcelles bâties en rive gauche, mais aussi par une légère aggravation des désordres attendus au droit du franchissement de l'avenue de Grasse et au sein du cimetière américain.

Cette modification des écoulements ne semble pas rédibitoire pour le projet ; néanmoins, il est préconisé de **valider l'acceptabilité de cet aménagement par le service de police de l'eau** (MISEN, pôle risques).

Le tableau suivant synthétise les principaux résultats hydrauliques au droit de la zone d'étude.

Période de retour	Etat modélisé	Débit du vallon en amont de la parcelle	Débit dans le vallon en amont de l'av. de Grasse	Débit dans le vallon en aval de l'av. de Grasse	Débit débordé en rive gauche (aval route Grasse)	Débit débordé en rive droite (cimetière)	Débit du vallon en sortie du cimetière
6 mois	Actuel	1.6	1	1	0.6	0	1.7
	Projeté		1	1	0	0	1.1
1 an	Actuel	1.9	1	1	1.0	0	1.9
	Projeté		1.1	1.1	0	0	1.2
2 ans	Actuel	2.4	1	1	1.7	0.02	2.6
	Projeté		2.0	1.7	0.2	0.02	2.0
10 ans	Actuel	4.1	1	1	3.0	0.08	4.5
	Projeté		3.2	2.3	1.6	0.13	4.5

Tableau 4 – Principaux résultats hydrauliques (débits en m<sup>3</sup>/s)

## 6 ANALYSE MULTICRITERES DE L'AMENAGEMENT PROJETE

### 6.1 CHIFFRAGE ESTIMATIF

#### 6.1.1 HYPOTHESES

L'aménagement projeté a fait l'objet d'une estimation du coût des travaux réalisée au stade faisabilité. Le tableau suivant présente les différents postes pris en compte et les coûts unitaires retenus.

	Unité	Prix unitaire		Unité	Prix unitaire
<b>1 - ELEMENTS PREALABLES</b>			<b>5 - CANALISATIONS</b>		
Installation de chantier	%	10%	Fourniture et Pose d'une tête de buse	U	1 800
Etudes EXE/PAQ	%	4%	Dépose caniveau	ml	100
			Clapet anti-retour	u	2000
<b>2 - TERRASSEMENT</b>			Canalisation 600 mm BA	ml	200
Abattage d'arbre	u	200			
Débroussaillage	m <sup>2</sup>	3	<b>6 - DIVERS</b>		
Décapage de terre végétale	m <sup>2</sup>	2	Démolition d'ouvrage béton	Ft	1 000
Terrassement (déblai/remblai) de tranchée en terrain meuble (P < 1.3 m)	m <sup>3</sup>	32	Dépose et repose de clôture	ml	75
PV au poste précédent pour terrassement au-delà de 1.3 m de profondeur	m <sup>3</sup>	10			
Etalement de blindage métallique	ml	25	<b>7 - REMISE EN ETAT ET VEGETATION</b>		
Démolition/Reconstruction structure + chaussée yc évacuation	m <sup>2</sup>	120	Plantation de talus (engazonnement)	m <sup>2</sup>	2
Remblai grave naturelle	m <sup>3</sup>	35	Plantation arbre de haute tige	u	350
Déblais de masse	m <sup>3</sup>	10	Régalage de terre végétale	m <sup>2</sup>	5
PV au poste précédent pour rencontre de rocher	m <sup>3</sup>	80	Pose de clôture neuve h=1.5m	ml	40
Evacuation des déblais	m <sup>3</sup>	14			
			<b>ALEA</b>		
<b>3 - GENIE CIVIL</b>				%	0.2
Enrochements	m <sup>3</sup>	90			
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	200			
Béton armé en radier ou fondation	m <sup>3</sup>	250			
Ouvrage de sortie yc entonnement	u	7 000			
Géotextile anti-poinçonnant	m <sup>2</sup>	7			

Tableau 5 : Postes et coût unitaires retenus pour le chiffrage estimatif des aménagements



De manière générale, les coûts présentés dans le paragraphe suivant ne tiennent pas compte :

- Des coûts de dépollution ou de mise en décharge de matériaux pollués
- Des coûts de déroctage (hypothèse de 10 % de déblais rocheux retenue)
- Des coûts de dévoiements de réseaux secs ou humides
- Des coûts de déplacement de toute autre installation technique (transformateur)

De plus, aux coûts des travaux viennent s'ajouter les coûts suivants :

- Etudes géotechniques et topographiques
- Etudes de conception / maîtrise d'œuvre : 10 % du montant des travaux et d'installation

Enfin, les coûts présentés par la suite sont entendus hors acquisitions foncières (la commune étant propriétaire de la parcelle du projet).

## 6.1.2 SYNTHÈSE

Le tableau suivant synthétise l'estimation financière de l'aménagement proposé.

	Bassin d'écrêtement sur la parcelle 237
1 - ELEMENTS PREALABLES	29.5
2 - TERRASSEMENT	83.6
3 - GENIE CIVIL	46.8
5 - CANALISATIONS	10.5
6 - DIVERS	6.5
7 - REMISE EN ETAT / VEGETATION	31.7
Aléa	35.8
<b>Chiffrage estimatif des travaux (K€ HT)</b>	<b>244.5</b>

Tableau 6 – Chiffrage estimatif de l'aménagement projeté (en k€ HT)

## 6.2 ANALYSE MULTI-CRITERES

Le tableau suivant présente une appréciation qualitative de l'aménagement projeté selon plusieurs critères, afin de déterminer les avantages et inconvénients, dans le but d'aider la Ville de Draguignan dans sa prise de décision vis-à-vis de la gestion des désordres hydrauliques sur le bassin versant du vallon des Tours.

Bassin sur la parcelle 237 en amont du cimetière				
Critères hydrauliques				
	T=6 mois	T = 1 an	T = 2 ans	T = 10 ans
Niveau d'eau maximal dans le bassin (fond à 221 m NGF / surverse à 222.4 m NGF)	222.19 mNGF	222.42 mNGF	222.55 mNGF	222.63 mNGF
Mise hors d'eau de parcelles bâties	5 parcelles	5 parcelles	3 parcelles	1 parcelle
Abattement du débit (vallon + débordement) en aval de l'ouvrage	-0.6 m <sup>3</sup> /s	-0.9 m <sup>3</sup> /s	-0.5 m <sup>3</sup> /s	0 m <sup>3</sup> /s
Réduction du débordement rive gauche en amont de l'avenue de Grasse	-100 %	-100 %	-88 %	-47 %
Critères réglementaires / foncier				
Maîtrise du foncier	Oui (préemption)			
Dossier "loi sur l'eau"	Régime autorisation			
Critères techniques				
Endiguement	Partiel, Hauteur maximale 2.3 m En amont immédiat d'une construction			
Faisabilité	Peu contrainte			
Accessibilité	contrainte car via un chemin privé, accès depuis avenue de Grasse			
Perturbation du trafic	moyen, travaux sur secteur résidentiel mais entrées/sorties de camions sur l'avenue de Grasse			
Critères économiques				
Chiffrage estimatif des travaux (hors études de conception et techniques)	245 K€ HT			

Tableau 7 – Analyse multi critères de l'aménagement proposé



## 7 ANNEXE : LEVE TOPOGRAPHIQUE

---

# LEGENDE DES SYMBOLES TOPOGRAPHIQUES

- Mur de soutènement
- Mur ou Muret
- Mur bahut avec clôture
- clôture
- Haut de talus
- Bas de talus
- Altitude des points topographiques
- Courbe de niveaux
- Bouche à clef, Borne Incendie, Regard, avaloir, grille
- Coffret gaz, EDF, chambre FT
- Candélabre - éclairage public
- application cadastrale
- Référence cadastrale
- Section, N° de parcelle
- Périmètre suivant bornage
- Colation entre points remarquables
- Borne posée par un géomètre expert
- Repère ou station
- Ligne électrique aérienne sur poteau
- Ligne téléphonique aérienne sur poteau

Système de coordonnées planimétriques RGF93 CC43  
Système de coordonnées altimétrique NGF

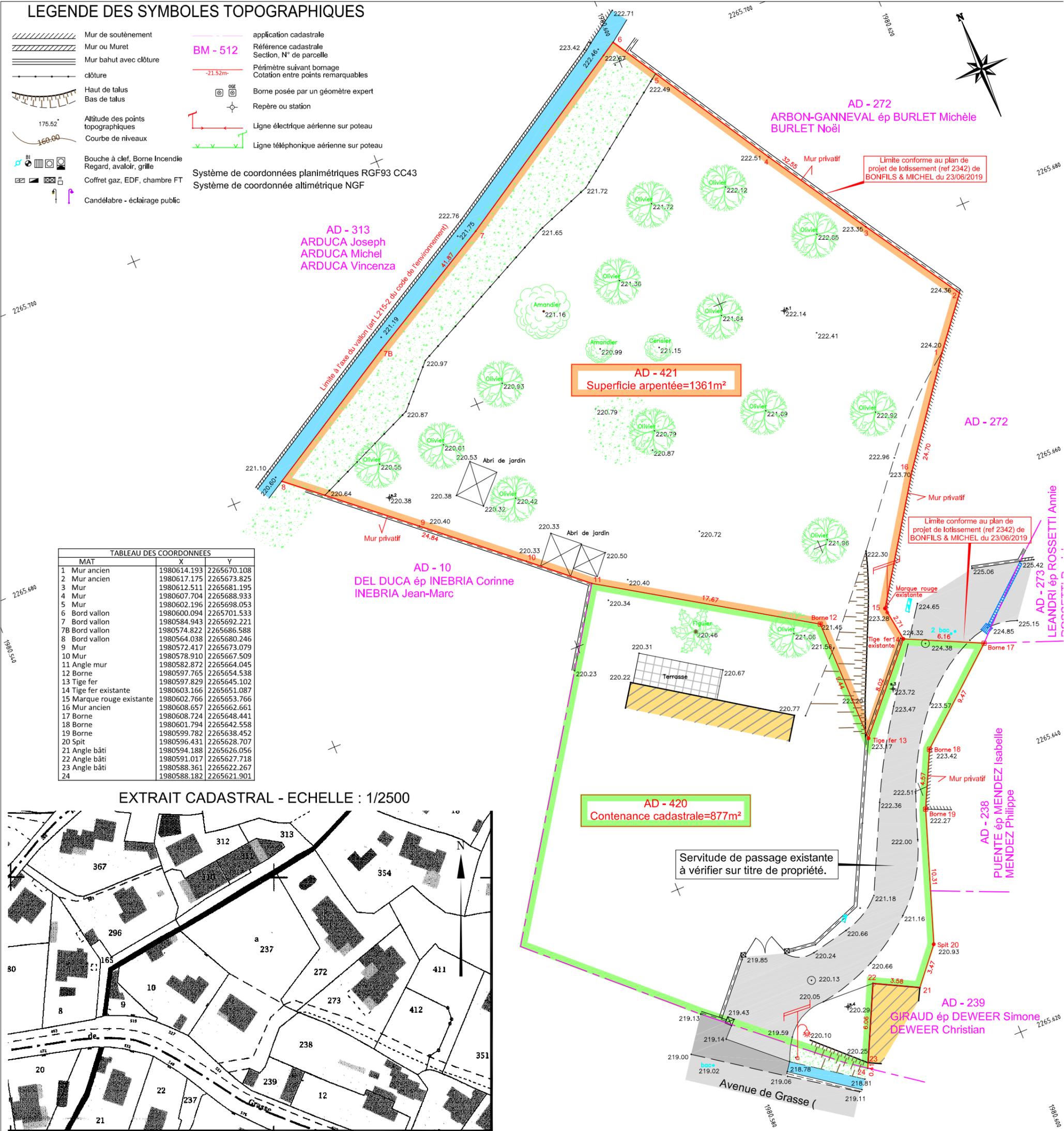


TABLEAU DES COORDONNEES		
MAT	X	Y
1	1980614.193	2265670.108
2	1980617.175	2265673.825
3	1980612.511	2265681.195
4	1980607.704	2265688.933
5	1980602.196	2265698.053
6	1980600.094	2265701.533
7	1980584.943	2265692.221
7B	1980574.822	2265686.588
8	1980564.038	2265680.246
9	1980572.417	2265673.079
10	1980578.910	2265667.509
11	1980582.872	2265664.045
12	1980597.765	2265654.538
13	1980597.829	2265645.102
14	1980603.166	2265651.087
15	1980602.766	2265653.766
16	1980608.657	2265662.661
17	1980608.724	2265648.441
18	1980601.794	2265642.558
19	1980599.782	2265638.452
20	1980596.431	2265628.707
21	1980594.188	2265626.056
22	1980591.017	2265627.718
23	1980588.361	2265622.267
24	1980588.182	2265621.901

## EXTRAIT CADASTRAL - ECHELLE : 1/2500



Servitude de passage existante à vérifier sur titre de propriété.

AD - 273  
LEANDRI ép ROSSETTI Annie

AD - 238  
PUENTE ép MENDEZ Isabelle  
MENDEZ Philippe

AD - 239  
GIRAUD ép DEWEER Simone  
DEWEER Christian