

Département de l'Hérault

Communes de Mireval et Vic la Gardiole

Schéma Directeur de Gestion des Eaux Pluviales



Phases 4/5 : Schéma Directeur de Gestion des Eaux Pluviales

Mai 2016

14.67



ENTECH Ingénieurs Conseils

Parc Scientifique et Environnemental
BP 118 - 34140 Mèze - France
e.mail : entech@entech.fr
Tél. : 33 (0)4 67 46 64 85
Fax : 33 (0)4 67 46 60 49



Bureau d'études Salto

Financiers :



Ce projet est cofinancé par l'Union européenne. L'Europe s'engage en Languedoc Roussillon avec le Fond européen de développement régional (FEDER)

Communes de Mireval et Vic la Gardiole

Phases 4/5 : Schéma Directeur de Gestion des Eaux Pluviales

Référence			
Version	A – Version Minute	B	C
Date	Décembre 2015	Mars 2016	Mai 2016
Auteur	Julie SAVARY (SALTO) Jillian JACQUOT (ENTECH)	Patrick SAVARY (ECEAU) Jillian JACQUOT (ENTECH)	Patrick SAVARY (ECEAU) Jillian JACQUOT (ENTECH)
Collaboration	Patrick SAVARY (ECEAU)	Julie SAVARY (SALTO)	Julie SAVARY (SALTO)
Visa	Rachid OULADMIMOUN Yves Copin	Rachid OULADMIMOUN Yves Copin	Rachid OULADMIMOUN Yves Copin
Diffusion	Commune de Vic la Gardiole Commune de Mireval SIEL SMBT SYBLE Thau Agglo	Commune de Vic la Gardiole Commune de Mireval SIEL SMBT SYBLE Thau Agglo	Commune de Vic la Gardiole Commune de Mireval SIEL SMBT SYBLE Thau Agglo

Sommaire

1	Introduction	7
2	Rappel des Conclusions du diagnostic	8
2.1	Vic La Gardiole.....	8
2.1.1	Croisement rue des Cresses et Avenue de la Mission	8
2.1.2	Chemin bas de Saint-Georges.....	8
2.1.3	Résidences Laval et Cabrols	8
2.1.4	Zone des Masques.....	8
2.1.5	Secteur de la résurgence de la Robine	8
2.2	Mireval.....	10
2.2.1	Centre-ville, sur le secteur Canabière.....	10
2.2.2	Chemin de l’Octroi et de Recouly	10
2.2.3	Avenue de Maupas	10
2.2.4	Aval Corène	10
2.2.5	Corène, amont voie ferrée	11
2.2.6	Amont Corène, chemin de la Corène.....	11
3	Identification des milieux récepteurs exutoires.....	13
3.1	Avant-propos.....	13
3.2	Identification des milieux récepteurs exutoires	13
4	Objectifs d’atténuation des débits émis avant rejet dans les milieux récepteurs	15
5	Hypothèses de période de retour des précipitations pour le dimensionnement des ouvrages de transfert	20
6	Hypothèses de calcul.....	21
7	Aménagements à prévoir en situation future – Vic la Gardiole.....	22
7.1	Plan du présent document	22
7.2	Aménagement de la Zones des Masques	22
7.2.1	Contexte et exutoire proposé.....	22
7.2.2	Analyse de faisabilité de la solution proposée	24
7.2.3	Autres actions à prévoir sur le bassin-versant de la Zone des Masques	35
7.3	Bassins-versants du centre-ville de Vic aboutissant au Chemin Bas de St-Georges	39
7.3.1	Contexte et exutoire proposé.....	39
7.3.2	Analyse de faisabilité de la solution proposée	40
7.3.3	Secteur rue des Cresses / avenue de la Mission	47
7.3.4	Bilan	49
7.4	Secteur des Résidences des Jardins de la Robine et des Fontaines	51
7.4.1	Un contexte marqué par une forte contrainte aval.....	51
7.4.2	Analyse de faisabilité de la solution proposée	55
7.5	Bassins-versants des résidences Laval et Cabrols, et du futur lotissement des Cresses ...	60
7.5.1	Un contexte marqué par un gros problème d’exutoire.....	60
7.5.2	Analyse de faisabilité de la solution proposée	66
7.5.3	Bilan	71
7.6	Entrée de Vic la Gardiole – Route de Villeneuve.....	74

ENTECH Ingénieurs Conseils

7.6.1	Contexte actuel	74
7.6.2	Amélioration des écoulements	74
8	Aménagements à prévoir en situation future – Mireval	76
8.1	Plan du présent document	76
8.2	Bassins-versants de La Courren.....	76
8.2.1	Contexte actuel de l'écoulement des eaux pluviales de la Courren	77
8.2.2	Quel exutoire pour la Courren ?.....	82
8.2.3	Quels réaménagements pour le réseau principal de la Courren ?	87
8.3	Bassin-versant de la Canabière.....	90
8.3.1	Contexte actuel de l'écoulement des eaux pluviales de la Courren	90
8.3.2	Démarche d'amélioration des écoulements de la Canabière	95
8.4	Bassin-versant de Font Sorbière	97
8.4.1	Contexte actuel de l'écoulement des eaux pluviales de Font Sorbière	97
8.4.2	Démarche d'amélioration des écoulements de Font Sorbière.....	101
	Annexes.....	104
	Annexe 1 : Fiches de synthèse – Vic la Gardiole.....	105
	Annexe 2 : Fiches de synthèse – Mireval	106

Table des figures

Figure 1 : Localisation des principales zones de débordements - Vic centre	9
Figure 2 : Localisation des principales zones de débordements - Vic Sud	9
Figure 3 : Localisation des principales zones de débordements - Zone des Masques.....	10
Figure 4 : Localisation des principales zones de débordements – Mireval secteur Canabière	11
Figure 5 : Localisation des principales zones de débordements – Mireval secteur Corène	12
Figure 6 : Débit spécifique émis par des bassins versants non urbanisés _ pente de 1%	16
Figure 7 : Débit spécifique émis par des bassins versants non urbanisés _ pente de 2,5%	17
Figure 8 : Schéma du fonctionnement hydraulique _ zone des Masques.....	23
Figure 9 : Schéma du fonctionnement hydraulique _ zone des Masques _ Situation future	24
Figure 10 : Zone des Masques - section aval de référence	26
Figure 11 : Profil en long - bassin d'écrêtement_ Zone des Masques.....	32
Figure 12 : Emprise du bassin d'écrêtement en situation future	34
Figure 13 : Aménagement de l'exutoire du BV du Chemin Bas de St Georges – T=10 ans	43
Figure 14 : Rémanégagements proposés sur le secteur Avenue de la Mission, Rue des Cresses, Rue du Puits Neuf.....	48
Figure 15 : Secteur de la Robine _ Fonctionnement "normal"	51
Figure 16 : Secteur de la Robine _ Fonctionnement lorsque le niveau de la Robine est haut	52
Figure 17 : Secteur de la Robine _ Aménagements envisagés.....	54
Figure 18 : Secteur de la Robine : Emprise utile d'un bassin de stockage provisoire.....	58
Figure 19 : Secteur de la Robine : Emprise utile d'un bassin de de pompage.....	59
Figure 20 : Bassin versant des Cresses	60
Figure 21 : Bassin versant des Cresses_ Fonctionnement hydraulique actuel.....	62
Figure 22: Bassin versant des Cresses_ Fonctionnement hydraulique envisagé en situation future ..	63
Figure 23 : Extrait du PPRI de Vic la Gardiole.....	64
Figure 24 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 1 d'évacuation des eaux pluviales.....	64
Figure 25 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 2 d'évacuation des eaux pluviales.....	65
Figure 26 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 3 d'évacuation des eaux pluviales.....	65
Figure 27 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 1 d'évacuation des eaux pluviales : Aménagements envisagés	72
Figure 28 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 2 d'évacuation des eaux pluviales : aménagements envisagés	72
Figure 29 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 3 d'évacuation des eaux pluviales : aménagements envisagés	73
Figure 30 : Débouché du cadre (ouvrage O45).....	74
Figure 31 : Fossé de capacité insuffisante	74
Figure 32 : Buse en Ø300 insuffisante (ouvrage 46)	74
Figure 33 : Réaménagements de l'entrée de Vic - Route de Villeneuve	75

ENTECH Ingénieurs Conseils

1 INTRODUCTION

Les communes de Mireval et Vic la Gardiole se situent sur le bassin versant des « Etangs Palavasiens » (Etang de Vic et Ingril).

Mireval et Vic la Gardiole souhaitent mettre en place une stratégie globale de gestion des eaux pluviales sur l'ensemble du territoire. L'étude d'élaboration des schémas directeurs sur le bassin versant s'inscrit ainsi dans une démarche globale d'appréhension des enjeux quantitatifs et qualitatifs liés aux ruissellements.

Dans ce contexte, l'objectif de cette étude est de réaliser sur l'ensemble du territoire des schémas directeur de gestion des eaux pluviales qui soient globaux et cohérents à l'échelle du bassin versant.

Pour cela, une méthodologie découpée en 6 phases a été retenue :

- Phase 1 : Etat des lieux et diagnostic patrimonial ;
- Phase 2 : Métrologie in situ ;
- Phase 3 : Modélisation du bassin versant de Vic la Gardiole et Mireval ;
- Phase 4 : Schéma Directeur de Gestion des Eaux pluviales de Vic la Gardiole et Mireval ;
- Phase 5 : Etablissement des schémas directeurs de gestion des eaux pluviales communaux ;
- Phase 6 : Etablissement des zonages pluviaux réglementaires.

Le présent rapport correspond aux **Phases 4 et 5** et comprend :

- La synthèse des résultats de la modélisation réalisée en Phase 3,
- Les propositions d'aménagements pour solutionner les dysfonctionnements actuels,
- Les propositions d'aménagements pour prendre en compte les évolutions urbanistiques dans le futur.

Le choix des solutions s'appuiera sur une discussion avec la commune à l'issue de la phase de diagnostic et d'inventaire des solutions envisageables. Cet inventaire sera accompagné d'une comparaison technico-économique.

L'étude technique des solutions s'appuiera sur la modélisation hydraulique de l'ensemble des réseaux structurants réalisée à l'aide du logiciel PCSWMM en Phase 3.

2 RAPPEL DES CONCLUSIONS DU DIAGNOSTIC

Comme vu en Phase 3, les insuffisances des systèmes d'évacuation en situation actuelle se traduisent par de nombreux débordements y compris pour des précipitations de faible période de retour (1 an).

Les principales zones où se produisent des débordements pour des pluies de période de retour de 1 à 5 ans sont les suivantes :

2.1 VIC LA GARDIOLE

2.1.1 Croisement rue des Cresses et Avenue de la Mission

Les dysfonctionnements sont liés à la configuration locale du réseau, qui est à la fois complètement sous-dimensionné et mal agencé. Les réductions de sections et les décalages de niveaux sont nombreux. Le secteur est cependant aussi contraint par l'aval.

2.1.2 Chemin bas de Saint-Georges

Le dimensionnement du fossé est très insuffisant et sans rapport avec les débits à transférer. Ce fossé est aussi contraint par la dimension de la buse qui passe sous le chemin bas de Saint-Georges. Tout ce tronçon est à reconfigurer.

2.1.3 Résidences Laval et Cabrois

Grave problème de calage altimétrique du réseau et de l'exutoire du réseau par rapport à la configuration du terrain.

Chemin du Four à Chaux, au niveau de la zone en aval des lotissements, le fossé qui sert d'exutoire, quasiment inexistant, limite par ailleurs les écoulements.

2.1.4 Zone des Masques

La contrainte aval est très importante (passage sous la RD116 très largement sous-dimensionné et absence de réel exutoire à son aval). La faible pente des fossés entre la zone aménagée et la RD116 limite aussi beaucoup les capacités d'évacuation de ce secteur.

Les cartographies ci-dessous localisent les principales zones de débordements.

2.1.5 Secteur de la résurgence de la Robine

La contrainte aval, au niveau de la résurgence de la Robine est très importante. Les eaux de la Robine ont tendance à remonter dans les réseaux pluviaux internes aux résidences vacances et à limiter l'évacuation des eaux pluviales.

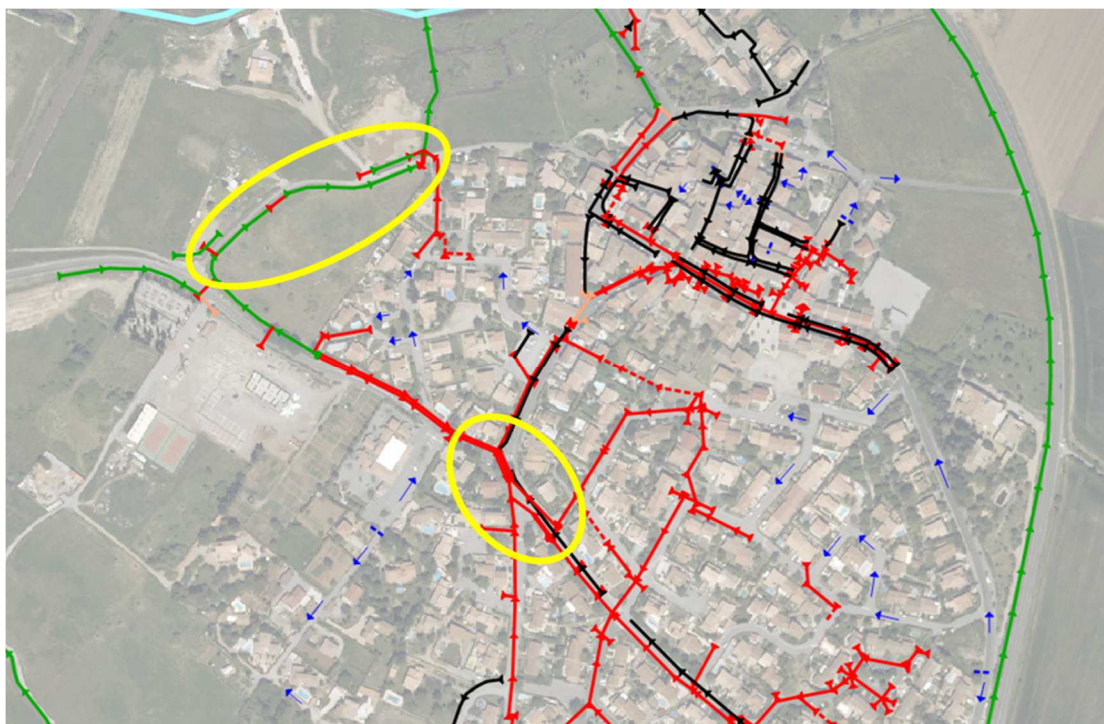


Figure 1 : Localisation des principales zones de débordements - Vic centre

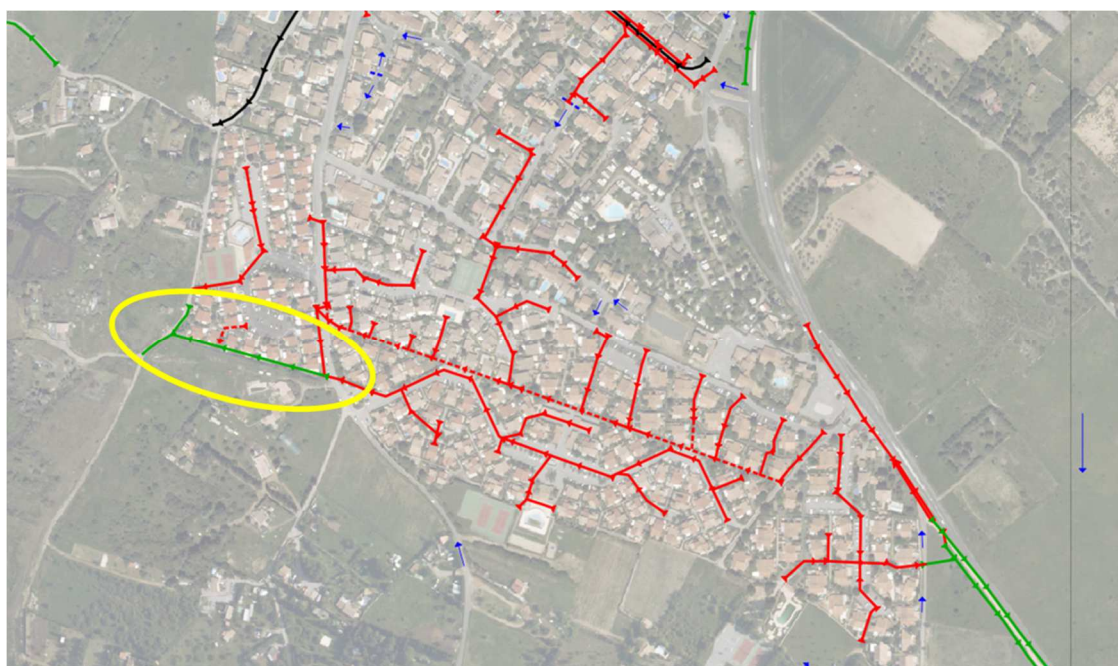


Figure 2 : Localisation des principales zones de débordements - Vic Sud

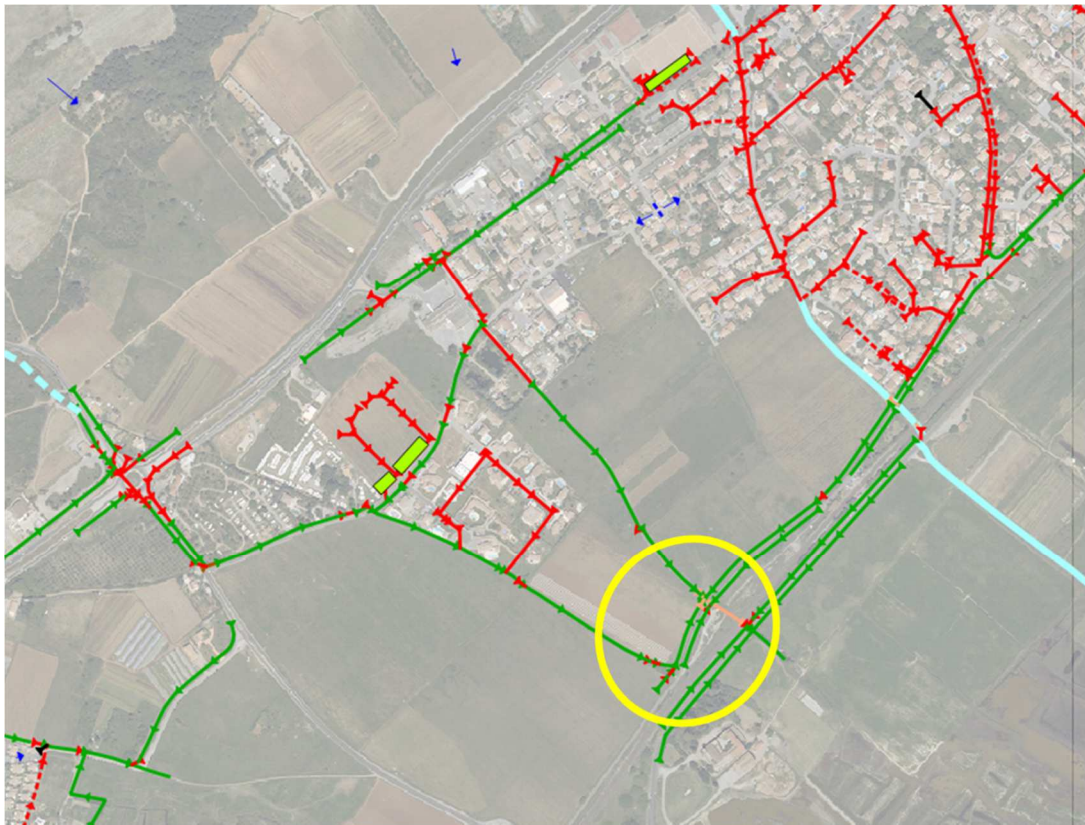


Figure 3 : Localisation des principales zones de débordements - Zone des Masques

2.2 MIREVAL

2.2.1 Centre-ville, sur le secteur Canabière

Les dimensions du réseau sont très insuffisantes sur plusieurs tronçons, et ce dès une pluie T = 1 an à l'aval immédiat du centre-ville.

2.2.2 Chemin de l'Octroi et de Recouly

Les dimensions du réseau sont très insuffisantes.

2.2.3 Avenue de Maupas

Les dimensions du réseau et notamment celles des passages busés sont insuffisantes et pour le tronçon aval, la Canabière présente une contrainte aval importante, à la fois par son absence de pente et par la faiblesse de sa section.

2.2.4 Aval Corène

La section du fossé à l'aval de la RD116 et son extrême platitude lui confèrent une capacité dérisoire par rapport aux débits qui proviennent de la zone urbanisée. Il s'agit donc d'une contrainte aval majeure. Le passage sous la RD116 malgré la section qu'offrent 4 \varnothing 1000 est complètement entravé par le niveau du fossé à l'aval. Le passage sous le chemin une cinquantaine de mètres en aval voit lui aussi sa capacité limitée pour des raisons de pente globalement insuffisante.

2.2.5 Corène, amont voie ferrée

Le fossé qui relie le réseau enterré de Mireval à la voie ferrée est à reprofiler, tant en termes de section que de profil en long.

2.2.6 Amont Corène, chemin de la Corène

Les dimensions du réseau sont très justes.

Les cartographies ci-dessous localisent les principales zones de débordements.

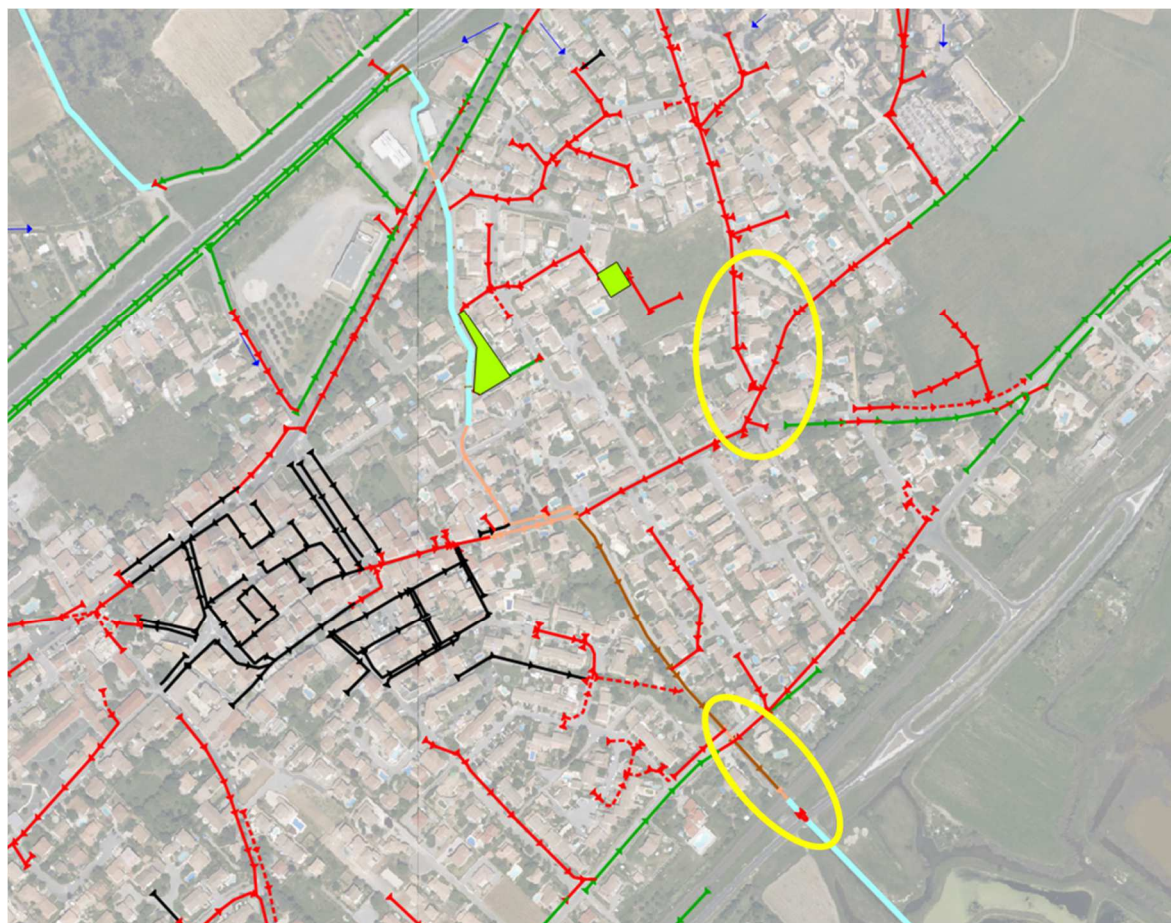


Figure 4 : Localisation des principales zones de débordements – Mireval secteur Canabière

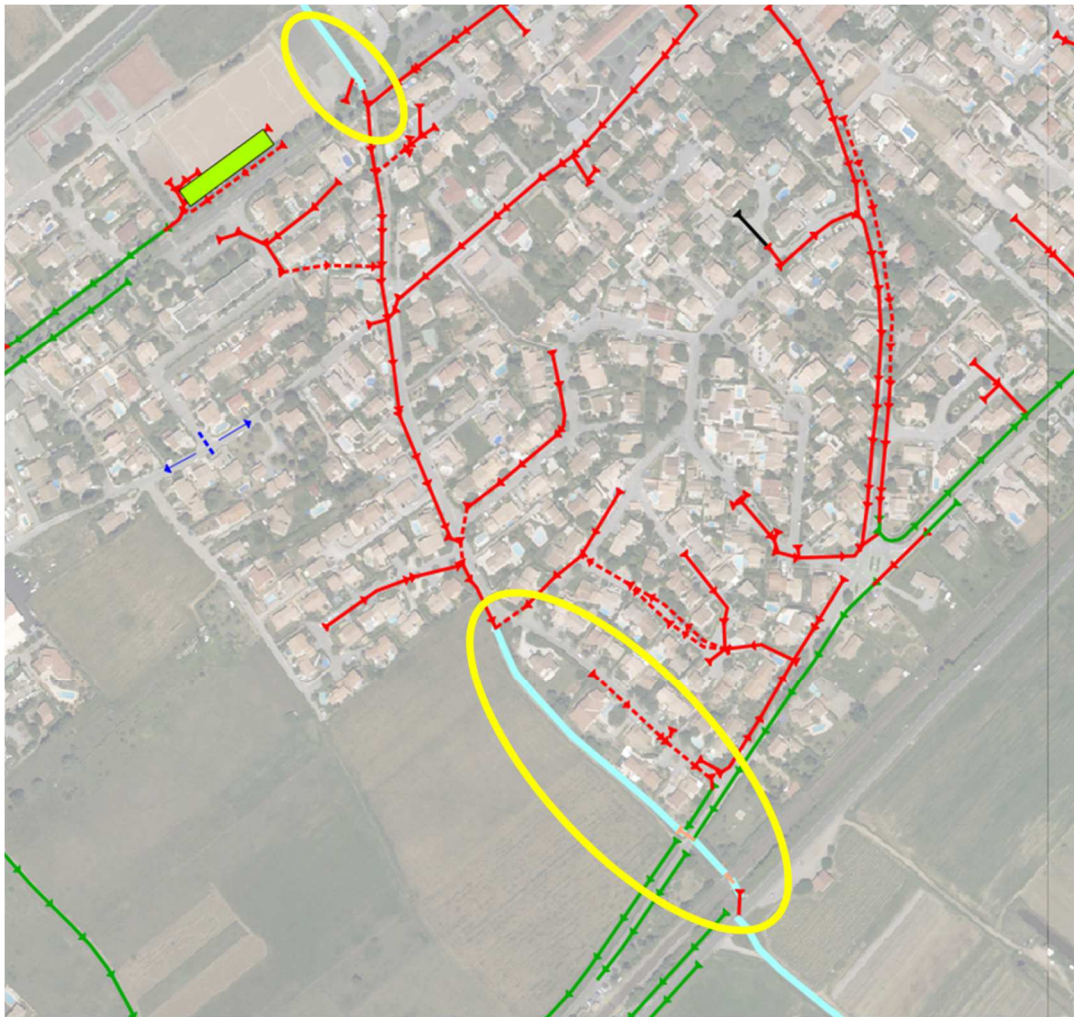


Figure 5 : Localisation des principales zones de débordements – Mireval secteur Corène

On constate donc qu'une part importante des débordements constatés est due, même pour des pluies fréquentes, **à des conditions très restrictives d'écoulement à l'aval des zones urbanisées** ; les pages suivantes présentent en détail ces contraintes majeures, qui devront faire l'objet d'aménagements prioritaires.

Il n'est en effet pas envisageable d'accroître les capacités d'écoulement dans des sous-bassins-versants situés en centre-ville de Mireval ou Vic sans que les capacités d'évacuation à l'aval n'aient été préalablement renforcées. Cela conduirait d'une part, à concentrer à l'aval des bassins-versants les débordements, et d'autre part, à rendre inefficients les aménagements ponctuellement réalisés à l'amont, par effet de mise en charge due aux conditions aval.

3 IDENTIFICATION DES MILIEUX RECEPTEURS EXUTOIRES

3.1 AVANT-PROPOS

Le diagnostic de l'écoulement des eaux pluviales des communes de Vic La Gardiole et de Mireval a mis en évidence une faiblesse généralisée des capacités d'évacuation actuellement en place, dont la cause relève en premier lieu, pour la majorité des bassins-versant étudiés, d'une insuffisance au niveau des exutoires de ces bassins-versants.

La phase de schéma directeur qui suit débute donc, pour chacun de ces bassins-versants, par une caractérisation de ces exutoires. Une fois cette caractérisation effectuée, il est recherché quels sont les schémas d'écoulement qui pourraient permettre une meilleure maîtrise des ruissellements générés. Enfin, pour ces schémas, il est proposé, quand les données nécessaires sont disponibles, une conception et un prédimensionnement des ouvrages à envisager.

3.2 IDENTIFICATION DES MILIEUX RECEPTEURS EXUTOIRES

Certains des systèmes de collecte des eaux pluviales des zones urbanisées disposent d'un exutoire facilement identifiable sur le terrain et dont la dimension traduit une certaine capacité à transférer les eaux pluviales vers l'étang de Vic. Il en est ainsi de :

- **la Canabière** à l'aval du centre-ville de Mireval,
- **la Robine** à l'aval du centre-ville de Vic, et à l'aval de la Résidence des Fontaines.

Ce n'est par contre pas le cas pour les bassins-versants suivants :

- **La Courren**, qui à l'aval de la RD116, se réduit d'abord à un fossé superficiel de faible capacité, puis qui s'étale en surface dans les marais sans jamais atteindre l'Etang lui-même,
- **Le bassin-versant de la Zone des Masques**, dont les deux réseaux principaux débouchent actuellement dans des fossés dont la capacité d'écoulement est dérisoire au regard de celle des canalisations y aboutissant, et finissent dans le fossé qui longe la route située au nord de la voie ferrée. Ce dernier fossé communique avec celui qui longe la RD116 du côté de l'Etang grâce à un passage en dalot sous la route longeant la voie ferrée, puis sous la voie ferrée et enfin sous la RD116. Il n'y a plus d'ouvrage linéaire en mesure de transférer les eaux de ce fossé vers le marais puis l'Etang.
- **Le bassin-versant des Résidences Laval et Cabrols**. Les eaux collectées par un important réseau de canalisations dont les diamètres finissent par atteindre 1 m et 800 mm à l'aval, aboutissent dans une rigole qui longe le chemin du Four à Chaux / Chemin du Marais quelques dizaines de mètres, passent sous le chemin via un $\varnothing 300$, puis se perdent superficiellement avant d'atteindre une roubine quasiment entièrement comblée et envahie par les roseaux.

La présentation de solutions fiables et pérennes pour l'évacuation des eaux pluviales de tous ces bassins-versants passe :

- D'abord par l'identification pour chacun d'entre eux d'un **exutoire susceptible de recevoir des volumes ruisselés** dont l'ordre de grandeur avoisine, selon les bassins-versants considérés¹, pour des précipitations journalières décennales² les 20 à 40 000 m³ et pour des précipitations journalières trentennales³, les 30 à 60 000 m³.

¹ Dont les surfaces imperméabilisées varient d'une quinzaine d'hectares à une trentaine (Partie urbanisée de Mireval ayant la Canabière comme exutoire).

² 140 mm/24h.

³ 195 mm/24h.

- Puis par la **détermination d'infrastructures** capables d'y transférer des débits⁴ dont l'importance s'exprime en m³/s ou bien capables d'écarter de tels débits grâce à un stockage temporaire des eaux pluviales générées lors de pluies exceptionnelles. La conception et le dimensionnement de ces infrastructures requièrent en premier la connaissance des niveaux d'eau susceptibles d'être atteints dans le milieu récepteur qui servira d'exutoire aux eaux pluviales.

⁴ Les valeurs des débits de pointe décennaux s'étaleraient de 4 à 5 m³/s (Partie urbanisée de Mireval ayant la Courrenn comme exutoire, centre de Vic, résidences Cabrols et Laval à Vic), voire 10 m³/s (Partie urbanisée de Mireval ayant la Canabière comme exutoire) si les systèmes de collecte ne présentaient pas d'insuffisances. Les valeurs des débits de pointe trentennaux sont supérieures de 25% à celles citées pour les débits décennaux.

4 OBJECTIFS D'ATTENUATION DES DEBITS EMIS AVANT REJET DANS LES MILIEUX RECEPTEURS

Le seul texte de la législation en vigueur qui se rapporte à la maîtrise quantitative des eaux de ruissellement est le Code Civil qui précise dans son article 640 : « *Les fonds inférieurs sont assujettis envers ceux qui sont plus élevés, à recevoir les eaux qui en découlent naturellement sans que la main de l'homme y ait contribué. Le propriétaire inférieur ne peut point élever de digue qui empêche cet écoulement. Le propriétaire supérieur ne peut rien faire qui aggrave la servitude du fonds inférieur* ».

Face à la réelle difficulté d'appliquer cette disposition à tous les contextes pluviométriques, et notamment à toutes les pluies quelle que soit leur période de retour et leur durée, et notamment de quantifier précisément des objectifs en découlant, le tome 2 du guide méthodologique pour la gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement relevant de la rubrique 2.1.5.0. émis par la DDTM de l'Hérault en février 2014 préconise (p31) un écrêtement des débits émis grâce à un volume de rétention de **120 l/m² imperméabilisé**.

Il y est rappelé que le volume à retenir⁵ sera le plus important de ceux issus :

- soit de l'application du **ratio de 120 l/m² imperméabilisé⁶**, ou encore 1200 m³/ha imperméabilisé,
- soit du calcul soit par la **méthode des pluies** soit par la méthode de la simulation hydraulique en considérant une pluie centennale en situation aménagée avec un débit de fuite compris entre le débit biennal et le débit quinquennale calculé en situation non aménagée.

L'absence de méthode hydrologique fiable et reconnue pour calculer ce que sont les débits émis par un terrain naturel lors de précipitations de périodes de retour biennale ou quinquennale rend l'estimation des volumes selon la seconde méthode proposée bien difficile.

On trouvera ci-après une estimation de ce que pourraient être les débits émis pour des bassins-versants « ruraux » ou « non urbanisés » basée sur la « méthode des Experts⁷ ». Cette méthode repose notamment sur le principe d'un fonctionnement hydrologique « à seuil », caractéristique des bassins naturels ou ruraux. L'estimation de la variable « P₀ » qui correspond à une perte initiale avant apparition d'un ruissellement superficiel significatif dans les mini-réseaux de drainage superficiel, représente la plus grosse difficulté présidant à l'emploi de cette méthode.

Les résultats ci-dessous présentés s'appuient donc sur un « P₀ » que l'on a fait varier de 25 à 80 mm/j. Les valeurs moyennes comprises entre 30 et 60 mm/j sont probablement assez représentatives des terrains (peu perméables) de la zone d'étude.

Les coefficients de Montana utilisés sont ceux de Montpellier-Fréjorgues pour les précipitations de durées comprises entre 1 heure et 48 heures.

Deux approches ont été menées, afin de tenir compte de la pente des bassins-versants concernés (respectivement de 1% et 2,5%).

⁵ Il ne s'agit que d'une recommandation locale, ici en l'occurrence pour le département de l'Hérault, et non pas d'une obligation.

⁶ Référence portée de 100 à 120 l/m², pour tenir compte du fait que bien souvent, le débit de fuite est assuré par un orifice, dont le débit varie avec la charge à son amont, et non par un « régulateur de débit ». Le terme « régulateur » semble préférentiellement employé pour les équipements qui assurent un débit à peu près constant en sortie de bassin, et dont la valeur ne croît pas avec la hauteur stockée dans le bassin. Dès les premiers décimètres stockés, la vidange a donc lieu au débit maximal autorisé. Leur principe réside dans une obstruction progressive croissante de l'orifice au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans le bassin. Le terme « limiteur » semble plutôt s'appliquer aux orifices et équipements de type « vortex ». On estime, en ordres de grandeur, pour tenir compte du fait qu'un limiteur de débit n'assure pas dès le début du remplissage un débit de vidange égal à celui maximal autorisé, qu'il faut majorer les volumes que l'on aurait avec une vidange s'effectuant par un régulateur de débit, de 10 à 25%, voire davantage pour des bassins très peu profonds, soit grosso modo 20%.

⁷ Méthode décrite dans le rapport de phase 3 du présent schéma directeur.

**Débits spécifiques émis par des bassins-versants non urbanisés calculés avec la "Formule des Experts"
Pluviométrie : Montpellier - Fréjorgues**

T :	1 mois	2 mois	3 mois	6 mois	1 ans	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
P0 = 25mm/j	0,0	0,1	1,1	6,1	12,4	18	27	37	49	57	69	87
P0 = 30mm/j	0,0	0,0	0,0	4,7	10,7	16	25	35	47	55	67	85
P0 = 40mm/j	0,0	0,0	0,0	2,0	7,4	12,2	21	31	42	51	62	80
P0 = 50mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	4,4	8,8	17	27	38	46	57	75
P0 = 60mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	1,6	5,5	13,5	22	34	42	53	71
P0 = 70mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	9,8	19	29	37	48	66
P0 = 80mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	6,4	15	25	33	44	61

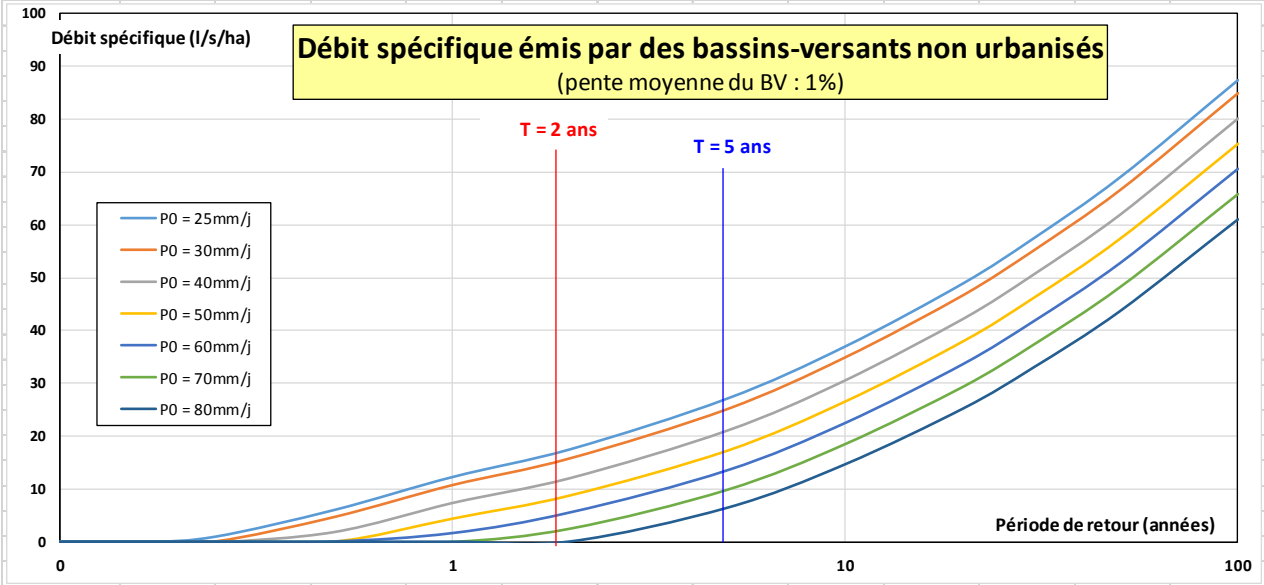


Figure 6 : Débit spécifique émis par des bassins versants non urbanisés _ pente de 1%

**Débits spécifiques émis par des bassins-versants non urbanisés calculés avec la "Formule des Experts"
Pluviométrie : Montpellier - Fréjorgues**

T :	1 mois	2 mois	3 mois	6 mois	1 ans	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
P0 = 25mm/j	0,0	0,1	1,4	7,4	15,2	21,9	34,0	46,4	61,5	72,0	86,5	109,6
P0 = 30mm/j	0,0	0,0	0,0	5,7	13,2	19,6	31,4	43,7	58,7	69,1	83,5	106,5
P0 = 40mm/j	0,0	0,0	0,0	2,4	9,2	15,2	26,4	38,4	53,1	63,4	77,7	100,5
P0 = 50mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	5,4	10,9	21,6	33,2	47,6	57,7	71,9	94,4
P0 = 60mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	2,0	6,8	16,9	28,2	42,2	52,2	66,1	88,4
P0 = 70mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	12,0	22,6	36,0	45,5	58,9	80,4
P0 = 80mm/j	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	8,0	18,4	31,7	41,3	54,8	76,7

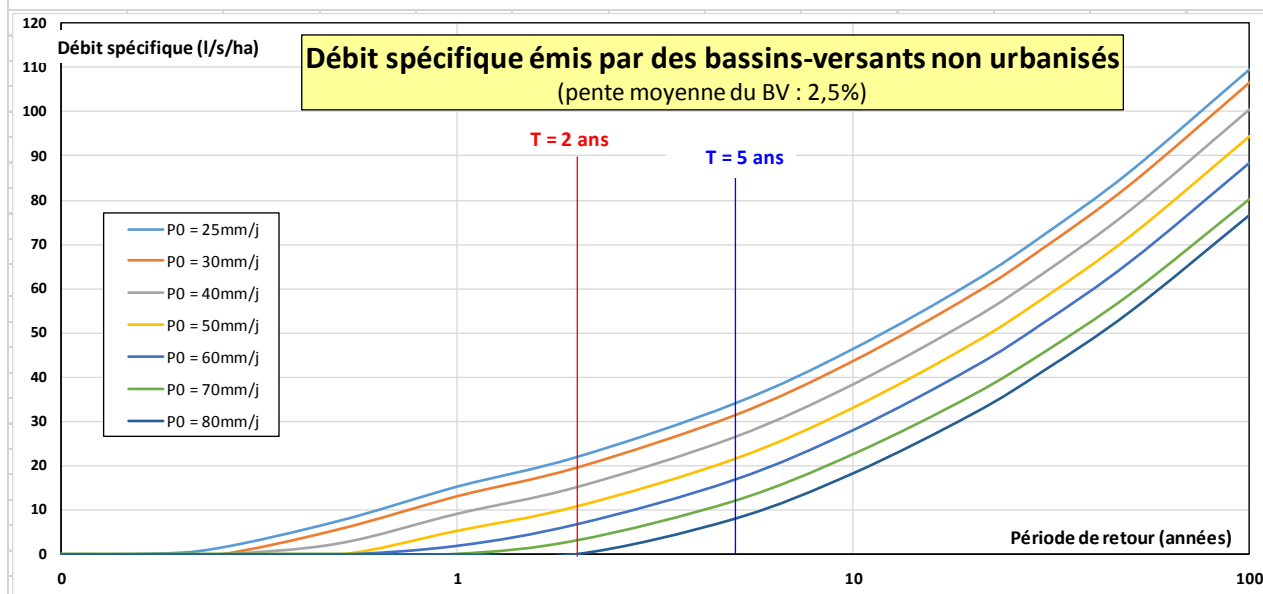


Figure 7 : Débit spécifique émis par des bassins versants non urbanisés _ pente de 2,5%

Les estimations qui découlent de l'approche menée avec la méthode des Experts convergent vers des débits spécifiques dont les ordres de grandeur sont, pour des périodes de retour $T = 2$ ans et $T = 5$ ans, et suivant P_0 et la pente des terrains, les suivants :

- $T = 2$ ans : 5 à 20 l/s/ha,
- $T = 5$ ans : 15 à 30 l/s/ha.

Les ratios de stockage de 120 l/m² imperméabilisé avec débit de vidange non constant, ou 100 l/m² imperméabilisé avec débit de vidange constant, correspondent, si on utilise la méthode des pluies à partir des caractéristiques de la pluviométrie de Montpellier Fréjorgues, au débit de fuite (ou de vidange) suivant :

- $T = 100$ ans : $Q_f = 62$ l/s par hectare imperméabilisé.

On observe donc que ce dernier critère d'un ratio de stockage de 120 l/m² imperméabilisé n'est pas très cohérent avec celui d'éviter des ruissellements dont la valeur dépasserait les débits naturellement émis sur des terrains non urbanisés lors de précipitations présentant des périodes de retour $T = 2$ ans et $T = 5$ ans.

L'absence de rationalité hydrologique et la non-conformité à l'article 640 du Code Civil de l'objectif consistant à ne pas dépasser les débits naturellement émis sur des terrains non urbanisés lors de précipitations présentant des périodes de retour $T = 2$ ans et $T = 5$ ans, conduit donc à ne retenir dans le cas du présent schéma directeur, **pour les zones nouvellement urbanisées**, que **l'objectif d'un ratio de stockage de 120 l/m² imperméabilisé**, qui **associé à un débit de fuite de 62 l/s par hectare imperméabilisé**, garantit le non débordement de l'ouvrage pour une pluie de période de retour **$T = 100$ ans**.

Pendant le présent schéma directeur, une nouvelle version du SDAGE Rhône Méditerranée Corse a été adoptée (décembre 2015). La disposition 5 A-04 a pour titre « Eviter, réduire et compenser l'impact des nouvelles surfaces imperméabilisées ».

Trois objectifs y sont mentionnés :

- « Limiter l'imperméabilisation nouvelle des sols ». Cet objectif doit devenir une priorité, notamment pour les documents d'urbanisme lors des réflexions en amont de l'ouverture de zones à l'urbanisation. La limitation de l'imperméabilisation des sols peut prendre essentiellement deux formes : soit une réduction de l'artificialisation, c'est-à-dire du rythme auquel les espaces naturels, agricoles et forestiers sont reconvertis en zones urbanisées, soit l'utilisation des terrains déjà bâtis, par exemple des friches industrielles, pour accueillir de nouveaux projets d'urbanisation ».
- « Réduire l'impact des nouveaux aménagements ». Tout projet doit viser à minima la transparence hydraulique de son aménagement vis-à-vis du ruissellement des eaux pluviales en favorisant l'infiltration ou la rétention à la source (noues, bassins d'infiltration, chaussées drainantes, toitures végétalisées, etc.). L'infiltration est privilégiée dès lors que la nature des sols le permet et qu'elle est compatible avec les enjeux sanitaires et environnementaux du secteur (...). Par ailleurs, dans les secteurs situés à l'amont de zones à risques naturels importants (inondation, érosion...), il faut prévenir les risques liés à un accroissement de l'imperméabilisation des sols. En ce sens, les nouveaux aménagements concernés doivent limiter leur débit de fuite lors d'une pluie centennale à une valeur de référence à définir en fonction des conditions locales ».
- « Désimperméabiliser l'existant ». Le SDAGE incite à ce que les documents de planification d'urbanisme (SCoT et PLU) prévoient, en compensation de l'ouverture de zones à l'urbanisation, la désimperméabilisation de surfaces déjà aménagées. Sous réserve de capacités techniques suffisantes en matière d'infiltration des sols, la surface cumulée des projets de désimperméabilisation visera à atteindre 150% de la nouvelle surface imperméabilisée suite aux décisions d'ouverture à l'urbanisation prévues dans le document de planification. La désimperméabilisation visée par le document d'urbanisme a vocation à être mise en œuvre par tout maître d'ouvrage public ou privé qui dispose de surfaces imperméabilisées (voiries, parking, zones d'activités, etc.). Par exemple, dans le cas de projets nouveaux situés sur du foncier déjà imperméabilisé, un objectif plus ambitieux que celui d'une simple transparence hydraulique peut être visé en proposant une meilleure infiltration ou rétention des eaux pluviales par rapport à la situation précédente. Des règles visant ces trois objectifs et adaptées aux conditions techniques locales (notamment capacité d'infiltration des sols, densité des zones urbaines) sont définies en ce sens par les documents d'urbanisme, les SAGE et les doctrines d'application de la police de l'eau. Pour ce faire, les structures pourront s'appuyer sur les lignes directrices concernant les meilleures pratiques pour limiter, atténuer ou compenser l'imperméabilisation des sols publiées par la Commission européenne en 2012.

Si les dispositions 1 et 3 relèvent en premier lieu de l'élaboration des SCOTs et PLUs, la deuxième est une traduction de l'article 640 du Code Civil précédemment cité. Il s'agit de maîtriser les ruissellements à la source, et, si des risques, notamment d'inondation, sont identifiés à l'aval des zones aménagées , de « limiter leur débit de fuite lors d'une pluie centennale à une valeur de référence à définir en fonction des conditions locales ». La stratégie de limitation des débits émis pour des pluies centennales appliquée aux nouvelles zones d'urbanisation recommandée par le guide de la DDTM 34 répond, si des risques, notamment d'inondation, sont identifiés à l'aval des zones aménagées , à cette disposition. Il est proposé de l'appliquer à toute nouvelle urbanisation projetée.

En ce qui concerne la limitation des impacts des secteurs déjà urbanisés, il est proposé dans le cadre du présent schéma directeur, en complément des mesures que les communes adopteront dans leur PLU conformément aux points 1 et 3 de la disposition 5 A-04 du SDAGE ci-dessus rappelées, d'examiner si l'implantation de dispositifs d'écêtement des débits actuellement générés s'avère possible.

Les dispositions du schéma directeur ci-après proposées reposent donc sur :

- pour les zones nouvellement urbanisées, l'objectif d'un ratio de stockage de **120 l/m² imperméabilisé**, qui associé à un **débit de fuite de 62 l/s par hectare imperméabilisé**, garantit le non débordement de l'ouvrage pour une pluie de période de retour **T = 100 ans**,
- pour les zones déjà imperméabilisées à la date du présent schéma, l'examen de la possibilité **d'implanter des dispositifs d'écrêtement** des débits actuellement générés.

Les dispositions préconisées dans le zonage Eaux Pluviales s'appuieront sur cette stratégie.

Les dispositifs d'écrêtement permettant de répondre pour les zones nouvellement urbanisées, à l'objectif d'un ratio de stockage de 120 l/m² imperméabilisé, pourront être implantés soit pour la globalité de l'opération concernée, soit à la parcelle.

Leur implantation à la parcelle requiert, pour que l'efficacité de ces dispositifs soit effective et pérenne, un contrôle de la part de la Collectivité, au niveau du projet, puis au moment du permis de construire, après la réalisation des dispositifs (dans le cadre de l'obtention du certificat de conformité), puis de façon régulière (toutes les 5 à 10 années ?). La collectivité devra donc valider (ou pas) cette stratégie de maîtrise des eaux de ruissellement à la parcelle, en fonction des moyens qu'elle entend y consacrer afin de garantir l'efficacité et la pérennité de ces dispositifs.

La prise en compte de la possibilité d'infiltrer dans les sols afin de limiter les volumes de rétention imposés et découlant de la disposition ci-dessus proposée, ne sera validée que si le pétitionnaire effectue une étude⁸ justifiant de la faisabilité, de l'efficacité et du dimensionnement de l'infrastructure qu'il envisage.

⁸ Notamment au regard de la perméabilité des terrains concernés et des risques de nappe affleurante.

5 HYPOTHESES DE PERIODE DE RETOUR DES PRECIPITATIONS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE TRANSFERT

Le dimensionnement des ouvrages de transfert envisagés s'effectue usuellement sur la base de précipitations dont la période de retour est au **moins décennale**, la période de retour trentennale étant de plus en plus souvent retenue⁹.

Un choix en toute connaissance de cause de cette période de retour devrait prendre en compte l'importance des dangers encourus en cas de débordement des réseaux (liés à la nature de l'occupation du sol et des activités y résidant, pente du sol, etc...).

Dans le présent schéma directeur, le choix proposé repose sur la prise en compte des éléments suivants :

- **T = 10 ans dans les secteurs déjà urbanisés** et dans des secteurs où des projets récents ont été effectués sur ce critère (par exemple chemin Bas de Saint-Georges à Vic, où les infrastructures du lotissement Esplanade ont été conçues pour faire face à une précipitation décennale).
- **T = 30 ans pour les tronçons les plus en aval de bassins-versants existants**, situés directement en amont de l'exutoire du bassin-versant dans le milieu récepteur, si les dimensions en découlant ne remettent pas en cause la faisabilité technique du projet. Cela a été par exemple le cas à l'aval des deux \varnothing 1000 drainant les eaux pluviales des résidences Cabrols et Laval, pour leur transfert jusqu'à la roubine la plus proche du Marais de Bonne Aigue. Cela a aussi été le cas à l'aval de la Zone des Masques.

D'une façon générale, dans les secteurs où les pentes sont très faibles, les dangers liés à un débordement de réseaux demeurent limités car les vitesses d'écoulement en surface seront faibles. Si la superficie du bassin-versant situé en amont du point de débordement est peu importante, les volumes répandus resteront modestes. Donc, hormis la présence d'équipements ou activités extrêmement sensible (école maternelle par exemple !), un dimensionnement basé sur des périodes de retour raisonnables peut se justifier, comme le mentionnait avec beaucoup de réalisme, l'instruction INT 77284 dans son introduction sur ce thème.

Plus on progresse vers l'aval, plus les volumes susceptibles d'être mis en jeu par des débordements deviennent importants. On doit donc être de plus en plus exigeant quand on progresse vers l'aval.

Dans tous les cas, la période de retour contre laquelle on souhaite se protéger doit aller de façon croissante de l'amont vers l'aval.

On ne redimensionne pas un réseau au milieu d'un bassin-versant vis-à-vis d'évènements de période de retour $T = 30$ ans, si les réseaux plus en aval ne peuvent au mieux qu'évacuer des débits décennaux.

⁹ Rappel : Le choix du niveau de protection est de la responsabilité du maître d'ouvrage. La législation n'impose rien à ce sujet. Un maître d'ouvrage est libre d'adopter le référentiel proposé par la norme NF EN 752-4, ou pas, cette norme n'étant pas « d'application obligatoire ».

6 HYPOTHESES DE CALCUL

Les dimensionnements d'ouvrages de transfert sont réalisés dans la présente note, à l'aide de la formule de Manning-Strickler, en adoptant comme coefficients de rugosité, les valeurs suivantes :

- Ouvrages en béton armé et toutes canalisations, quel que soit le matériau : $K = 75$.
- Ouvrages terrassés de type fossés et canaux : $K = 30$.

7 AMENAGEMENTS A PREVOIR EN SITUATION FUTURE – VIC LA GARDIOLE

7.1 PLAN DU PRESENT DOCUMENT

Le présent document débute par la recherche de solutions pour les bassins-versants ayant la Robine comme exutoire. Il s'agit :

- Du bassin-versant de la **Zone des Masques**, pour les raisons ci-après mentionnées.
- Des bassins-versants du centre-ville de Vic, et plus globalement de ceux aboutissant au **Chemin Bas de St-Georges**,
- De la **Résidence des Fontaines** à Vic,

Le cas du bassin-versant des résidences **Laval et Cabrols**, ainsi que de celui qui regroupera les eaux pluviales de l'extension prévue au sud de ces résidences, est ensuite traité.

7.2 AMENAGEMENT DE LA ZONES DES MASQUES

7.2.1 Contexte et exutoire proposé

Comme il l'a été constaté lors de la réunion qui a rassemblé sur le terrain, les élus de Vic et les représentants d'ENTECH/ EC.eau, le 22 janvier 2016, la Zone des Masques ne dispose en situation actuelle **d'aucun exutoire de capacité significative**. Les dalots qui permettent une communication entre les fossés situés de part et d'autre de la voie ferrée et des routes qui la longent, n'aboutissent dans aucun fossé ou canal qui permettrait aux eaux pluviales de rejoindre l'Etang de Vic. Les terrains sur lesquels un fossé ou un canal a pu autrefois offrir cette fonction d'exutoire étant privés, une solution visant à complètement réaménager les anciens tracés d'écoulement n'a pas semblé réaliste.

Le groupe de travail réuni ce jour a donc envisagé **un passage sous la voie ferrée** et les routes qui la longent, qui s'effectuerait au pied de l'échangeur RD114 / RD116. Un tel passage sous ces infrastructures de communication est à concevoir puis réaliser. Il déboucherait dans un « délaissé » de forme triangulaire situé entre la voie ferrée et la RD116, desservi par une roubine qui rejoint¹⁰ la Robine.

Au-delà du problème posé par l'absence d'exutoire, le schéma d'évacuation des eaux pluviales de la Zone des Masques doit prendre en compte de **nombreuses contraintes**, et notamment les suivantes :

- Les deux canalisations principales qui évacuent les eaux pluviales de ce secteur débouchent dans des fossés dont le **fil d'eau est supérieur à nettement supérieur au fil d'eau de ces canalisations**. A la moindre pluie, le réseau existant situé à l'aval de la Zone des Masques est donc partiellement, voire complètement, en charge.
- Les deux fossés dans lesquels débouchent ces deux canalisations présentent une **capacité d'évacuation dérisoire**, ce qu'ont confirmé les simulations réalisées après modélisation des réseaux en Phase 3 du présent schéma directeur. Les réseaux actuels ne sont pas en mesure d'évacuer une précipitation de période de retour annuelle sans générer des déversements ou mise en charge de fossés aux points les plus bas du bassin-versant.
- Un important projet d'urbanisation nouvelle est programmé entre la Zone des Masques et la voie ferrée. Les quantités d'eaux de ruissellement urbain seront donc accrues et les fossés qui servent actuellement d'exutoire au bassin-versant de la Zone des Masques seront à intégrer dans cette extension urbaine.

¹⁰ Communication à examiner.

- La Zone des Masques est un point bas vers lequel peuvent converger les eaux de ruissellement qui proviendraient pour des pluies très exceptionnelles, du **bassin-versant rural du Devès**, situé dans la Gardiole, au-dessus de la RD612 et du rond-point où elle croise la RD114 (à proximité du camping Altéa). Il a été montré dans la première partie de l'étude que les débits susceptibles d'être générés lors de pluies très rares pouvaient atteindre des valeurs de **plus de 10 m³/s** pour une occurrence trentennale, et proches de 20 m³/s pour une occurrence centennale. Les insuffisances des infrastructures qui permettraient pour des événements semblables d'écouler les débits émis dans la Gardiole par la partie rurale du bassin-versant de la Courren¹¹ au travers de Mireval, conduiraient probablement aussi à voir une partie des effluents débordés rejoindre la Zone des Masques.

Les schémas qui suivent résument les contraintes ci-dessus évoquées (situation actuelle) ainsi que le positionnement de l'exutoire envisagé (situation future).

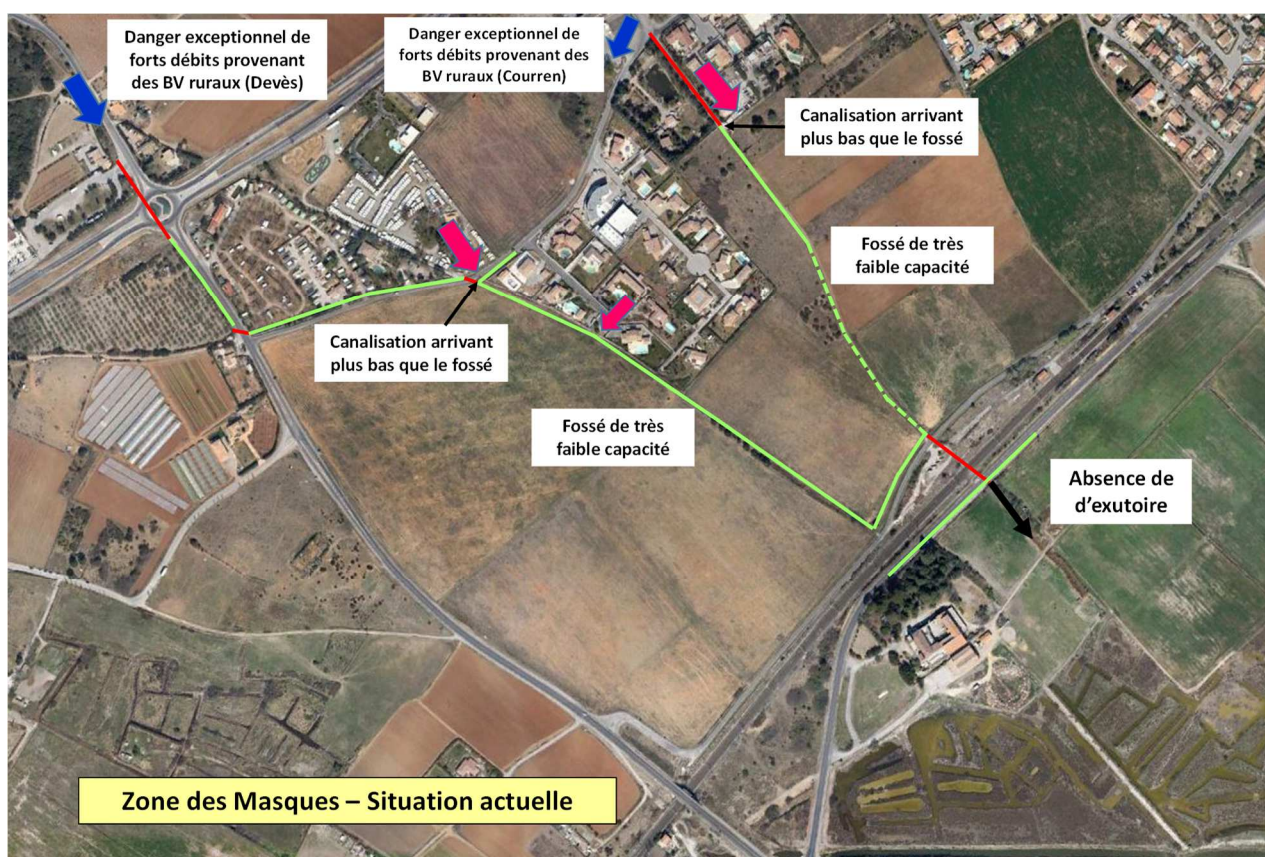


Figure 8 : Schéma du fonctionnement hydraulique _ zone des Masques

Les traits rouges représentent les canalisations et dalots, les traits verts les fossés.

Les flèches roses illustrent les principaux axes d'écoulement d'eaux pluviales urbaines. Les flèches bleues indiquent la provenance des débits que pourraient exceptionnellement générer les bassins-versants ruraux de la Gardiole (Devès et débordement de la Courren).

¹¹ Débits présentant les mêmes ordres de grandeur que ceux cités pour le bassin-versant du Devès.

La figure qui suit schématise la proposition faite pour les écoulements en situation future, avec prise en compte de l'implantation des nouvelles urbanisations projetées et de la création d'un exutoire vers la Robine.

Les traits bleus représentent les canaux ou fossés à créer.

Les eaux pluviales susceptibles de venir du bassin-versant rural du Devès seraient acheminées vers la zone d'expansion grâce à un large fossé qui longerait la RD114.

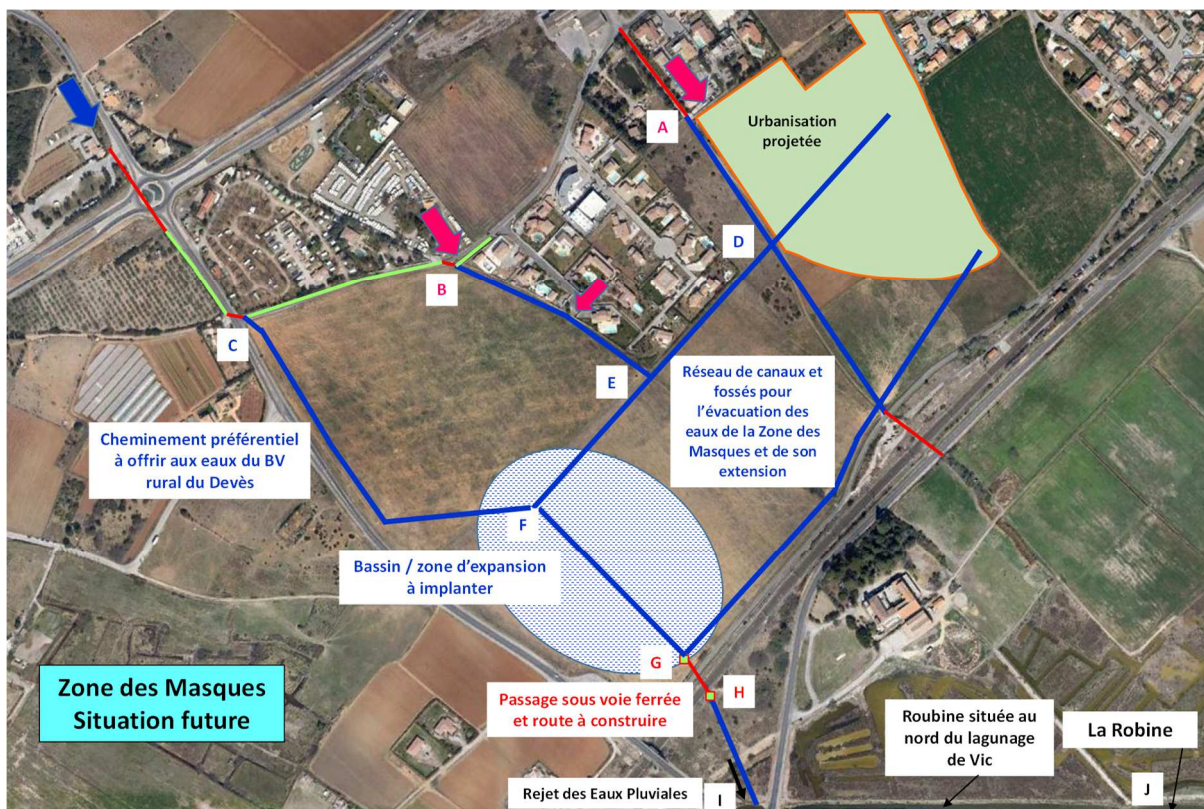


Figure 9 : Schéma du fonctionnement hydraulique _ zone des Masques _ Situation future

7.2.2 Analyse de faisabilité de la solution proposée

La faisabilité de ce schéma d'écoulement doit d'abord faire l'objet d'une première vérification hydraulique : Un écoulement gravitaire des eaux pluviales depuis la Zone des Masques jusqu'à la Robine est-il envisageable, vu notamment d'une part le faible niveau altimétrique de cette zone, et d'autre part le niveau des eaux pouvant être atteint dans la Robine ?

Le niveau des eaux susceptible d'être atteint dans la Robine conditionne en effet beaucoup la possibilité d'évacuer les eaux de ruissellement qui proviendront des surfaces urbanisées. Celles-ci vont s'étendre au détriment des surfaces peu mises en valeur qui recueillaient jusqu'alors, en l'absence d'exutoire de capacité suffisante, les eaux pluviales générées lors de fortes précipitations, et qui pouvaient occasionnellement être fortement inondées (cf. témoignages concernant l'angle sud des terrains de la Zone des Masques au voisinage de l'échangeur RD114 / RD116, à l'amont de la voie ferrée).

En l'absence de données précises et vérifiées concernant les niveaux qui sont atteints dans la Robine

en différents points de son parcours¹², ceux-ci ont fait l'objet d'une estimation grossière.

Les débits qu'est susceptible d'écouler la Robine en fonction des conditions pluviométriques et saisonnières qui prévalent n'ont pas, à notre connaissance, fait l'objet d'une étude hydrologique. L'alimentation de la Robine en partie par une résurgence karstique constitue notamment une difficulté objective à relever.

Une adoption de la stratégie ci-après décrite devra absolument être complétée par une **étude portant sur les niveaux atteints dans l'étang de Vic, dans la Robine au droit des différents points de rejet d'eaux pluviales qui y sont envisagés, ainsi que dans les fossés et roubines aboutissant à l'étang et qui seraient utilisés comme exutoire pour les réseaux pluviaux de Vic et Mireval**¹³. Une telle étude est indispensable pour garantir la faisabilité des scénarios ci-après-décrits, et affiner les dimensionnements et calages altimétriques présentés.

7.2.2.1 Estimation des cotes altimétriques susceptibles d'être atteintes dans la Robine

La cote de la surface des eaux de la Robine a été estimée en supposant que pour les plus forts débits y transitant, elle était, au niveau de son rejet dans l'étang, pleine « à ras bord », mais n'inondait qu'exceptionnellement les infrastructures (habitations ?) établies sur ses berges au plus près de l'étang (« section aval de référence » sur le plan ci-dessous).

En aval de cette section, le rétrécissement de son lit mineur d'une part, la disparition d'une berge bien marquée conduit à considérer que par forts débits, les eaux se répandent dans l'étang de part et d'autre de l'axe de la Robine.

¹² L'étude réalisée en mai 2012 par EGIS EAU et portant sur le « fonctionnement hydraulique du complexe « étangs palavasiens / étang d'Ingril / étang de l'Or » en situations de crue et de tempête marine », n'apporte pas d'informations quantifiées quant aux niveaux atteints dans la Robine dans des contextes de hautes eaux. On y voit seulement qu'en décembre 2003, lors d'un évènement exceptionnel résultant d'une forte dépression et de fortes précipitations, pour un niveau de l'étang observé à + 1,36 mNGF, le niveau dans la Robine dans son cours aval avait été mesuré à + 1,41 mNGF et que le niveau des eaux atteints le long de la voie SNCF, à proximité immédiate de la RD114, avait été de +1,43 mNGF.

¹³ La nécessité d'une telle étude dépasse le contexte de la seule Zone des Masques, mais concerne l'ensemble des exutoires des bassins-versants pluviaux de Vic et Mireval.

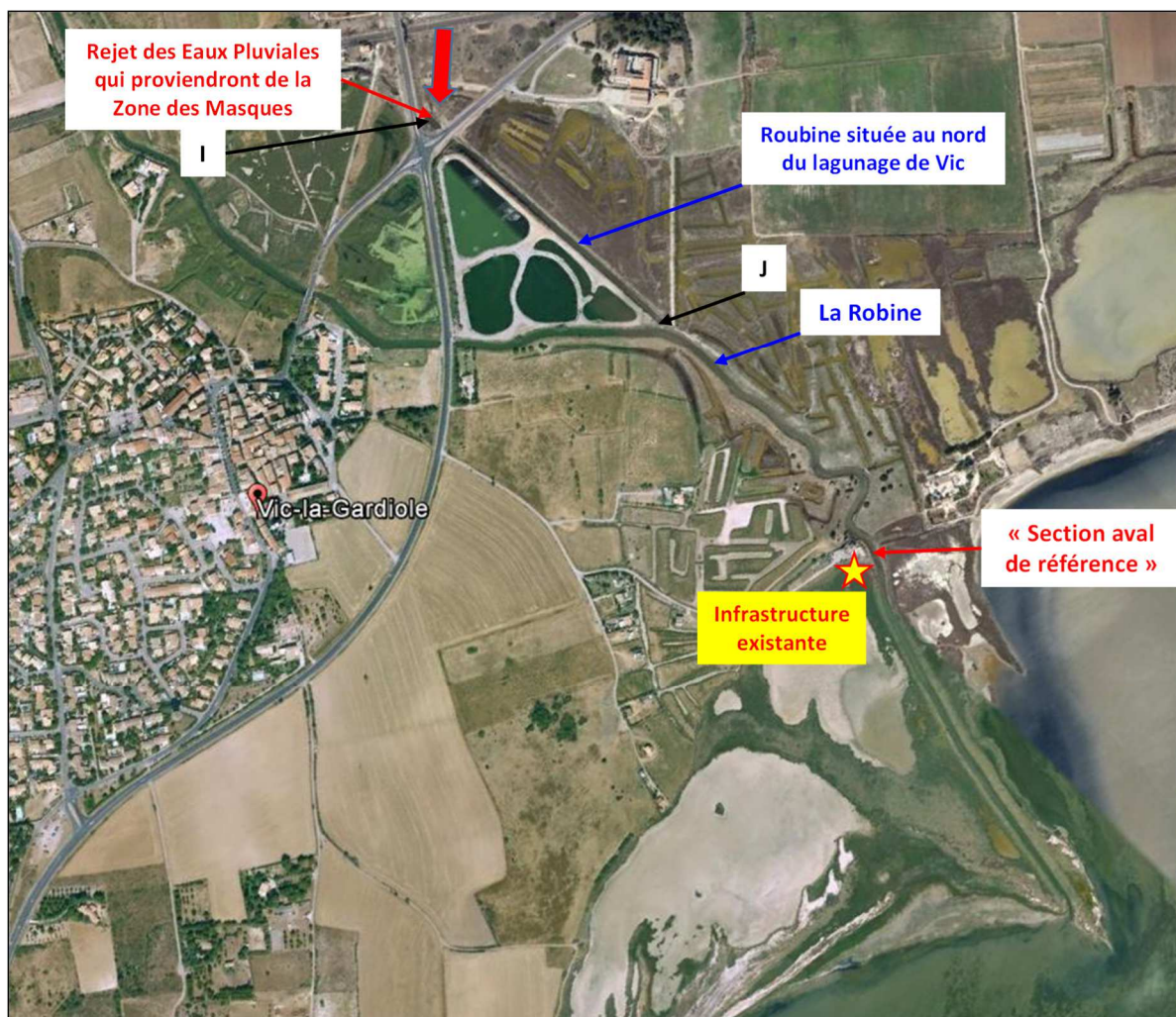


Figure 10 : Zone des Masques - section aval de référence

Le niveau du terrain non inondable (sauf pour des événements exceptionnels ?) au droit de cette « section de référence » est estimé à + 1,2 mNGF.

Les plus hauts niveaux atteints par les eaux de la Robine peuvent donc être déduits du niveau atteint à son aval (dans la section dite de référence), grâce à des pertes de charge liées à leur écoulement.

Pour estimer les pertes de charges de ces écoulements, il a ensuite été fait l'hypothèse que les plus forts débits y transitant, sauf conditions très exceptionnelles, n'étaient pas de nature à éroder gravement les berges de la Robine et à les ruiner. Cette hypothèse équivaut à considérer que les vitesses d'écoulement y demeurent inférieures à des vitesses qui déstructureraient les berges.

Une vitesse de 0,5 m/s est usuellement considérée comme remettant en suspension les sables et particules plus fines. Les talus de ces berges étant partiellement végétalisés, ce qui les consolide, nous avons considéré qu'une vitesse de 0,6 m/s pouvait être considérée comme la vitesse critique qui ne pouvait être atteinte que de façon très occasionnelle, et/ou très brièvement.

Nous avons aussi estimé que les hauteurs maximales d'écoulement pouvant y être atteintes étaient de l'ordre¹⁴ de 1,5 m.

¹⁴ Une étude hydrologique de la Robine nécessitera une bonne connaissance de son profil en long et un inventaire complet des profils en travers qui la caractérisent.

Enfin, la largeur au miroir de la Robine a été évaluée d'après les données cartographiques disponibles. Elle est grosso modo d'une dizaine de mètres, hormis sur les 200 derniers mètres avant le débouché dans l'étang où elle se réduit à 4 ou 5 m, et où le chenal semble se creuser. Vu la longueur totale de la Robine, ce rétrécissement n'a pas été pris en compte et il est supposé que, lors de très forts débits, les effluents débordent par-dessus les berges dans le marais et l'étang.

L'adoption d'un niveau atteint par très forts débits à l'aval de la Robine à une cote de +1,2 mNGF laisse penser qu'en pareille circonstance (débits de la Robine très élevés), le niveau des eaux dans l'étang de Vic n'influe pas de façon significative sur les écoulements dans la Robine. En effet, le niveau atteint dans l'étang serait¹⁵ de + 0,8 mNGF pur une période de retour T = 5 ans, et + 0,9 mNGF pour une période de retour T = 10 ans. Il atteindrait +1,4 mNGF pour une période de retour T = 100 ans.

Il n'approche donc que très exceptionnellement la cote de + 1,2 mNGF correspondant au plein remplissage de la Robine à son exutoire (section dite « de référence »). L'écoulement dans la Robine pour les débits et pente motrice considérés étant de type fluvial avec des vitesses qui demeurent faibles, on peut penser que le niveau de l'étang n'influe que de façon très modérée sur la ligne des écoulements dans la Robine, et en tout cas ne conduit pas à un rehaussement de la ligne d'eau beaucoup en amont de son arrivée dans l'étang.

Le tableau ci-dessous élaboré à partir de ces hypothèses permet d'esquisser¹⁶ ce que serait la ligne d'eau observée dans la Robine dans des conditions de très fort débit, avec un niveau de l'étang de Vic à l'aval considéré¹⁷ égal à + 0,7 mNGF. Cette cote correspond aux niveaux réputés pouvoir être atteints tous les deux ans (période de retour T = 2 ans). Comme dit précédemment, le niveau dans la Robine à son arrivée dans l'étang (section dite « de référence ») est donc de +1,2 mNGF.

La conjugaison d'évènements pluviométriques exceptionnels et de niveaux élevés dans l'étang ne semble pas avoir fait l'objet d'approche analytique à l'heure actuelle. Il n semble donc pas raisonnable de conjuguer un niveau tout à fait exceptionnel dans l'étang (T > 10 ans) avec une précipitation tout aussi exceptionnelle (T = 10 à 30 ans, voire davantage).

Estimation de la cote des écoulements en surface dans la Robine					
	Etang	Confluence Roubine Nord Lagunage	RD114	Rejet BV centre-ville Vic	Rejet aval Résidences des Fontaines
Distances partielles	0	460 m	300 m	340 m	860 m
Distances cumulées	0	460 m	760 m	1 100 m	1 960 m
Largeur moyenne au miroir du tronçon		10 m	10 m	10 m	10 m
Pente motrice telle que V < 0,5 m/s et profondeur < 1,5 m		0,24 mm/m	0,24 mm/m	0,24 mm/m	0,24 mm/m
Débit correspondant (indicatif)		6,5 m3/s	6,5 m3/s	6,5 m3/s	6,5 m3/s
Cote surface de l'écoulement	1,20 mNGF	1,31 mNGF	1,38 mNGF	1,46 mNGF	1,67 mNGF
Pente motrice telle que V < 0,6 m/s et profondeur < 1,5 m		0,34 mm/m	0,34 mm/m	0,34 mm/m	0,34 mm/m
Débit correspondant (indicatif)		7,7 m3/s	7,7 m3/s	7,7 m3/s	7,7 m3/s
Cote surface de l'écoulement	1,20 mNGF	1,36 mNGF	1,46 mNGF	1,57 mNGF	1,87 mNGF

¹⁵ Cf. rapport de phase 3 du présent schéma directeur.

¹⁶ On considère un écoulement uniforme, sans pertes de charge significatives pouvant être due à des écoulements graduellement ou brusquement variés (ressauts...).

¹⁷ Cf. rapport de phase 3 du présent schéma directeur.

La cote du niveau d'eau atteint dans la Robine retenue pour les calculs qui suivent a été considérée comme la valeur moyenne entre celles obtenues pour des vitesses d'écoulement respectivement égales à 0,5 m/s et 0,6 m/s.

On notera que malgré le caractère assez grossier de l'approche précédemment présentée pour tenter d'estimer quels sont les niveaux qui pourraient être atteints dans la Robine en cas d'évènements pluviométriques exceptionnels et de niveaux élevés dans l'étang conjugués, le niveau sur lequel débouche cette approche au droit de la RD114 (entre +1,38 et +1,46 mNGF) n'est pas très éloigné de celui mesuré¹⁸ les 3 et 4 décembre 2003 (+1,43 mNGF).

7.2.2.2 Caractéristiques des bassins-versants de la zone des Masques

Le tableau ci-dessous récapitule des caractéristiques hydrologiques des bassins-versants urbanisés implantés dans la zone des Masques.

Caractéristiques principales des bassins-versants urbanisés / urbanisables de la Zone des Masques									
	Surface	Coef. Imperméabilisation	Surface imperméabilisée	Longueur	Pente	Débit de pointe T = 10 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 30 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 10 ans (INT77284)	Débit de pointe T = 30 ans (INT77284)
	(ha)		(ha imp.)	(m)	(mm/m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
Vic / Zone des Masques									
BV Ouest (imp. actuelle)	18,2	27%	5	400	8	1,6	2,05	1,4	1,75
BV Ouest (imp. future)	18,2	65%	11,83	400	8	4,5	5,65	3,8	4,75
BV Est	15	70%	10,5	750	8	3,25	4,15	2,85	3,56
Extension	5,4	67%	3,6	350	3	1,05	1,4	1	1,25
Total situation actuelle :	38,6	40%	15,5						
Total situation future :	38,6	67%	25,9						

Le BV Ouest est celui qui, sur le plan précédent, débouche au point « B », le BV Est est celui qui débouche au point « A », et l'« extension » représente le projet dont le rejet des eaux pluviales est considéré s'effectuer au point « D ».

Les débits ci-dessus mentionnés sont ceux qui présideront au prédimensionnement des fossés / canaux acheminant les eaux pluviales jusqu'au niveau de la voie RFF ou bien du bassin implanté immédiatement à son amont.

Les périodes de retour mentionnées (T = 10 ans et T = 30 ans) apparaissent raisonnables. Pour des périodes de retour supérieures, les terrains non urbanisés devront être considérées comme momentanément inondables. Si de telles périodes de retour apparaissaient tout de même devoir être prises en compte, la largeur des canaux préconisés serait à majorer assez significativement.

Les temps de concentration des bassins-versants qui constituent la Zone des Masques sont un peu supérieurs à 10 minutes. Ce sont donc des précipitations très brèves mais très intenses qui sont les plus dommageables pour ce secteur en cas d'insuffisance de capacités d'écoulement disponibles.

Les débits de pointe calculés pour l'extension de 5,4 ha prévue au sud des secteurs déjà construits, ne prennent pas en compte l'effet d'écrêtement qui découlerait de bassins aménagés à cet effet à l'intérieur de ce périmètre d'extension. En effet, vu le niveau très bas des terrains sur lesquels cette extension aura lieu, et la faible marge disponible entre ce niveau et celui des fossés ou canaux qui sont ci-après préconisés pour évacuer les eaux pluviales de la Zone des Masques et de cette extension, il a été pris le parti de maîtriser les eaux qui proviendront de cette extension dans le même ouvrage que celui conçu globalement pour la Zone des Masques. Si tel n'était pas le cas et que le projet d'extension intégrait un écrêtement de ses propres eaux pluviales, les dimensions de l'ouvrage global pourraient être minimisées d'une façon proportionnelle aux surfaces imperméabilisées concernées.

¹⁸ Cf. étude réalisée en mai 2012 par EGIS EAU et portant sur le « fonctionnement hydraulique du complexe « étangs palavasiens / étang d'Ingril / étang de l'Or » en situations de crue et de tempête marine ».

7.2.2.3 Estimation du profil en long de l'écoulement des eaux pluviales émises par la Zone des Masques

Le profil en long ci-dessous esquissé s'appuie donc sur un niveau d'eau atteint dans l'étang de Vic égal à + 1,2 mNGF et un niveau atteint dans la Robine à l'endroit où elle recevra les eaux pluviales en provenance de la Zone des Masques, compris entre 1,31 et +1,36 mNGF (point « J » sur schéma « situation future » précédemment).

Le passage des eaux sous la voie RFF (tronçon « GH » sur schéma « situation future » précédemment) constituant un aménagement particulièrement lourd en termes de réalisation et qui conditionne complètement la maîtrise des eaux pluviales qui seront émises sur la bassin-versant de la Zone des Masques, l'objectif premier de la conception ci-après proposée a été d'en minimiser l'importance et le coût. A cet effet, il a été envisagé la pose par forage horizontal de deux canalisations, dont les diamètres seront du ø500. Vu la profondeur sous le ballast de la voie ferrée qui sera probablement imposée par RFF, ils constitueront un siphon présentant en entrée comme en sortie, un puits d'engouffrement des eaux mettant en charge ces ø500, jouant une fonction de piège à cailloux, et permettant aussi d'y accéder pour entretien.

Le débit d'écoulement à travers ces tuyaux a été estimé en considérant une vitesse de 1 m/s, suffisante pour y limiter les dépôts et offrir un débit significatif (**200 l/s pour chaque ø500, soit au total 400 l/s**) et pas trop élevée pour ne pas générer des pertes de charge qui conduiraient à plus fortement relever la cote piézométrique des écoulements à l'amont du siphon, et donc à encore davantage devoir diminuer les pentes motrices des écoulements disponibles à leur amont.

Cette perte de charge serait pour une longueur de canalisation sous voie RFF de 50 m, de l'ordre de¹⁹ 25 cm.

Pour cette même perte de charge, 2 ø600 en parallèle permettraient le passage de 2 fois 300 l/s, soit 600 l/s.

La valeur de débit de 400 l/s ci-dessus proposée étant largement inférieure aux débits qui seront générés par les bassins-versants de la zone des Masques lors de précipitations rares ou exceptionnelles (c'est-à-dire dont la période de retour est supérieure à T = 10 ans), **une zone allouée à l'écrêtement** de ces forts débits devra être implantée **à l'amont du passage en siphon** sous la voie RFF.

Il pourra s'agir d'un **bassin d'écrêtement** à proprement parler ou bien d'un bassin plus petit s'inscrivant dans une **zone d'inondation** possible et maîtrisée (« zone humide » par exemple).

Cette hypothèse de capacité du siphon devra être optimisée lors des études de faisabilité puis de projet qui seront menées en phase opérationnelle. Une capacité plus élevée de débit dans le siphon limitera le volume d'écrêtement que le bassin et sa zone d'inondation maîtrisée peuvent offrir. Par contre, le coût de l'ouvrage assurant le passage d'un débit plus élevé ira croissant avec la valeur affectée à ce débit. L'hypothèse d'un passage sous la voie RFF via 2 ø500 constitue donc une solution à minima, qui demeure à optimiser.

Pour des niveaux moins contraignants à l'aval du siphon (niveau de l'étang moins pénalisant), les débits pouvant y transiter seront bien sûr plus élevés.

7.2.2.3.1 PROFIL EN LONG A L'AVANT DU BASSIN D'ECRETEMENT

Le profil en long le plus défavorable a été calculé en partant du niveau + 1,2 mNGF dans la Robine à son débouché dans l'étang, niveau supposé être atteint en période de très forts débits y transitant.

Ce niveau au droit de la section dite « de référence » conduit à un niveau au droit de la confluence avec la roubine dans laquelle se jetteraient les eaux pluviales venant de la Zone des Masques, se situant entre +1,31 et +1,36 mNGF (cf. tableau précédent).

¹⁹ Pertes de charge linéaires calculées pour K = 75 (rugosité Manning). Pertes de charge singulières considérées comme égale à $V^2/2g$ en entrée, idem en sortie.

La configuration du rejet de cette roubine dans la Robine ne nous apparaissant pas clair, une perte de charge singulière d'une dizaine de cm a été considérée par sécurité.

On aboutit donc à une cote piézométrique qui serait atteinte dans cette roubine, juste avant sa confluence avec la Robine se situant à # + 1,43 mNGF (valeur qui sera ci-après utilisée pour estimer la ligne piézométrique des écoulements en provenance de la Zone des Masques).

Les pertes de charge des écoulements entre la Robine et le puits amont du passage sous la voie RFF dans lequel aura lieu la vidange du bassin d'écrêtement sont évaluées à 0,36 m, dont 0,25 m pour le seul passage sous la voie RFF (2ø500 avec $q_f = 400$ l/s, ou 2ø600 avec $q_f = 600$ l/s).

Le niveau atteint dans le puits, à l'aval immédiat du bassin d'écrêtement, s'établit donc à la cote +1,79 mNGF.

Le détail des calculs est présenté dans le tableau inséré dans le paragraphe qui suit.

7.2.2.3.2 **PROFIL EN LONG A L'AMONT DU BASSIN D'ECRETEMENT**

Le niveau maximal admissible dans le bassin d'écrêtement devra être tel qu'il ne perturbe pas les réseaux de la Zone des Masques. A cet effet, il a donc été fixé que la cote piézométrique à l'exutoire des réseaux actuellement le plus éloigné du bassin, c'est-à-dire au point « A » (sur schéma « situation future » précédemment), ne dépasserait pas le niveau de la génératrice supérieure du ø600 actuellement en place.

Cette hypothèse importante est actuellement loin d'être satisfaite, vu le sous-dimensionnement des réseaux situés à l'amont de cet exutoire comme il l'a été montré pendant la phase 3 de l'étude, puisque ces réseaux ne sont actuellement pas en mesure de transférer sans débordement les débits générés pour des précipitations caractérisées par une période de retour $T = 1$ an. Cette insuffisance est essentiellement justifiée à la fois par la **capacité dérisoire du fossé à l'aval du ø600 et par le diamètre lui-même**. Une fois que les insuffisances liées à la quasi-absence d'exutoire à ce ø600 auront été résolues (c'est l'objet de ce paragraphe), cette **canalisation devra être doublée par un collecteur de taille plus adaptée**.

En l'état actuel des connaissances descriptives du réseau, les caractéristiques de ce ø600 à son exutoire sont²⁰ :

- f.e. : + 2,2 mNGF,
- g.s. : +2,8 mNGF.

Il a donc été considéré que le niveau d'eau maximal²¹ pouvant être atteint dans le fossé ou le canal²² à concevoir et dimensionner dans le cadre du présent paragraphe, serait de +2,8 mNGF.

Les pertes de charge dans les fossés ou canaux qui relieront cet exutoire (point « A ») au bassin (point « G ») ont été calculées de façon à :

- ne pas y avoir, pour des raisons de sécurité vis-à-vis du public, des vitesses supérieures à 0,5 m/s lorsqu'ils sont remplis à pleine section, entre les points « A » et « E », et supérieures à 0,75 m/s entre les points « E » et « G »,
- y limiter les hauteurs d'écoulement, à la fois pour des raisons de sécurité vis-à-vis du public et d'optimisation des travaux, à 1 m lorsqu'ils sont remplis à pleine section.

²⁰ « f.e. » : cote fil d'eau, et « g.s. » : cote de la génératrice supérieure interne au tuyau.

²¹ C'est-à-dire la cote piézométrique de l'écoulement, généralement représentée par l'expression « Z* ».

²² Le terme de « fossé » s'appliquant à l'ouvrage si il est à sec quand il ne pleut pas, celui de « canal », s'il est toujours en eau, ce qui correspondrait à l'esprit des aménagements traditionnels qui avaient été historiquement mis en place les siècles précédents le long des étangs littoraux méditerranéens, ou dans des régions basses comme le marais poitevin.

Les débits à évacuer ont été considérés comme ceux émis pour des précipitations de période de retour T = 30 ans. En effet, une période de retour inférieure apparaît difficile à justifier vu ce qui se fait maintenant dans la plupart des collectivités françaises (cf. considérations générales présentées au début de ce rapport), et une période de retour supérieure relève d'une hypothèse très ambitieuse au vu de la très faible capacité des réseaux actuellement en place sur les territoires de Mireval et de Vic La Gardiole (cf. rapport de phase 3).

On aboutit, vu les débits à évacuer jusqu'au bassin²³, à des fossés ou canaux dont la largeur au miroir²⁴ varie de **8 à 14 m**. Il faut donc considérer ces ouvrages comme des « dépressions linéaires », peu marquées (profondeur égale au niveau maximal d'eau prévu augmentée d'une revanche de quelques décimètres – 2 dm ? -) mais de grande largeur, qu'il convient de **réserver dans les plans d'urbanisme**. En fonction à la fois du niveau de la nappe phréatique et de la cote du fond de ces ouvrages, ce seront soit des canaux, soit des fossés. Leur intégration aux zones naturelles dans lesquelles ils prendront place sera à travailler dans ce sens. Il peut aussi s'agir de « dépressions linéaires » avec un fruit de berge beaucoup plus « doux » et donc plus larges.

Un tel type d'aménagement rejoint la façon dont les générations précédentes avaient aménagé les secteurs de marais qui bordent les étangs palavasiens.

Toutes ces hypothèses sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Zone des Masques : Calcul de la ligne piézométrique des écoulements pour une précipitation T = 30 ans										
Abscisse du profil en long	Distances (m)	Distances cumulées (m)	TN (mNGF)	f.e. (mNGF)	g.s. (mNGF)	Qp (m³/s)	Pente motrice de l'écoulement (mm/m)	Hauteur d'eau maximale (m)	Z*(Qp T = 30 ans) (mNGF)	Observations
Confluence Robine - roubine nord		0		-0,5					1,43	
Rejet dans roubine nord	430	430		-0,5		0,25	0,2		1,52	Pente indicative (excessive par rapport au débit de 0,25 m³/s)
Sortie puits aval voie RFF	115	547	1,25	0,8		0,25	0,2		1,54	
Aval passage sous voie RFF	1	554	2,8	-2,7	-2,2	0,25	53		1,59	Perte de charge singulière à la sortie j = V²/2g = 5,3 cm
Amont passage sous voie RFF	50	604	2,8	-2,7	-2,2	0,25	2,95		1,74	
Puits amont voie RFF	1	605	2,5	-3,5		0,25	53		1,79	Perte de charge singulière à l'entonnement j = V²/2g = 5,3 cm
Seuil aval bassin d'étalement	0,1	610	2,5	1,3					2,30	
Confluence avec antenne BV Ouest	460	1070	2,5	1,65		9,6	0,75	1	2,65	Vmax = 0,75 m/s, h = 1 m, Lmiroir = 14 m
Confluence avec antenne Extension	220	1290	2,5	1,74		4,85	0,42	1	2,74	Vmax = 0,54 m/s, h = 1 m, Lmiroir = 10 m
Aval exutoire ø600 BV Est	160	1450	2,5	1,8		3,6	0,38	1	2,80	Z* < gs arrivée D600 existant. Vmax = 0,5 m/s, Lmiroir = 8 m.
Exutoire ø600 BV Est	0,1	1450	3,8	2,2	2,8				2,80	
50 m à amont exutoire ø600 BV Est	50	1500	4	2,4	3					

Elles conduisent à un niveau maximal du bassin qui ne devra pas dépasser la cote de 2,65 mNGF si le bassin voit son emprise débuter dès le point « E »,

On en déduit que le marnage maximal du bassin, dans les conditions les plus contraignantes (niveau haut dans la Robine, et précipitation de période de retour T = 30 ans), devra demeurer inférieur à²⁵ :

$$2,65 \text{ mNGF} - 1,79 \text{ mNGF} = 0,86 \text{ m.}$$

Soit par sécurité, 0,8 m.

²³ Avec un fruit des berges à 1 pour 1.

²⁴ Niveau correspondant au remplissage maximal du fossé ou du canal.

²⁵ 2,65 mNGF : niveau maximal imposé pour éviter le débordement des réseaux à l'intérieur des bassins-versants urbanisés, et 1,79 mNGF : niveau induit par le niveau atteint dans la Robine.

Ce faible marnage disponible pour des conditions contraignantes de pluviométrie est donc une contrainte forte qui va probablement déboucher sur une emprise de bassin très importante, notamment due au faible niveau altimétrique auquel sont implantées les zones urbanisées.

Le schéma qui suit illustre les profils en long des écoulements tels qu'ils ont été précédemment déterminés, d'une part à l'aval du bassin d'écrêtement, d'autre part à son amont.

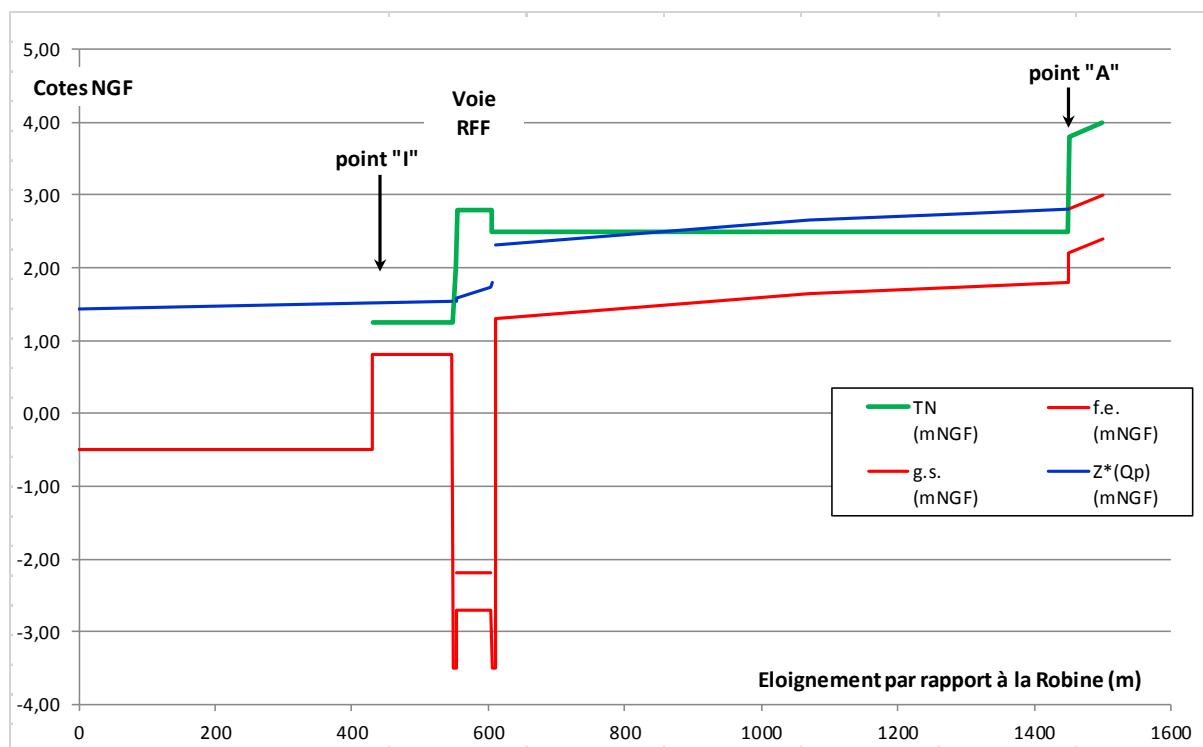


Figure 11 : Profil en long - bassin d'écrêtement_ Zone des Masques

7.2.2.4 Volume d'écrêtement requis pour le bassin d'écrêtement

Le tableau ci-dessous présente les valeurs du volume d'écrêtement qui serait requis en fonction d'hypothèses diverses, car difficiles à figer au stade de la présente réflexion : Capacité du passage sous la voie RFF, ampleur du ruissellement sur les terrains non imperméabilisés en cas de pluies exceptionnelles. L'impact de la progression des surfaces urbanisées y a été représenté en y mentionnant celles qui le sont en situation actuelle et celles susceptibles de l'être en situation future.

L'impact qu'auraient des rétentions à la parcelle n'a pas été intégré à ces estimations, car il demeure très faible en situation actuelle, et en situation future, le niveau de performance qui serait assigné aux rétentions sur les parcelles nouvellement aménagées demeure à définir.

NB : L'écart en termes de volumes d'écrêtement qui est ainsi mis en évidence entre situation actuelle et situation future peut ainsi servir à définir le volume de rétention à répartir entre toutes les parcelles qui seront nouvellement aménagées !

Une contribution au ruissellement de la part des surfaces non imperméabilisées a été prise en compte car lors de pluies aussi fortes que celles simulées, de telles surfaces finissent par aussi ruisseler. Cette contribution est difficile à estimer, car elle dépend de la perméabilité des sols, de leur état de saturation au moment où la précipitation survient, de la pente du sol, du type de surface concernée (jardin, ter-pleins centraux de voiries, espaces abandonnés, terrains agricoles...). Une telle contribution devrait aussi être choisie comme croissante avec la période de retour de la pluie. Cependant, vu que l'occupation précise des sols en situation future est mal connue, et en l'absence de données de calage disponibles pour la zone d'étude, cet apport au ruissellement des secteurs non imperméabilisés a été pris comme égal à 25%. Il est clair qu'une telle hypothèse n'est pas, pour des pluies trentennales ou centennales, exagérée.

Les résultats²⁶ du tableau ci-dessous intègrent aussi le fait que le **débit de vidange du bassin d'écroulement projeté sera constant**, et notamment égal dès le début du remplissage du bassin, en début d'évènement, égal aux 400 ou 600 l/s ci-dessus justifiés. Si ce débit ne pouvait être constant et égal au débit de fuite dès le début de ce remplissage, le volume de stockage à retenir serait²⁷ supérieur de 10 à 30% par rapport à celui calculé pour un bassin à vidange à débit constant.

Volumes de stockage à prévoir à l'aval du bassin-versant de la Zone des Masques

	Surface	Coefficient d'imperméabilisation	Surface	Coefficient de ruissellement sur surfaces non imperméabilisées	Coefficient d'apport	Débit de fuite (sous voie RFF)		Volume d'écroulement requis T = 10 ans (m ³)	Volume d'écroulement requis T = 30 ans (m ³)	Volume d'écroulement requis T = 100 ans (m ³)
	(ha)		(ha imp.)			(l/s)	(l/sha)			
Situation actuelle	38,6	40%	15,5	0%	40%	400	10,4	9 000	13 620	20 700
				0%	40%	600	15,5	7 850	11 900	18 100
				25%	55%	400	10,4	13 800	20 850	31 650
				25%	55%	600	15,5	12 000	18 200	27 650
Situation future	38,6	67%	25,9	0%	67%	400	10,4	18 000	27 100	54 250
				0%	67%	600	15,5	15 650	23 700	36 000
				25%	75%	400	10,4	21 000	31 650	48 200
				25%	75%	600	15,5	18 250	27 650	42 000

On aboutit donc, en fonction du débit de fuite qui pourra être offert par le passage sous la voie RFF, à des volumes d'écroulement à prévoir en situation future de :

- **27 à 32 000 m³ pour maîtriser des précipitations de période de retour T = 30 ans,**
- 42 à 48 000 m³ pour maîtriser des précipitations de période de retour T = 100 ans.

On remarquera que l'on parvient à des volumes de stockage qui dépassent pour la période de retour T = 100 ans, le ratio de 1200 m³ par hectare imperméabilisé qui est mentionné dans le tome 2 du guide méthodologique pour la gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement relevant de la rubrique 2.1.5.0 émi par la DDTM de l'Hérault en février 2014 (p31). Ils sont de de 1 040 à 1 230 m³ par hectare imperméabilisé pour la période de retour T = 30 ans.

La faisabilité d'un bassin aux dimensions ci-dessus proposées répond donc largement aux dispositions qui sont proposées pour le présent schéma directeur, à savoir 1200 m³ par hectare nouvellement imperméabilisé. L'accroissement d'imperméabilisation pour le secteur de la Zone des Masques sera de 3,6 ha imperméabilisés pour l'extension prévue s'effectuer entre la voie RFF et l'actuelle zone des Masques, et de 6,83 ha imperméabilisés pour la densification de la zone existante, soit 10,4 ha imperméabilisés. **Le volume utile du bassin d'écroulement requis au seul titre de la « réduction des impacts des nouveaux aménagements » préconisée par le nouveau SDAGE et repris comme mesure minimale à appliquer dans le cadre du présent schéma directeur²⁸ s'élève à 12 480 m³. Ils seront donc largement satisfaits.**

NB : La durée des précipitations les plus pénalisantes en termes de volume de stockage requis varie de :

- 4 à 7 heures pour des précipitations de période de retour T = 30 ans (configuration future),
- 6 à 12 heures pour des précipitations de période de retour T = 100 ans (configuration future).

Ces volumes mis au regard du manage maximal déterminé dans le paragraphe précédent (à savoir 0,8 m) permettent d'estimer la surface inondable ou la surface du bassin d'écroulement à concevoir.

²⁶ Calculés avec la méthode des pluies.

²⁷ Cette valeur dépend d'une part de la forme de l'hydrogramme affluent, et d'autre part, de la relation hauteur-débit qu'impose la nature de l'ouvrage de vidange.

²⁸ Cf. § 4. du présent rapport de schéma directeur.

Pour faire face à des précipitations de période de retour **T = 30 ans**, il faudrait un bassin ou une zone inondable offrant une superficie de marnage comprise entre :

- 27 000 m³ / 0,8 m = 3,4 ha,
- et 32 000 m³ / 0,8 m = **4 ha**.

Pour faire face à une pluie centennale T = 100 ans, la superficie calculée de la même façon aboutirait à requérir un espace inondable compris entre **5,25 et 6 ha**.

Une surface disponible de l'ordre de 4 ha apparaît donc comme le minimum souhaitable. Une surface de 6 ha offrirait une protection appréciable.

L'emprise de telles superficies est représentée à la figure ci-dessous.

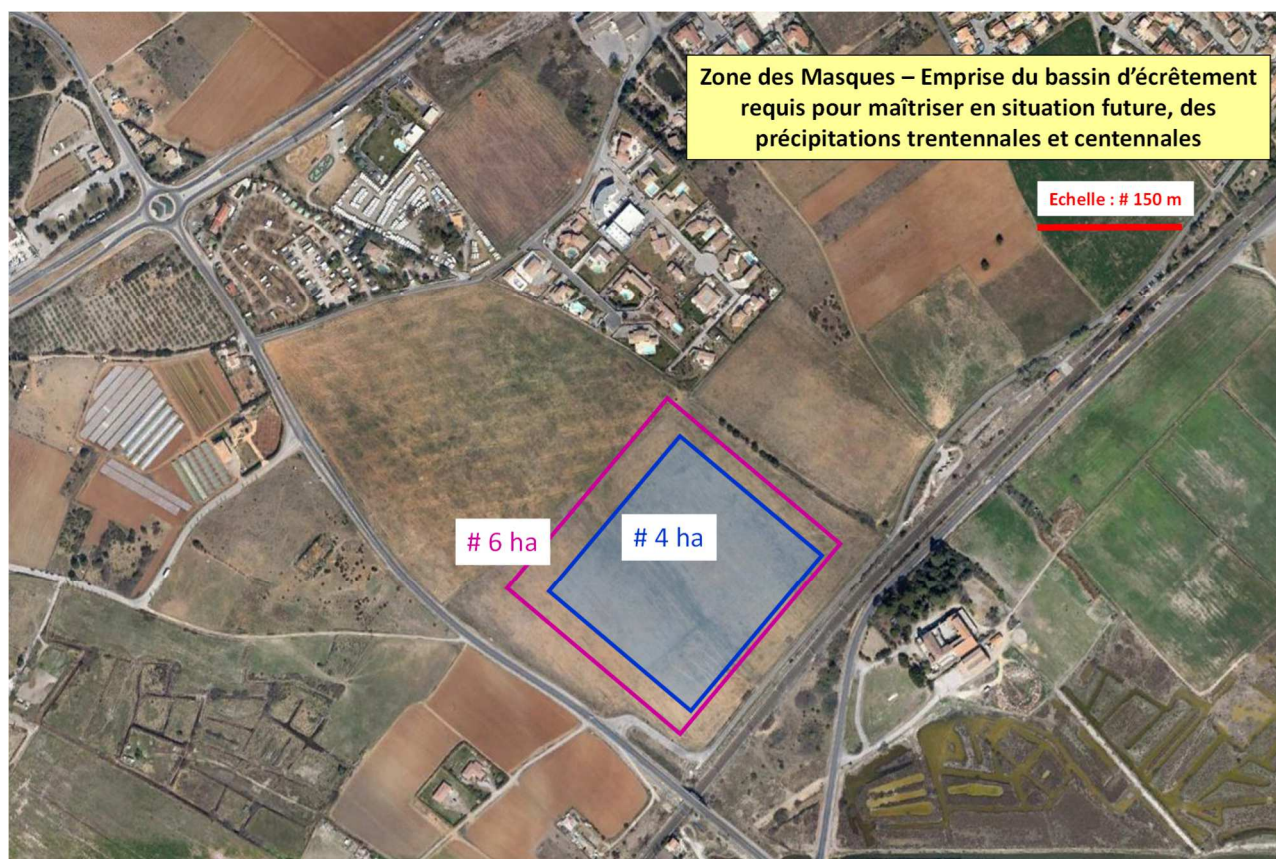


Figure 12 : Emprise du bassin d'écrêtement en situation future

On observera que la cote + 2,65 mNGF est voisine du niveau altimétrique actuel des terrains sis au sud-ouest de la Zone des Masques (2,5 à 3 mNGF), à l'amont de la voie RFF. Les travaux consisteront donc en un déblai de faible hauteur.

Cette vocation initiale de stockage d'eaux pluviales pourrait probablement aisément se doubler d'une vocation « zone humide ».

NB : Les terrains prévus accueillir l'extension d'urbanisation précédemment figurée (« zone des Masques – situation future ») devront voir leur sol être situé à une cote suffisamment élevée afin de garantir la faisabilité de leur assainissement pluvial.

Une génératrice supérieure des canalisations à une cote de +2,75 mNGF et un recouvrement minimal de 1 mètre de celles-ci conduit à un niveau minimal de la plate-forme à urbaniser de 3,75 mNGF. Ce niveau devra bien sûr être un peu supérieur pour les terrains les plus éloignés du point « D », et probablement supérieur à +4 mNGF (sur schéma « situation future » précédemment).

ENTECH Ingénieurs Conseils

7.2.2.5 Investigations et études à réaliser pour conforter la faisabilité de la solution proposée

La vérification de la faisabilité de la solution ci-dessus développée passe par la réalisation préalable d'études et investigations complémentaires :

- **Affinage des niveaux atteints dans la Robine**, en fonction d'une part des niveaux atteints dans l'étang de Vic, et d'autre part de la pluviométrie et des débits de résurgence alimentant la Robine,
- Amélioration de la **connaissance topographique de la roubine** via laquelle les eaux rejoindraient la Robine, des terrains situés de part et d'autre de la voie ferrée RFF, voie ferrée comprise,
- **Vérification de l'altimétrie des réseaux de la Zone des Masques** et des fossés dans lesquels ils débouchent, avec caractérisation des sections et coupe altimétrique des terrains traversés,
- Et conséquences du rehaussement des niveaux atteints dans l'étang de Vic sous l'effet du dérèglement climatique...

Ce n'est que sur la base de ces connaissances complémentaires indispensables qu'une modélisation complète des infrastructures projetées pourra être exécutée afin de simuler les écoulements d'eaux pluviales à maîtriser.

7.2.3 Autres actions à prévoir sur le bassin-versant de la Zone des Masques

Comme il l'a été dit à plusieurs reprises précédemment, la priorité des actions à engager pour garantir une bonne maîtrise des eaux pluviales qui ruissellent dans la Zone des Masques, est de leur assurer **un exutoire de capacité suffisante**, de façon pérenne. Cela correspond au contenu et justifications exposées dans les paragraphes précédents.

Ensuite, quatre grandes réflexions devront être menées :

- **Mise à niveau du réseau pluvial interne** à la Zone des Masques.
- **Maîtrise des écoulements susceptibles de provenir des secteurs ruraux** de la Gardiole en cas de précipitations exceptionnelles,
- Détermination des **mesures à prendre pour réduire les débits d'eaux pluviales émis sur les terrains nouvellement urbanisés** (dans le cadre du zonage Eaux Pluviales),
- Et conséquences du rehaussement des niveaux atteints dans l'étang de Vic sous l'effet du dérèglement climatique....

7.2.3.1 Mise à niveau du réseau pluvial interne à la Zone des Masques

Il a été montré en phase 3 que le réseau interne à la Zone des Masques était très fortement sous-dimensionné puisque des débordements ont été mis en évidence pour des précipitations caractérisées par une période de retour $T = 1$ an.

Une analyse plus détaillée de ces insuffisances et leur résolution ne peuvent s'appuyer que sur une très bonne connaissance préalable de ces réseaux :

- Diamètre de toutes les canalisations et profils en travers de tous les écoulements à surface libre en fossé ;
- Cote fil d'eau des canalisations et fossés au niveau de chaque regard, et pour les écoulements à surface libre, à des distances suffisamment courtes (tous les 50 à 100 m, et pour chaque type de section ;
- Cote du terrain naturel au niveau de chaque regard et pour les écoulements à surface libre, au droit de chaque type de section et sur ses abords.

Il y a donc un très important travail, préalable à toute autre prestation, de mise à jour des réseaux et de levés altimétriques de leurs caractéristiques à réaliser.

Ce travail est indispensable à tout affinage du modèle hydraulique créé dans le cadre de la présente étude, dont la représentativité demeure limitée par cette absence initiale de connaissance descriptive du système pluvial en place.

Une fois l'acquisition de ces données faite, le modèle devra à nouveau être calé. Les insuffisances alors mises en évidence pourront alors être résolues de façon fiable.

7.2.3.2 Maîtrise des écoulements susceptibles de provenir des secteurs ruraux de la Gardiole en cas de précipitations exceptionnelles

Deux secteurs ruraux de la Gardiole peuvent générer des écoulements particulièrement dangereux en cas de précipitations exceptionnelles : celui du bassin-versant du Devès, et celui du bassin-versant de la Courren. En effet, la très forte réduction de capacité qui se situe dans le passage sous l'avenue de Verdun (prolongement de la route de Mireval à Vic) et au départ du $\varnothing 1000$ qui prolonge le lit mineur de la Courren vers l'aval sous la rue Mugues et le chemin de la Courren, conduira lors de tels événements à des débordements sur l'avenue de Verdun. Les eaux ainsi débordées prendront la direction de cette avenue vers l'ouest, et rejoindront le bassin-versant de la Zone des Masques.

L'écart est tel entre ce qui peut provenir du bassin-versant rural de la Courren (plus de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $T = 30$ ans, plus de $18 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $T = 100$ ans) et la capacité du $\varnothing 1000$ (1 à $2 \text{ m}^3/\text{s}$) que les ruissellements induits d'une part dans la rue Mugues et dans le chemin de la Courren, d'autre part dans l'avenue de Verdun vers la Zone des Masques, seraient probablement très dommageables pour les habitations de ces quartiers, les véhicules stationnés dans ces rues, et bien sûr pour les personnes susceptibles de s'y trouver exposées...

Une réflexion spécifique à ce danger et aux risques qui le caractérisent doit être rapidement engagée (Dans le cadre des Plans Communaux de Sauvegarde ?). L'ampleur des travaux qui pourraient en découler surpasse celle des travaux à réaliser dans la Zone des Masques (et sur le bassin-versant urbanisé de la Courren). C'est pour cette raison que des renforcements de réseaux dans la Zone des Masques (comme sur le bassin-versant urbanisé de la Courren) ne doivent pas être étudiés avant que les solutions à prendre pour limiter les dommages qu'induirait un débordement de la Courren au droit de l'avenue de Verdun n'aient été étudiés et définis.

En ce qui concerne les écoulements susceptibles de provenir du bassin-versant du Devès, une étude spécifique est aussi à mener. En effet, les cheminements qui figurent dans le PPRi pour les eaux qui en proviendraient correspondent probablement à ce qui pouvait advenir avant qu'une urbanisation significative de la Zone des Masques et surtout la construction de la RD612 aient eu lieu. Aujourd'hui, le thalweg du Devès amène de façon nette ses eaux de ruissellement au niveau du rond-point aménagé à l'intersection de la RD612 et de la RD114. Le passage sous ce rond-point en diamètre $\varnothing 1000$ puis le franchissement sous la RD114 vers la Zone des Masques en $\varnothing 800$ présentent des capacités sans rapport avec ce qui serait émis en cas de précipitations exceptionnelles : plus de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $T = 30$ ans, plus de $18 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $T = 100$ ans (mêmes ordres de grandeur que pour la Courren).

Rappel : Les précipitations les plus dommageables au regard des écoulements qu'elles induiraient sur les bassins-versants ruraux sont des précipitations dont la durée est de 3 à 4 heures (rappel : pour les bassins-versants urbanisés, ce sont des précipitations dont la durée est un peu supérieure à 10 minutes).

Nous proposons qu'à partir du point « C » mNGF (sur schéma « situation future » précédemment), un large fossé en direction du bassin d'écrêtement proposé pour la maîtrise des eaux générées par les bassins-versants urbanisés de la Zone des Masques soit réalisé dans les parcelles aujourd'hui en friches entre ce point et le futur bassin, parallèlement à la route des Aresquiers (RD114). Ce large fossé peu profond (ou comme précédemment une dépression linéaire) dévierait les écoulements en jeu de l'aval de la Zone des Masques, et leur éviterait de s'engouffrer vers le chemin de la Condamine.

L'étude spécifique se focaliserait alors sur la préservation des habitations implantées autour du rond-point, sur celle des infrastructures routières et bien sûr et surtout, sur celle du camping Altéa.

7.2.3.3 Détermination des mesures à prendre pour réduire les débits d'eaux pluviales émis sur les terrains nouvellement urbanisés

Ce sont bien sur les actions de maîtrise « à la source » des eaux de ruissellement qui sont les plus pertinentes pour réduire les effets dommageables engendrés par la concentration des ruissellements. Cependant, le bassin-versant de la Zone des Masques est déjà actuellement imperméabilisé à 40%, au regard d'une imperméabilisation maximale à terme estimée à 67%.

Une stratégie de « techniques alternatives » n'affectera donc que 40% des surfaces imperméabilisées ($= (67 - 40) / 67$). C'est à la fois significatif, mais insuffisant pour faire reposer la sécurisation de ce secteur au regard du risque pluvial sur cette seule stratégie. Elle peut par contre significativement contribuer à minimiser le dimensionnement des canalisations à envisager en situation future et les renforcements inéluctables qu'a justifiés cette étude.

La faisabilité de ces techniques alternatives sur les terrains les plus bas altimétriquement est soumise au niveau de la nappe phréatique durant les saisons de forte pluviométrie, et à la capacité d'infiltration offerte par les sols en place. En particulier, pour la zone d'extension urbaine prévue entre la voie ferrée RFF et l'actuelle Zone des Masques, on peut se poser la question de savoir si son altimétrie, probablement assez basse, permettra en cas d'urbanisation dense, la mise en place de stockages d'eaux pluviales offrant un marnage suffisant au regard du niveau de la nappe phréatique pendant les saisons de forte pluviométrie.

Au niveau du bassin d'écêtement préconisé à l'amont du passage sous la voie RFF, l'intérêt de l'adoption de telles techniques serait plutôt d'accroître la période de retour des événements pluviométriques contre lesquels on souhaite se protéger : Le bassin initialement dimensionné pour une précipitation de période de retour $T = 30$ ans, verrait ainsi son efficacité étendue vis-à-vis d'évènements plus rares.

7.2.3.4 Etude sur les conséquences du rehaussement des niveaux atteints dans l'étang de Vic sous l'effet du dérèglement climatique

Les raisonnements précédemment menés ne prennent pas en compte les conséquences du dérèglement climatique en cours. En effet, si le niveau des eaux vient à se situer plus fréquemment à des cotes altimétriques nettement supérieures à celles aujourd'hui atteintes, la zone de marais périphérique à l'étang s'étendra et le niveau des eaux atteints dans la Robine se trouvera en périodes de fort débit, rehaussé, et ce d'autant plus fortement que l'on se rapprochera des nouvelles limites de l'étang. La valeur de ce rehaussement de la ligne d'eau en cas de forts débits est difficile à estimer sans recourir à des modélisations et simulations relativement complexes.

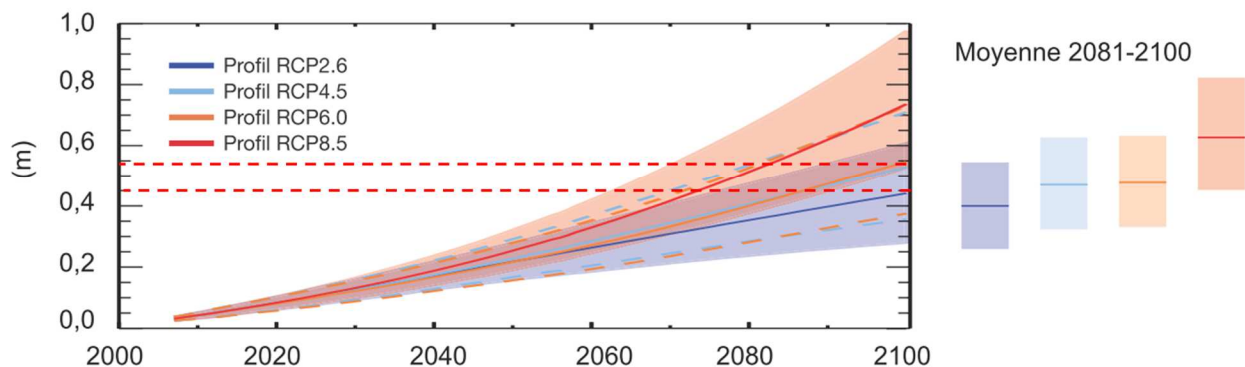
Mais il est certain que l'évolution de ce contexte se traduira par des conditions de rejet plus contraignantes pour les évacuations d'eaux pluviales examinées dans le cadre du présent schéma directeur.

Une adaptation des digues latérales de la Robine et de l'usage des parcelles qui la longe sera probablement inévitable.

Pour mémoire, selon les calculs du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (Giec), la mer gagnera²⁹, par rapport à son niveau mesuré entre 1986 et 2005, 45 à 55 cm en cent ans (entre 2081 et 2100). Il est donc proposé de retenir la valeur de + 50 cm par rapport aux données actuelles.

²⁹ Pour respectivement le scénario « RCP 2.6 » (augmentation de température contenue entre 1,5 et 1,7 °C) et les deux scénarios « RCP 4.5 » (augmentation de température contenue entre 2,3 et 2,6 °C, ou entre 2,6 et 2,9°C). Ces scénarios sont les scénarios les moins pessimistes...

Projection de la hausse moyenne du niveau des mers par rapport à la période 1986-2005



Source : Giec, 1^{er} groupe de travail, 2013

(Figure extraite de « Chiffres clefs du climat, France et Monde, MEDDE, 2016, http://www.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/Rep_-_Chiffres_cles_du_climat_2016.pdf).

La prise en compte de cette hypothèse d'une hausse du niveau marin de 0,5 m conduit donc à des niveaux atteints dans l'étang de Vic qui seraient alors :

- de + 1,2 mNGF pur une période de retour T = 2 ans,
- de + 1,3 mNGF pur une période de retour T = 5 ans,
- et + 1,4 mNGF pour une période de retour T = 10 ans,
- et +1,9 mNGF pour une période de retour T = 100 ans.

Les terrains dont l'altimétrie sera inférieure + 1,5 mNGF, voire peut-être plus hauts encore, ne pourront plus être valorisés à des fins urbanistiques ou agricoles. Les berges de la Robine et des roubines que l'on souhaitera conserver devront être rehaussées (quelques décimètres).

L'une des conséquences de ce dérèglement climatique pourrait donc être, en ce qui concerne les aménagements précédemment proposés pour la Zone des Masques, accroissement du niveau des eaux à l'aval immédiat du passage sous la voie RFF, et donc une limitation du marnage du bassin projeté à l'amont de la voie RFF.

Le maintien d'un objectif d'écrêtement des débits pour des précipitations de même période de retour que celle envisagée, se traduirait par une surface requise de bassin plus importante.

A titre tout à fait indicatif, pour faire face à des précipitations de période de retour T = 30 ans (même hypothèse que celle précédemment formulée), il faudrait un bassin ou une zone inondable offrant une superficie de marnage comprise entre :

- $27\ 000\ m^3 / 0,6\ m = 4,5\ ha$,
- et $32\ 000\ m^3 / 0,6\ m = 5,35\ ha$.

Pour faire face à une pluie centennale T = 100 ans, la superficie calculée de la même façon aboutirait à requérir un espace inondable compris entre 7 et 8 ha.

Une surface disponible de l'ordre de 5 à 6 ha deviendrait alors comme le minimum souhaitable.

7.3 BASSINS-VERSANTS DU CENTRE-VILLE DE VIC ABOUTISSANT AU CHEMIN BAS DE ST-GEORGES

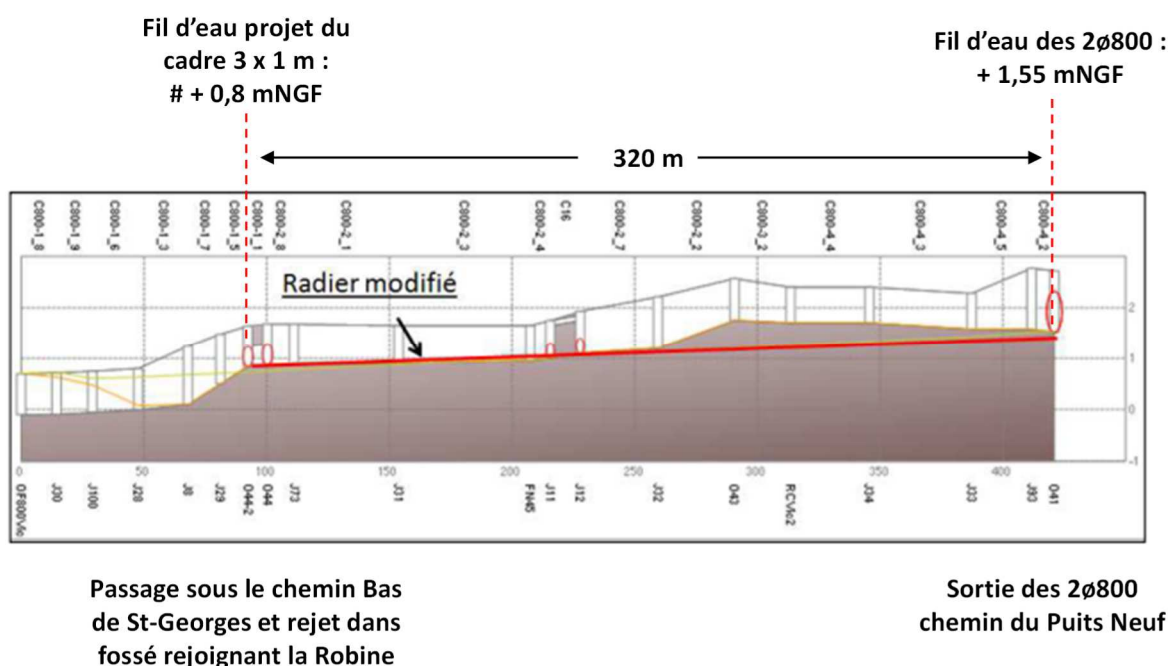
7.3.1 Contexte et exutoire proposé

Une grande partie du centre-ville de Vic se situe sur un bassin-versant pluvial qui aboutit au chemin Bas de St-Georges. Les eaux pluviales y parviennent grâce à 2 $\varnothing 800$ implantés en parallèle. Ces deux 2 $\varnothing 800$ débouchent dans un fossé de très faible section qui longe actuellement le chemin Bas de St-Georges, et dont le profil qui se caractérise par quelques contre-pentes est globalement plat.

La capacité de ce fossé est sans rapport avec les débits susceptibles d'être émis lors de fortes pluies par le bassin-versant concerné, comme il l'a été montré dans le rapport de phase 3 de la présente étude.

Un projet de lotissement est actuellement en cours de part et d'autre du chemin Bas de St-Georges. Le tracé du chemin va être légèrement décalé vers le sud (centre-ville) et le fossé est prévu être remplacé par un ouvrage-cadre.

Conformément au document provisoire³⁰ réalisé dans le cadre du présent schéma directeur, cet ouvrage-cadre doit offrir une section $L = 3 \text{ m} / h = 1 \text{ m}$. Le calcul de cette section vise à acheminer un débit décennal de $\# 5 \text{ m}^3/\text{s}$ vers le fossé qui permet aux eaux pluviales collectées sur la globalité du bassin-versant de rejoindre la Robine, sur la base d'une pente projetée de 2,4 mm/m. Cette valeur de pente découle d'une part, de la cote fil d'eau des 2 $\varnothing 800$ existants qui proviennent du centre-ville, et d'autre part, du souci de maintenir un écoulement gravitaire vers la Robine. Ainsi, le fil d'eau de l'exutoire de l'ouvrage-cadre dans le fossé rejoignant la Robine se caractérise par une cote altimétrique située à $\# + 0,8 \text{ mNGF}$.



Les paragraphes qui suivent visent à déterminer les caractéristiques de l'ouvrage de liaison entre l'ouvrage-cadre posé sous le chemin Bas de St-Georges et la Robine, ainsi qu'à examiner leur cohérence avec les niveaux susceptibles d'être atteints dans la Robine.

On retrouve là, le souci lié à une bonne appréciation des conditions offertes par l'exutoire que constitue la Robine.

³⁰ « Dénommé « Phases 4/5, document minute », décembre 2015.

7.3.2 Analyse de faisabilité de la solution proposée

7.3.2.1 Caractéristiques du bassin-versant aboutissant au chemin Bas de St-Georges

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques globales du bassin-versant situé à l'amont du chemin Bas de St-Georges³¹, et précise les débits susceptibles d'être atteints lors de précipitations décennales et trentennales.

Caractéristiques principales du bassin-versant situé à l'amont du Chemin Bas de St-Georges à Vic									
	Surface	Coef. Imperméabilisation	Surface imperméabilisée	Longueur	Pente	Débit de pointe T = 10 ans (Q = CiA) (m ³ /s)	Débit de pointe T = 30 ans (Q = CiA) (m ³ /s)	Débit de pointe T = 10 ans (INT77284) (m ³ /s)	Débit de pointe T = 30 ans (INT77284) (m ³ /s)
	(ha)		(ha imp.)	(m)	(mm/m)				
Vic Centre Ch. Bas de St-Georges	24,8	59%	14,7	650	10,8	5,1	6,4	4,2	5,3

Ces valeurs sont cohérentes avec celle simulée grâce au modèle mis en place pour la phase 3, qui aboutissait pour une période de retour T = 10 ans, à 5 m³/s sous le chemin Bas de St-Georges.

Les débits ci-dessus mentionnés sont ceux qui permettent un prédimensionnement des ouvrages qui reprennent la totalité des eaux pluviales générées par ce bassin-versant : ouvrage cadre sous le chemin Bas de St-Georges, fossés / canaux acheminant les eaux pluviales jusqu'à la Robine.

Le temps de concentration du bassin-versant est un peu supérieur à 10 minutes pour une pluie décennale, et de l'ordre de 10 minutes pour une trentennale. Ce sont donc des précipitations très brèves mais très intenses qui sont les plus dommageables pour ce secteur en cas d'insuffisance de capacités d'écoulement existantes.

7.3.2.2 Caractéristiques des ouvrages d'évacuation prévus à l'aval du bassin-versant

Sous le chemin Bas de St-Georges, il a été préconisé, de façon cohérente³² avec le projet du « Lotissement Esplanade », un ouvrage-cadre offrant une section de passage de 3 m² (hauteur intérieure de 1 m, largeur de 3 m ou 2 fois 1,5 m). Un tel ouvrage permettra³³ l'évacuation d'un débit de 5 m³/s.

Ce cadre, après traversée du chemin, sera prolongé vers la Robine par un fossé ou canal de grande largeur. La largeur au miroir d'un tel fossé³⁴ serait comprise³⁵ entre :

- 9 mètres sur la base d'une vitesse maximale de 0,75 m/s et d'une hauteur d'eau maximale de 0,8 m (pente motrice de l'écoulement : 1,1 mm/m),
- 11 mètres sur la base d'une vitesse maximale de 0,5 m/s et d'une hauteur d'eau maximale de 1 m (pente motrice de l'écoulement : 0,35 mm/m).

Le projet de cadre sous le chemin du Bas de St-Georges est basé sur un fil d'eau à la sortie du cadre dans le fossé situé à la cote + 0,8 mNGF. Cela sous-entend une cote de niveau de voirie un peu supérieur à +2 mNGF si la hauteur du cadre est effectivement de 1 m³⁶. Actuellement, elle est comprise entre # + 1,5 mNGF en ses points les plus bas, et un peu plus de + 2 mNGF à ses extrémités.

³¹ La surface du Lotissement Esplanade Est de 0,7 ha y a été prise en considération, sur la base d'une imperméabilisation à 40%.

³² Hypothèse d'évacuation fondée sur une précipitation décennale, cohérente avec les hypothèses prises dans le DLE (SERI, mars 2015) du Lotissement Esplanade (cf. p30).

³³ Deux cadres en charge de 1 m de hauteur et de 1,5 m de largeur, pente de 0,24%, K = 75. Un débit légèrement supérieur peut y transiter avant que ne soit atteint un remplissage de 100%.

³⁴ Fruit des berges : 1 / 1.

³⁵ Pour une rugosité prise à K = 30.

³⁶ Cela semble pouvoir être cohérent avec les niveaux futurs de voirie qui apparaissent dans le DLE (SERI, mars 2015) du Lotissement Esplanade (par exemple, planche 7, p33).

7.3.2.3 Acceptabilité des ouvrages précédemment décrits

Les conditions de rejet dans la Robine de ce réseau principal qui draine une grande partie du centre de Vic sont à examiner au regard des niveaux d'eau susceptibles d'être atteints dans la Robine dans les conditions les plus pénalisantes.

En reprenant les hypothèses concernant les niveaux maxima d'eau qui pourraient être atteints dans la Robine pour les débits maxi estimés pouvoir y transiter³⁷, telles qu'elles ont été explicitées dans la recherche de solutions concernant le Zone des Masques, on parvient au droit du rejet pluvial du chemin Bas de St-Georges aux cotes suivantes :

- + 1,46 à + 1,57 mNGF sans tenir compte du rehaussement du niveau de l'étang qui sera induit par le dérèglement climatique.

Ces valeurs sont d'abord à comparer avec le niveau de la crête des berges de la Robine aux alentours du Bas de St-Georges. Les valeurs de la cote altimétriques du terrain données par le MNT apparaissent plausibles au regard de celles ponctuellement levées dans le cadre du schéma directeur.

Sur le secteur du chemin bas de St-Georges, nous avons un levé qui donne +2,57 mNGF pour une cote mentionnée dans le MNT qui est très légèrement inférieure à +2,5 mNGF, un autre levé qui donne +2,46 mNGF pour une cote mentionnée dans le MNT qui serait à peu près égale à +2,5 mNGF, et enfin un autre levé qui donne +1,68 mNGF pour une cote mentionnée dans le MNT qui serait très légèrement supérieure à +1,5 mNGF. Ces cotes données par le MNT semblent donc pouvoir être exploitées dans ce secteur.

On parvient alors à des cotes particulières qui caractérisent le secteur du chemin bas de St-Georges qui sont les suivantes :

- Crête de la digue de la **rive gauche de la Robine** (rive nord en cet endroit) : **de l'ordre de + 1 mNGF**, souvent légèrement au-dessus, pouvant atteindre +1,5 mNGF, mais légèrement inférieure à + 1 mNGF en deux endroits...
- Crête de la digue de la **rive droite de la Robine** (rive sud en cet endroit, côté centre-ville de Vic) : **de l'ordre de + 1,5 mNGF**, souvent légèrement en deçà, avec au droit du fossé provenant du chemin bas de St-Georges, une saignée³⁸ dont la crête ne serait que très légèrement supérieure à + 1,0 mNGF, de même qu'à l'amont immédiat du pont sur lequel passe la route reliant la RD114 au centre de Vic...

Le dossier loi sur l'Eau réalisé par SERI (mars 2015) pour le projet de Lotissement Esplanade mentionne³⁹ une cote de + 1,30 mNGF (cf. p32).

Un niveau de plus hautes eaux dans la Robine **en situation actuelle** de l'ordre de # + 1,5 mNGF (peut-être légèrement inférieur ?) apparaît donc plausible, puisque la Robine n'est pas réputée déborder sur sa rive droite de façon fréquente.

Le niveau maximal des eaux dans la Robine « Zmax » pour lequel un rejet entièrement gravitaire des eaux pluviales émise par le bassin-versant du chemin Bas de St-Georges est possible peut être déduit de la charge piézométrique prévue à l'aval immédiat du cadre qui sera posé sous le chemin Bas de St-Georges (f.e. à +0,8 mNGF, hauteur = 1 m, soit $Z^* = + 1,8$ mNGF) à laquelle on déduit les pertes de charge de l'écoulement dans le fossé sur toute sa longueur située entre le cadre et la Robine (110 m) :

$$Z_{\max} = 1,8 - (110 \times 0,35 \text{ mm/m}) - V^2/2g = \# 1,75 \text{ mNGF.}$$

³⁷ Il a été indiqué, dans le paragraphe concernant la Zone des Masques, qu'en situation actuelle, l'influence du niveau de l'étang de Vic sur les écoulements de la Robine semblait assez limitée hors niveaux de l'étang très exceptionnels (supérieurs à celui estimé pour une période de retour T = 10 ans, à savoir + 0,9 mNGF. La conjonction de niveaux exceptionnellement hauts dans l'étang avec des débits exceptionnels apparaît, faute d'arguments contraires, déraisonnable à envisager.

³⁸ Un tel accident de relief ne nous est apparu de façon évidente lors de nos visites de terrain (septembre 2015 et le 22 janvier 2016 avec les élus de Vic). Il n'est pas pris en compte dans le cadre de la présente approche, vu qu'il pourrait être facilement comblé s'il existait avec une telle configuration altimétrique.

³⁹ Source non mentionnée.

Ce niveau aval maximal qui autorise un rejet gravitaire est calculé avec une pente motrice de l'écoulement dans le fossé prise égale à 0,35 mm/m, c'est à dire pour un canal offrant une largeur au miroir égale à 11 m, dans lequel la hauteur de l'écoulement est de 1 m.

Le même calcul avec un canal de largeur au miroir égale à 9 m et une hauteur de l'écoulement de 0,8 m, c'est-à-dire avec une pente motrice de l'écoulement dans le fossé prise égale à 1,1 mm/m, aboutit à :

$$Z_{\max} = 1,8 - (110 \times 1,1 \text{ mm/m}) - V^2/2g = \# 1,65 \text{ mNGF.}$$

7.3.2.3.1 POSSIBILITE D'UN FONCTIONNEMENT GRAVITAIRE DU REJET DANS LA ROBINE EN SITUATION ACTUELLE

Puisque le niveau maximal en situation actuelle dans la Robine au droit du chemin Bas de St-Georges a été estimé se situer aux alentours de + 1,5 mNGF, cela signifie, si la crête des berges du fossé nouvellement réaménagé est calée à au moins 1,8 mNGF, depuis la sortie de l'ouvrage cadre jusqu'à la berge de la Robine caractérisée par une crête aux alentours de (ou légèrement supérieure à) +1,5 mNGF, qu'un rejet entièrement gravitaire des eaux pluviales émises lors d'une pluie décennale sur le bassin-versant aboutissant au chemin Bas de St-Georges est possible.

☞ On voit cependant qu'un positionnement plus bas de l'ouvrage-cadre que celui adopté sous le chemin Bas de St-Georges est difficilement envisageable si l'on veut garantir l'écoulement gravitaire des eaux pluviales du centre de Vic et du lotissement Esplanade⁴⁰. Ce lotissement est, en situation actuelle⁴¹, donc implanté au niveau le plus bas pour lequel un écoulement gravitaire des eaux pluviales est possible.

On vérifie aussi que le débit de pointe momentanément rejeté par le bassin-versant aboutissant au chemin Bas de St-Georges (4,2 à 5,1 m³/s) est inférieur à celui qui a été estimé pouvoir être transité par la Robine (6,5 à 7,7 m³/s selon les hypothèses de vitesse maximale y étant envisageables). Il n'y a donc pas d'incohérence entre les hypothèses qui ont prévalu à l'estimation de la ligne dans la Robine dans des conditions pénalisantes et le débit qui pourrait être émis par le bassin-versant ici considéré.

Si simultanément à une telle précipitation décennale générant un débit de l'ordre de 5 m³/s, le débit naturel de la Robine venait à être élevé (quelques m³/s), on se trouverait dans une situation critique, mais très brève dans le temps. Une meilleure connaissance de l'hydrologie de la Robine permettrait d'apprécier les limites du raisonnement présenté ci-dessus.

Pour faire face à une pluie trentennale qui générerait 1,1 à 1,3 m³/s supplémentaires, et au-delà de l'hypothèse d'une pluie décennale adoptée⁴² pour dimensionner l'ouvrage cadre sous le chemin Bas de St-Georges, la largeur au miroir du fossé entre le cadre et la Robine devrait être portée⁴³ de 11 m à près de 14 m.

⁴⁰ On ne dispose que de 15 à 25 cm de marge pour garantir la nature gravitaire de l'évacuation des eaux pluviales si l'ouvrage cadre débouche dans le fossé avec une cote fil d'eau de + 0,8 mNGF. Vu le côté sommaire de l'approche hydraulique ici effectuée, notamment dû à la méconnaissance des niveaux atteints dans la Robine, cette marge apparaît comme une sécurité devant être conservée.

⁴¹ « Situation actuelle » au sens du niveau des étangs littoraux.

⁴² Dans le cadre de l'étude du lotissement Esplanade.

⁴³ Sur la base d'une vitesse d'écoulement maintenue en deçà de 0,5 m/s et d'une hauteur d'écoulement maximale de 1 m.

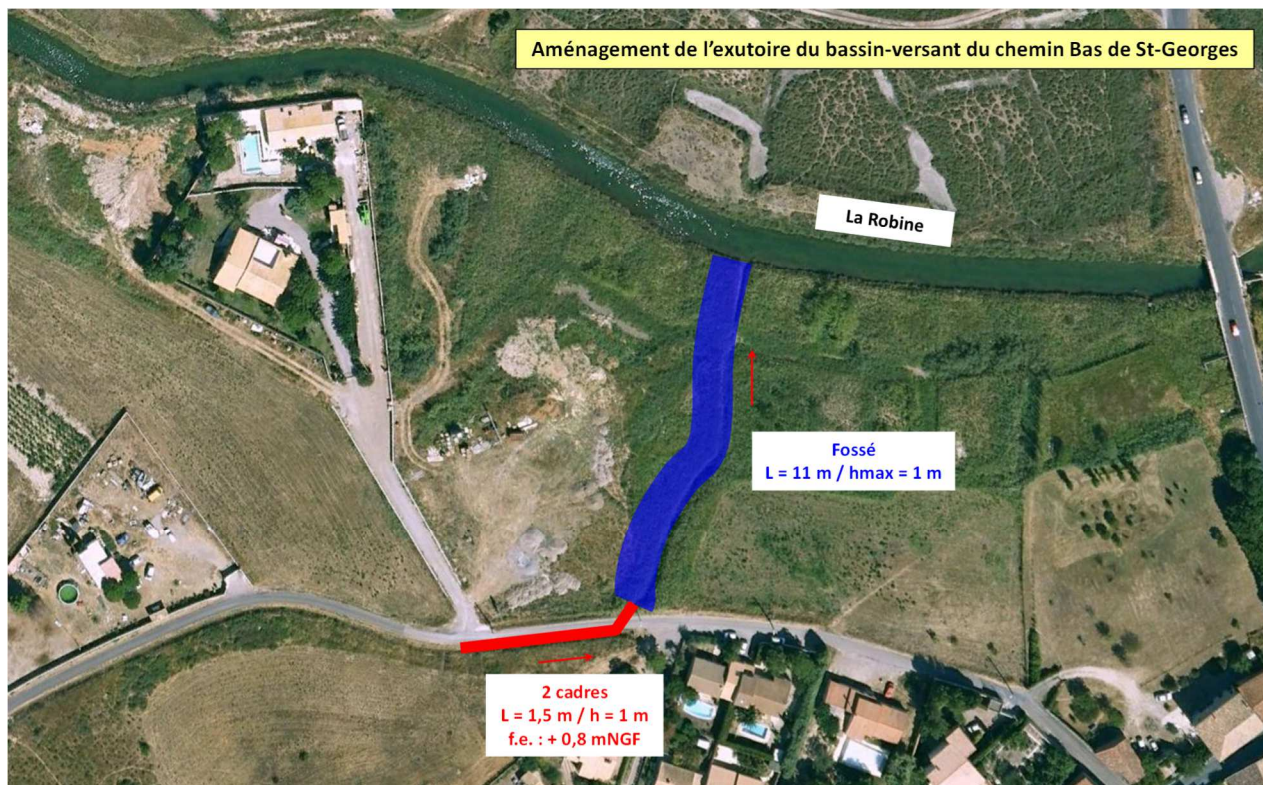


Figure 13 : Aménagement de l'exutoire du BV du Chemin Bas de St Georges – T=10 ans

L'opportunité de mettre en place un clapet à la sortie du fossé dans la Robine devra être examinée lors des phases d'avant-projet concernant la réalisation de ce fossé, mais si on tolère que ce fossé puisse être en eau lorsque le niveau de la Robine est haut ($> \# 0,7$ mNGF), un tel dispositif n'apparaît pas nécessaire. Pour des niveaux plus hauts d'eau dans la Robine, l'ouvrage-cadre pourra être partiellement rempli, même en l'absence de précipitations. Comme précédemment, ce contexte sera à examiner de façon plus approfondie en phases d'avant-projet, mais il n'apparaît pas très contraignant si cette mise en eau est peu fréquente. Comme il l'a été précédemment mentionné, une meilleure connaissance de l'hydrologie de la Robine sera nécessaire pour mener un tel projet en toute connaissance de cause.

Il est à remarquer que les niveaux maxima susceptibles d'être atteints dans la Robine découlent d'un « débit important s'écoulant dans la Robine ». Ce « débit important » peut découler :

- Du débit directement issu de la résurgence qui alimente la Robine. Quelle peut être sa valeur ? Nous n'en avons pas connaissance. On peut cependant penser qu'il doit demeurer en deçà des $6,5$ à $7,7$ m^3/s estimés représenter la capacité maximale d'écoulement de la Robine. Mais peut-il être tout de même de plusieurs m^3/s ? Une réponse à cette question éclairerait les raisonnements présentés dans la présente étude.
- Des débits apportés à la Robine par temps de pluie. Ils peuvent être ponctuellement élevés, suite à des précipitations brèves et intenses affectant les zones imperméabilisées auxquelles la Robine sert de milieu récepteur (centre de Vic, lotissement des Fontaines...). Mais des valeurs élevées de débit provenant de ces secteurs ne sont pas durables. Si elles sont atténuées grâce à des ouvrages d'écrêtement, on peut imaginer que la ligne d'eau atteinte dans la Robine serait un peu plus basse.

Enfin, il sera recherché comment les débits les plus fréquemment émis par l'ouvrage-cadre peuvent voir leurs eaux **beneficier d'une décantation** afin de limiter les rejets de pollution particulière au milieu. **Un élargissement du fossé et la création d'un petit étang** toujours en eau qui serait traversé par le fossé pourrait répondre à ce souci, sans engager des sujétions de terrassement importantes. La possibilité de curer de façon épisodique le fond de cet étang devra être entrevue et faire l'objet d'aménagement (accès) le permettant. L'opportunité d'un dégrillage, au moins grossier, sur le fossé sera aussi à examiner.

7.3.2.3.2 POSSIBILITE D'UN FONCTIONNEMENT GRAVITAIRE DU REJET DANS LA ROBINE EN INTEGRANT L'HYPOTHESE « DEREGLEMENT CLIMATIQUE »

L'hypothèse⁴⁴ « dérèglement climatique » a pour conséquence⁴⁵ un rehaussement du niveau marin qui serait de l'ordre de +0,5 m à l'horizon 2081 / 2100.

La prise en compte de cette hypothèse d'une hausse du niveau marin de 0,5 m conduit à des niveaux atteints dans l'étang de Vic qui seraient alors :

- de + 1,2 mNGF pur une période de retour T = 2 ans,
- de + 1,3 mNGF pur une période de retour T = 5 ans,
- et + 1,4 mNGF pour une période de retour T = 10 ans,
- et +1,9 mNGF pour une période de retour T = 100 ans.

Les niveaux atteints dans la Robine au droit du chemin bas de St-Georges ne pouvant être que supérieurs aux niveaux ci-dessus mentionnés pour l'étang, à cause des pertes de charge générées par l'écoulement entre ce lieu et l'étang (# 1100 m), on voit que le niveau actuel des berges de la Robine (# +1,5 mNGF en rive droite, # +1,0 mNGF en rive gauche) ne garantira plus une protection des terrains la longeant contre les inondations.

L'hypothèse d'un rejet gravitaire des eaux pluviales émises sur le bassin-versant aboutissant au chemin Bas de St-Georges en cas de pluie décennale, n'apparaît plus du tout garantie.

Une réflexion concernant d'une part la configuration de la Robine, d'autre part l'évacuation des eaux pluviales lorsque le niveau de l'étang de Vic sera, en fin de siècle, élevé, devra être engagée. Il n'est pas improbable qu'une telle réflexion aboutisse à devoir envisager la création d'un pompage à l'exutoire des réseaux pluviaux.

L'urbanisation de terrains situés à une cote altimétrique inférieure à +2,5 mNGF, voire + 3,0 mNGF, deviendra certainement difficile.

7.3.2.4 Opportunité et intérêt d'un bassin d'écrêtement ou de stockage à l'amont immédiat de l'exutoire

Si le niveau des eaux dans la Robine est inférieur à celui atteint dans les collecteurs, et surtout inférieur à celui de la génératrice supérieure intérieure des ouvrages d'évacuation (cadres ou canalisations), un écoulement gravitaire est possible. Un bassin d'écrêtement ou de stockage ne se justifie que s'il existe une justification conduisant à requérir une limitation du débit rejeté.

Une limitation de la totalité des débits actuellement générés par des quartiers existants ne peut être réglementairement imposée.

Par contre, toute modification urbaine doit être conçue dans un souci de non-aggravation, voire en tentant de limiter dans la mesure du possible, les débits émis (cf. zonage eaux pluviales).

On a vu qu'en situation actuelle, la capacité de la Robine est a priori (et en l'état de nos connaissances actuelles de son fonctionnement hydrologique) en mesure de garantir le transfert des pointes de débit émises lors de précipitations décennales ou trentennales⁴⁶. Vu qu'il n'y a pas d'autres bassins-versants urbanisés de grande superficie qui s'y rejettent, rien ne conduit donc à penser que les débits devant transiter dans la Robine suite à une pluie très brève seront sensiblement supérieurs à ceux émis par le bassin-versant aboutissant au chemin Bas de St-Georges.

Rien ne semble donc justifier la création d'un bassin d'écrêtement des eaux pluviales évacuées vers la Robine.

⁴⁴ Pour un scénario raisonnable, à savoir une limitation de la hausse des températures à l'horizon contenue entre 2,3 et 2,6 °C, ou entre 2,6 et 2,9°C (dans le cadre des deux scénarios « RCP 4.5 » considérés comme les moins pessimistes...).

⁴⁵ Cf. chapitre précédemment consacré à ce thème dans le paragraphe concernant la Zone des Masques.

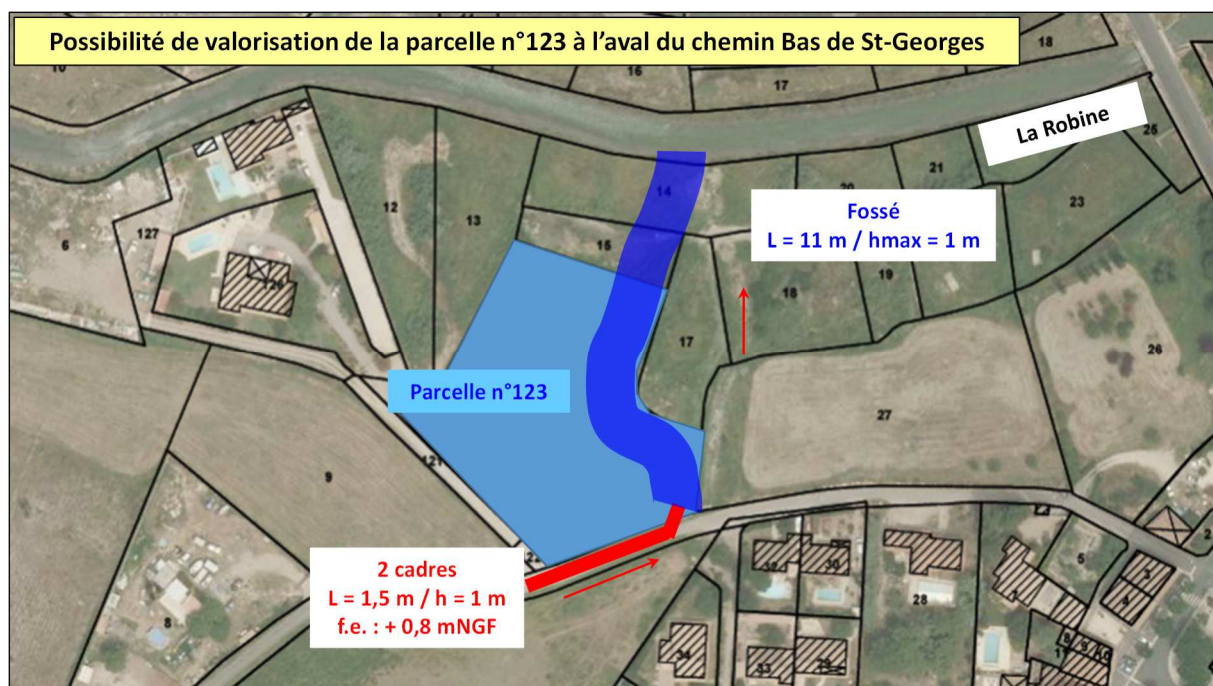
⁴⁶ Dont la durée n'est que de quelques minutes, cf. temps de concentration précédemment mentionnés.

Le seul intérêt d'un bassin serait la **décantation** qu'il pourrait offrir aux eaux de ruissellement émises.

Un traitement de ces eaux n'est pas à l'ordre du jour pour des débits émis en conditions décennales ou trentennales, et en tout cas nullement justifié par la législation et les réglementations aujourd'hui en vigueur.

Une telle décantation des effluents est par contre envisageable pour des **débits moins rares**, par exemple pour ceux émis lors de pluies de périodes de retour de quelques mois. Une telle configuration a été précédemment mentionnée. La commune de Vic envisage l'**acquisition de la parcelle n°123 à cet effet**. Le schéma précédent pourrait donc évoluer vers celui-ci-dessous représenté.

☞ *Ce bassin de décantation sera fait uniquement en déblai et aura uniquement un rôle qualitatif. Il permettra d'assurer la décantation des eaux pluviales avant rejet à la Robine, pour des petites pluies (pluies de période de retour de quelques mois). L'implantation de cette zone tampon devra faire l'objet d'un accord de la MISE 34.*



Le niveau des eaux dans la Robine est, en situation future (prise en compte des conséquences du dérèglement climatique), supérieur à celui atteint dans les collecteurs, et surtout supérieur à celui de la génératrice supérieure intérieure des ouvrages d'évacuation (cadres ou canalisations), un écoulement gravitaire n'est plus possible. On peut peut-être éviter que les parties les plus en aval, donc les plus basses du réseau, soient envahies dans pareil cas par les eaux de la Robine en prévoyant un clapet, ou plutôt une porte à flots avant leur rejet dans la Robine.

Si la conjonction d'un tel niveau haut dans la Robine et de précipitations très intenses ou très longues est envisagée, les eaux de ruissellement s'accumuleront à l'amont de ce clapet. Il existe alors un risque d'inondation des terrains dont la cote est inférieure, voire seulement légèrement supérieure, à celle atteinte par les eaux dans la Robine.

☞ *L'occurrence d'une telle conjonction et du danger qui en découlerait est en l'état actuel de nos connaissances, difficile à estimer.*

Pour pallier à ce problème, deux solutions peuvent a priori être examinées :

- « bassin de stockage » : Préserver un bassin hors d'eau à l'amont du clapet, destiné à stocker les eaux de ruissellement émises par le bassin-versant pendant la période durant laquelle le niveau des eaux dans la Robine interdit leur rejet gravitaire,

ENTECH Ingénieurs Conseils

- « pompage » : Mettre en place une station de pompage. Cette solution équivaut en termes de dimensionnement du bassin qui accompagnerait ce pompage, à calculer le volume du bassin d'écrêtement qui serait requis si le rejet devait s'effectuer à débit limité.

7.3.2.4.1 **BASSIN DE STOCKAGE INTEGRAL**

Un tel bassin doit être en mesure de stocker la totalité des eaux de ruissellement générées, puisqu'aucun débit de vidange n'est gravitairement possible. Il convient donc pour apprécier la capacité à lui donner, d'estimer la hauteur de précipitations qui peut tomber pendant toute la période durant laquelle le niveau des eaux dans l'étang de Vic sera suffisamment haut pour empêcher un rejet gravitaire des eaux pluviales.

Pour le bassin-versant aboutissant au chemin Bas de St-Georges caractérisé par une surface imperméabilisée de 14,6 ha, on aboutit, selon la durée pendant laquelle le rejet dans la Robine est impossible à cause de son niveau trop haut, à devoir stocker pour maîtriser une pluie de période de retour T = 10 ans, les volumes consignés dans le tableau ci-dessous⁴⁷.

Hauteurs de précipitation décennales (T = 10 ans) et volumes d'eaux pluviales émises par le BV du chemin Bas de St-Georges							
<small>EC.eau d'après Etude Cemagref de fév. 1982, "synthèse nationale sur les crues de petits bassins-versants"</small>							
Durée de la précipitation :		1 jour	2 jours	3 jours	4 jours	6 jours	10 jours
Hauteurs cumulées de 6 hTU à 6 hTU	Montpellier	124 mm	146 mm	164 mm	180 mm	202 mm	227 mm
Hauteurs cumulées sur pas de temps variable	Montpellier	142 mm	156 mm	171 mm	186 mm	206 mm	230 mm
Volumes générés par le BV chemin Bas St-Georges	Simp. = 14,6 ha	20 690 m3	22 737 m3	24 985 m3	27 128 m3	30 119 m3	33 562 m3

On observe donc que le volume du bassin à créer si on envisage une impossibilité de rejet vers la Robine conjuguée à une précipitation décennale dépasse⁴⁸ les 20 000 m³.

La mobilisation de la totalité des parcelles non aménagées situées entre le Robine et le chemin Bas de St-Georges, au droit du rejet, permettrait d'y établir, dans le meilleur des cas, un bassin dont la superficie utile serait de 4 000 m².

On voit donc qu'on aboutirait à des profondeurs très importantes, au minimum⁴⁹ 5 mètres utiles. Nonobstant la présence de la nappe et la nature des terrains, la réalisation d'une telle infrastructure apparaît peu réaliste, techniquement comme économiquement.

7.3.2.4.2 **BASSIN D'ECRETEMENT / POMPAGE**

Le tableau ci-dessous présente les volumes de bassin d'écrêtement dont il faudrait disposer si le rejet était soumis à une limitation de débit (par exemple justifiée par des contraintes réglementaires) ou si sa vidange était effectuée par l'intermédiaire d'une station de pompage refoulant vers la Robine.

⁴⁷ Il conviendrait même de majorer ces volumes de 10% pour que les hauteurs pluviométriques qui en sont à l'origine soient cohérentes avec les dernières données enregistrées à Montpellier Fréjorgues...

⁴⁸ Le tableau présenté s'arrête à des pluies de durée égale à 10 jours. Quelle est la durée la plus pertinente au regard du problème posé ? Il faudrait avoir une idée de la durée pendant laquelle le niveau des eaux de la Robine se maintiendrait à une valeur empêchant un écoulement gravitaire des eaux pluviales émises sur le bassin-versant du chemin Bas de St-Georges.

⁴⁹ Profondeur minimale puisque la superficie de l'emprise est celle maximale possible.

Volumen requis pour un bassin d'écroulement en fonction des débits de vidange Qf à l'aval du BV du chemin Bas de St-Georges			
	Qf = 250 l/s	Qf = 500 l/s	Qf = 1 000 l/s
T = 10 ans	9 800 m ³	7 800 m ³	6 300 m ³
T = 30 ans	15 000 m ³	11 800 m ³	9 500 m ³

On mesure l'importance de l'infrastructure à créer, puisque le bassin verrait sa profondeur utile⁵⁰ être comprise, selon les hypothèses adoptées, entre 2 et 4 m, si l'emprise allouée demeure celle précédemment précisée.

Pour mémoire, les trois débits de vidange ci-dessus proposés équivalent à des débits spécifiques de respectivement 10 l/s/ha, 20 l/s/ha et 40 l/s/ha.

7.3.3 Secteur rue des Cresses / avenue de la Mission

Les réseaux dans ce secteur se caractérisent par des configurations particulièrement inadéquates (fils d'eau non alignés, rétrécissements...) et un fort sous-dimensionnement.

Les solutions proposées reposent sur un dimensionnement conçu pour **l'évacuation de pluies décennales**, d'une part pour être cohérent avec le reste des autres réseaux, et d'autre part pour ne pas engendrer des travaux qui deviendraient très lourds (problèmes d'encombrement de réseaux à maîtriser).

Pour les précipitations de plus faible occurrence, une stratégie à long terme reposant sur une limitation des débits imposée lorsque des modifications du tissu urbain ont lieu apparaît préférable, à la fois techniquement et financièrement, et est à envisager dans le cadre du zonage eaux pluviales dont les préconisations devront être prises en compte dans le règlement du PLU.

Les travaux d'amélioration de l'existant devront être programmés de l'aval vers l'amont, sous peine de conduire à une aggravation des désordres existants.

⁵⁰ Profondeur minimale puisque la superficie de l'emprise est celle maximale possible.

Réaménagements proposés dans le secteur "Avenue de la Mission / Rue des Cresses / Rue du Puits Neuf"				
Rue	Tronçon	Section actuelle	Section proposée	Observations et profondeur
Av. de la Mission	AB	3*Ø600	cadre 2,5 m de large par 0,8 m de haut	Prof. f.e. < 2 m
	BD	Ø500	inchangé, voire supprimé	
	CE	Ø300 et 2*Ø200	Ø1000	
	EF	Ø700	Ø1000	
	amont F	Ø700 et inférieurs	inchangé	
Rue des Cresses	BC	Ø400	Ø1200	
	CH	Ø400	Ø600	
	amont H	Ø400	inchangé	
Rue du Château d'eau	FG	Ø400	Ø800	
	amont G	Ø400	inchangé	
Rue du Puits Neuf	AI	Ø < 600	Ø800	
	amont I	Ø600	inchangé	
Boulevard des Aresquiers	JK	Ø200	Ø400	
	autres tronçons		inchangé	

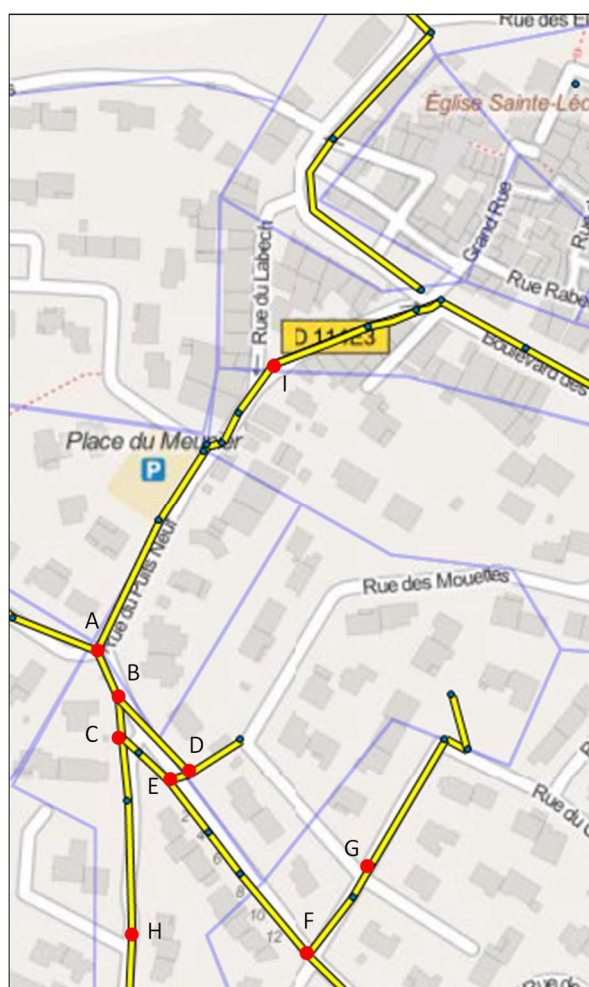


Figure 14 : Réaménagements proposés sur le secteur Avenue de la Mission, Rue des Cresses, Rue du Puits Neuf

ENTECH Ingénieurs Conseils

7.3.4 Bilan

Sous réserve de ne pas prendre en compte un rehaussement significatif des niveaux d'eau atteints dans la Robine dû à l'accroissement prévisible de ceux de l'étang de Vic résultant du dérèglement climatique, il semble, à partir d'hypothèses hydrologiques prises pour caractériser les écoulements dans la Robine qui demandent à être absolument évaluées, qu'un écoulement gravitaire des eaux pluviales émises par le bassin-versant du chemin Bas de St-Georges directement vers la Robine puisse s'effectuer, y compris pour des débits importants (au moins décennaux).

L'établissement d'un ouvrage-cadre sous le chemin Bas de St-Georges à une cote suffisamment haute conditionne bien sûr un tel fonctionnement gravitaire.

A l'intérieur du bassin-versant, notamment autour du croisement entre la rue des Cresses et l'avenue de la Mission, les configurations particulièrement inadéquates des réseaux et le fort sous-dimensionnement de certains d'entre eux nécessitent des renforcements particulièrement importants.

La mise en œuvre des aménagements proposés dans le cadre du présent schéma passe par deux étapes préalables qui sont indispensables :

- 1) Etablissement de plans de réseaux exhaustifs et complètement renseignés altimétriquement,
- 2) Etude hydrologique de la Robine, permettant de connaître les cotes des plus hauts niveaux d'eau atteints, leur occurrence et leur(s) cause(s) : Résurgence ? Typologie des précipitations conduisant aux plus forts débits ?
Cette étude devra comporter un volet « situation future » intégrant les conséquences qu'aura le dérèglement climatique sur les niveaux de l'étang et l'impact du rehaussement des eaux de l'étang sur les écoulements dans la Robine. La problématique relative à l'exutoire que représente la Robine pour ce bassin-versant conditionne complètement l'atteinte d'une bonne maîtrise des eaux pluviales qu'il émet et la protection des habitats situés les plus bas altimétriquement.

Sur le présent bassin-versant rattaché au chemin Bas de St-Georges, la seule extension d'urbanisation que constitue le « lotissement Esplanade » a fait l'objet de mesures compensatoires implantées à l'intérieur de ce lotissement, et celles-ci ont fait l'objet d'une procédure spécifique au titre de la Loi sur l'Eau. **Il n'y donc pas au titre de la « réduction des impacts des nouveaux aménagements » préconisée par le nouveau SDAGE, critère repris comme mesure minimale à appliquer dans le cadre du présent schéma directeur⁵¹, à prévoir de bassin d'écrêtement des débits pluviaux émis.**

Il est aussi prévu⁵², dans le cadre du présent schéma directeur, pour les zones déjà imperméabilisées à la date du présent schéma, l'examen de la possibilité d'implanter des dispositifs d'écrêtement des débits actuellement générés.

On a noté que la mobilisation de la totalité des parcelles non aménagées situées entre le Robine et le chemin Bas de St-Georges, au droit du rejet, permettrait d'y établir, dans le meilleur des cas, un bassin dont la superficie utile serait de 4 000 m². La présence de la nappe rendrait la réalisation d'un bassin de grande profondeur extrêmement coûteux, et cette éventualité a été prévue n'être envisagée que s'il était montré, qu'à long terme, sous l'effet du dérèglement climatique, des dispositions devaient absolument être prises pour garantir le rejet des eaux pluviales du centre de Vic dans la Robine.

En imaginant que le marnage offert par un bassin de type « zone humide » puisse être de l'ordre⁵³ de 1 m, on voit que son volume utile pourrait avoisiner 4 000 m³. On demeure très éloigné du volume obtenu en multipliant la surface imperméabilisée de ce bassin-versant (14,7 ha) par le ratio de 1200 m³ par hectare imperméabilisé. On est donc très loin de disposer de conditions permettant de compenser l'imperméabilisation existante dans le centre de Vic.

⁵¹ Cf. § 4. du présent rapport de schéma directeur.

⁵² Cf. § 4. du présent rapport de schéma directeur.

⁵³ En supposant un niveau bas de l'ordre de + 0,5 à 0,7 mNGF (niveau de l'eau dans la Robine en temps « normal » ?) et un niveau maximal légèrement inférieur à celui de la génératrice supérieure intérieure du l'ouvrage cadre (+ 1,8 mNGF).

Le SDAGE mentionne⁵⁴ que « si des risques, notamment d'inondation, sont identifiés à l'aval des zones aménagées, il convient de « limiter leur débit de fuite lors d'une pluie centennale à une valeur de référence à définir en fonction des conditions locales ». L'absence de données dans ce sens concernant la Robine ne justifie pas la nécessité de mettre en œuvre cette disposition.

⁵⁴ Point 3 de la rubrique 5 A 04. Cf. § 4. du présent rapport de schéma directeur.

7.4 SECTEUR DES RESIDENCES DES JARDINS DE LA ROBINE ET DES FONTAINES

7.4.1 Un contexte marqué par une forte contrainte aval

Le secteur traité dans le paragraphe qui suit se situe au Nord de Vic la Gardiole, au pied du Massif de la Gardiole et le long de la Robine au niveau de sa résurgence. Il est aujourd'hui composé par deux résidences privées : Les Jardins de la Robine et les Fontaines.

En situation « normale », le fonctionnement hydraulique de ce secteur est schématisé sur la figure suivante. Les réseaux internes à la résidence Les Jardins de la Robine draine les eaux pluviales vers la Robine ; le réseau interne à la résidence des Fontaines débouche quant à lui dans un bassin de rétention qui s'évacue vers un petit réseau busé et/ou vers le fossé (très peu marqué et de capacité très limitée) longeant le chemin de la Source.

En aval des Jardins de la Robine, un réseau de fossés, bien que très plats et peu entretenus (excepté le fossé longeant la résidence, entretenu par les services de cette dernière), draine les eaux pluviales vers la Robine et vers les terrains inondables situés plus au Sud.

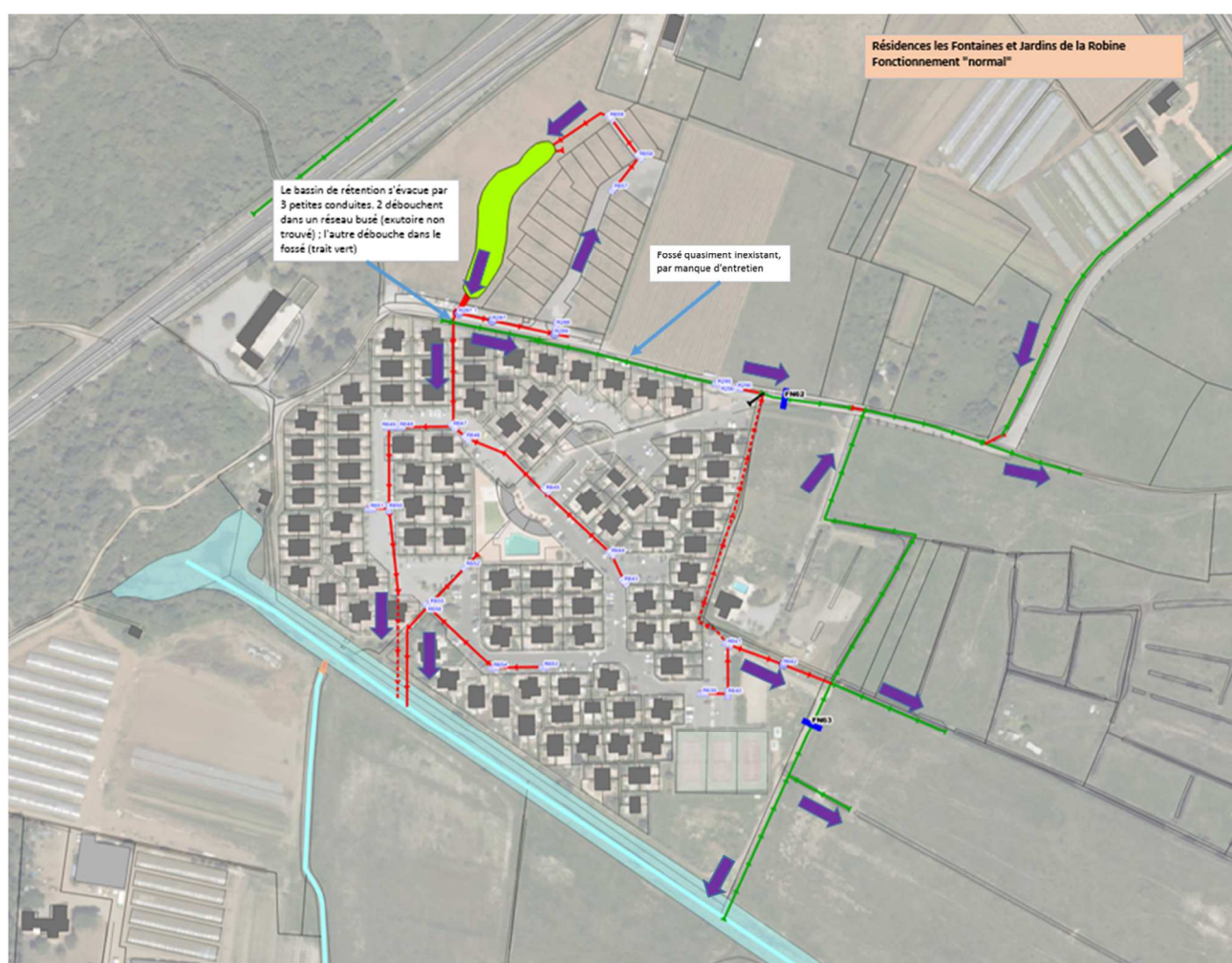


Figure 15 : Secteur de la Robine _ Fonctionnement "normal"

Lorsque le niveau de la Robine est haut le réseau pluvial interne à la résidences Les Jardins de la Robine à tendance à fonctionner « **en sens inverse** », et ce sont les eaux de la Robine qui remontent dans le réseau pluvial. L'évacuation des eaux pluviales sur ce secteur est donc totalement contrainte par le niveau des eaux de la Robine.

La figure ci-dessous schématise le fonctionnement hydraulique du secteur dans de telles conditions.

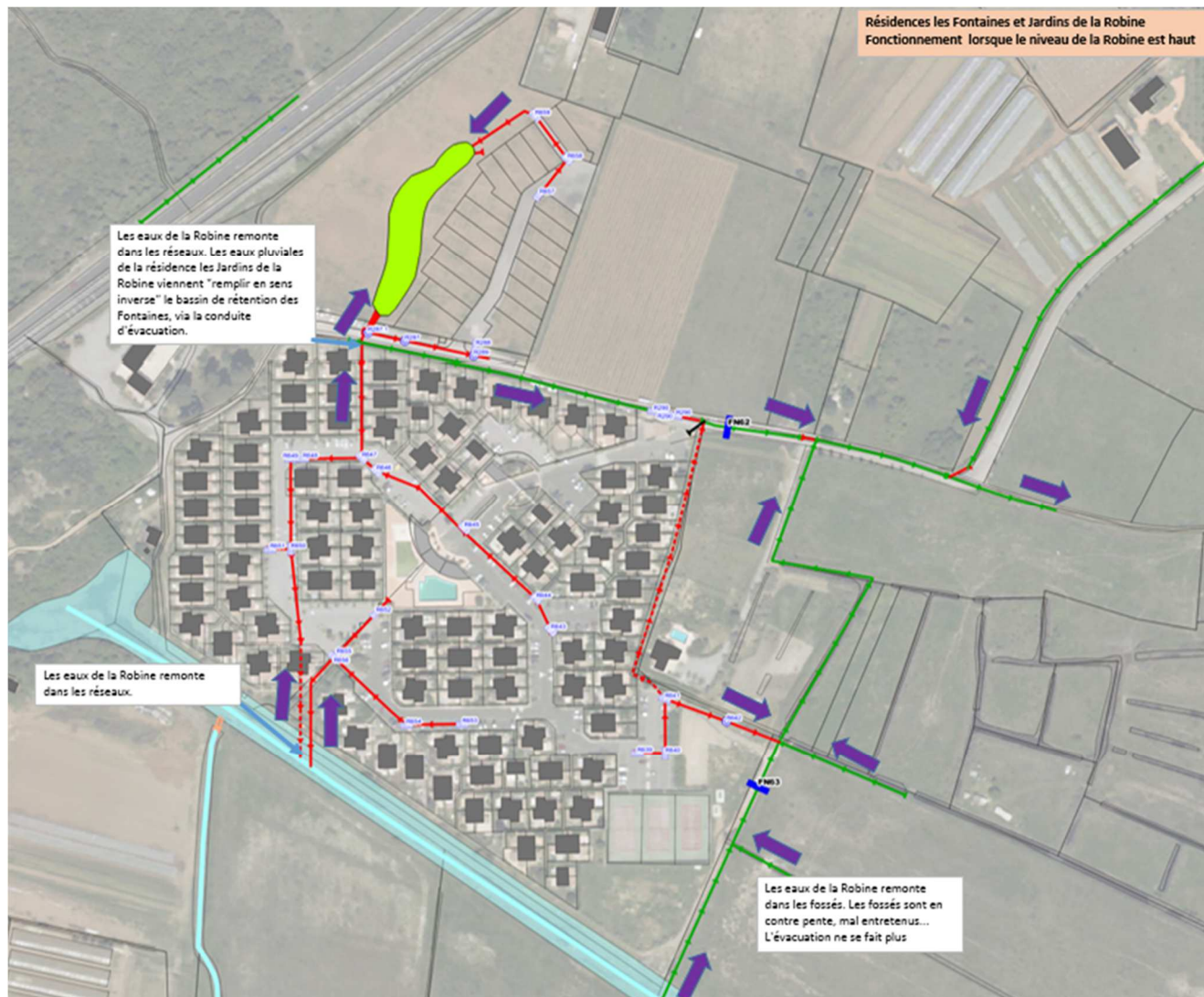


Figure 16 : Secteur de la Robine _ Fonctionnement lorsque le niveau de la Robine est haut

Dans ce contexte, le réseau pluvial interne à la résidence des Jardins de la Robine, sans exutoire, se met donc en charge. Au niveau du chemin de la Source, une connexion existe entre le réseau cité précédemment et celui des Fontaines. Une des conduites d'évacuation du bassin de rétention se rejette en effet dans le même ouvrage. Ainsi, lorsque le réseau des Jardins de la Robine se met en charge, il se « déverse » dans le fossé Chemin des Sources mais aussi dans le bassin de rétention des Fontaines via une de ses conduites de sortie.



Au niveau du Chemin de la Source, la très faible capacité d'évacuation du fossé d'une part et la configuration de la voirie (présence de contre-pentes et de points bas) engendre des zones de stagnation des eaux pouvant notamment perturber la circulation et l'accès aux résidences.

Enfin, en aval des Jardins de la Robine, les fossés très plats et non entretenus sont également en eau et l'évacuation des eaux ne se fait plus.

Le 22 janvier 2016, ENTECH / ECeau et les représentants de la Collectivité se sont rendus sur le terrain pour définir quels aménagements pouvaient être mis en œuvre pour limiter les problèmes d'évacuation et de stagnation des eaux. Du fait de la topographie du site et de la forte contrainte aval constituée par la Robine, il est apparu que les quelques aménagements pouvant être envisagés et qui sont illustrés sur la figure ci-après, permettront probablement d'améliorer la situation dans certains contextes, mais sans toutefois résoudre les problèmes de fond liés à la Robine et à la très faible altimétrie des terrains urbanisés.

Les aménagements envisagés sont présentés sur la figure ci-dessous.

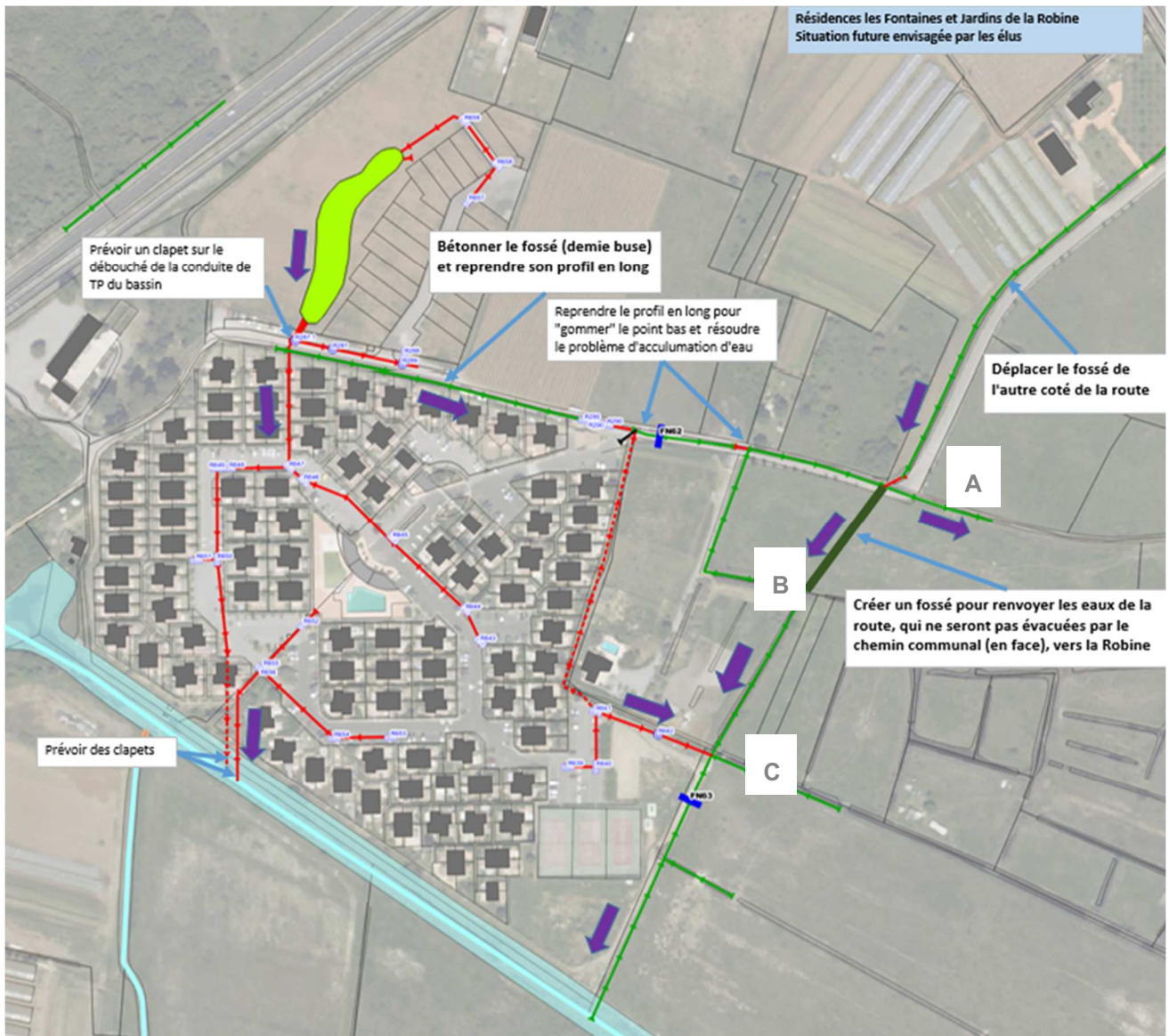


Figure 17 : Secteur de la Robine _ Aménagements envisagés

Il a ainsi été envisagé en premier lieu la pose de clapet anti-retour au niveau des buses servant d'exutoire au réseau pluvial interne aux Jardins de la Robine et débouchant directement dans la Robine, à des côtes altimétriques particulièrement basses (+ 1m NGF et + 0,71 m NGF d'après les levés de géomètre effectués dans le cadre de l'étude). La mise en place de ces clapets permettra de limiter la mise en charge des réseaux par les eaux de la Robine. Toutefois, dans un contexte de hautes eaux de la Robine, l'exutoire sera tout de même inexistant et le réseau pluvial interne à la résidence subira une mise en charge progressive selon l'intensité de la pluie.

La mise en place d'un clapet anti-retour sur la conduite d'évacuation du bassin de rétention des Fontaines (débouchant en face de l'antenne pluviales des Jardins de la Robine), permettra de supprimer les phénomènes de « fonctionnement en sens inverse » (remplissage du bassin de rétention par la conduite de sortie).

Le débouché du réseau interne à la résidence des Jardins de la Robine dans le fossé Chemin de la Source sera à maintenir car il semble faire office de « soupape », permettant ainsi de limiter les débordements du réseau pluvial à l'intérieur de la résidence privée.

Le recalibrage et la reprise du profil en long du fossé longeant le Chemin de la Source permettra d'une part d'augmenter la capacité d'évacuation de cet ouvrage et d'autre part de « gommer » les quelques contre-pentes et points bas engendrant des zones de stagnation. Il est à noter que la mairie envisage de bétonner ce fossé (facilité d'entretien et suppression des problèmes de comblement).

A l'aval des résidences, il est envisagé la mise en œuvre d'une servitude au niveau des fossés situés sur les terrains privés, afin de pouvoir en assurer l'entretien et ainsi améliorer les capacités d'évacuation de ces derniers. Par ailleurs, toujours dans l'optique d'améliorer l'évacuation des eaux du Chemin de la Source vers la Robine, il est envisagé **la création d'un fossé** depuis l'intersection entre le Chemin de la Source et la voie communale rejoignant la RD114 (point « A »), jusqu'au fossé situé en terrain privé (point « B ») et rejoignant le fossé longeant la résidence des Jardins de la Robine (« point C »).

7.4.2 Analyse de faisabilité de la solution proposée

7.4.2.1 Caractéristiques des bassins-versants

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques globales des bassins-versants situés sur le secteur de la résurgence de la Robine, et précise les débits susceptibles d'être atteints à leur exutoire lors de précipitations décennales et trentennales.

Caractéristiques principales des bassins-versants des résidences de la Fontaine et des jardins de la Robine

	Surface	Coef. Imperméabilisation	Surface imperméabilisée	Longueur	Pente	Débit de pointe T = 10 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 30 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 10 ans (INT77284)	Débit de pointe T = 30 ans (INT77284)
	(ha)		(ha imp.)	(m)	(mm/m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
Résidences Jardins de la Fontaine	0,51	25%	0,13	170	0,003	0,034	0,043	0,040	0,050
Résidences Jardins de la Robine	4,4	65%	3,1	350	0,003	0,84	1,1	0,8	1,0
Bassin-versant résultant	4,9	65%	3,2						

Les débits de pointe calculés pour la résidence des Jardins de la Robine est celui qui serait globalement émis par ce bassin-versant si son point de rejet était unique. La modélisation aboutissait, en phase 3, pour T = 10 ans, à un rejet direct vers la Robine de 0,59 m³/s et de 0,37 m³/s vers le chemin de la Source. La somme des pointes émises par deux sous-bassins-versants étant toujours supérieure (ou au plus égale) à la pointe qu'ils émettent globalement, les deux approches sont cohérentes.

Le débit de pointe calculé pour la résidence des Jardins de la Fontaine est celui émis à l'amont du bassin d'orage existant.

Les précipitations à l'origine des débits de pointe générés présentent des durées comprises entre 15 et 20 mn.

7.4.2.2 Caractéristiques altimétriques des secteurs concernés

- La cote de la surface des eaux de la Robine a été estimée en supposant que pour les plus forts débits y transitant, elle était, au niveau de la résidence des Jardins de la Fontaine, pleine « à ras bord », et n'inondait qu'exceptionnellement les infrastructures (Chemin et premières habitations ?) établies sur ses berges. Les témoignages recueillis font en effet état d'inondation du chemin de halage longeant la Robine mais d'aucune inondation notable des habitations les plus proches. Le niveau du terrain non inondable, sauf probablement lors d'évènements exceptionnels, au droit de la résidence est estimé à + 1,5 mNGF. Cette estimation est cohérente avec les indications du MNT qui laissent penser que les berges de la Robine sont plutôt légèrement inférieures à la cote +1,5 mNGF, et que le sol au niveau des habitations est à la cote +1,5 mNGF. Il est toutefois étonnant que les berges au niveau des Jardins de la Fontaine ne soient pas plus hautes altimétriquement, et qu'elles soient à la même cote que les berges au niveau du centre-ville de Vic. Cela signifie que les débits susceptibles de s'écouler dans la Robine sont inférieurs à ceux pris en compte dans l'approche qui a été présentée pour l'ensemble de la Robine dans le paragraphe consacré à la Zone des Maques, ou que des débordements ont lieu assez fréquemment entre les Jardins de la Robine et le centre-ville de Vic, voire au niveau des Jardins de la Robine...

- Lorsque la Robine atteint ce niveau, ses eaux remontent dans le réseau pluvial interne à la résidence des Jardins de la Robine, provoquant ainsi sa mise en charge. On estime alors dans ces conditions que les réseaux internes sont susceptibles de déborder au sein de la résidence (les quelques regards levés par le géomètre dans le cadre de la présente étude présentent des cotes comprises entre 1,30 m NGF et 1,52 m NGF).
- Le point de débouché au niveau du Chemin de la Source a été relevé à une cote de 1,68 m NGF. On note par ailleurs que le fil d'eau des conduites d'évacuation du bassin de rétention des Fontaines a été relevé à une cote de 1,15 m NGF. Cela confirme donc les témoignages attestant d'un possible remplissage du bassin de rétention « en sens inverse ».
- Le chemin de la Source, présente un net point bas légèrement en aval de l'entrée de la résidence des Jardins de la Robine (levé de géomètre à + 0,66 m NGF). Le MNT présente sur ce même secteur des côtes comprises entre + 1,00 m NGF et + 1,5 m NGF). Ce point étant confirmé par les témoignages des élus attestant de la présence d'une zone de stagnation des eaux à ce niveau.
- Au niveau du « point A » du schéma précédent, le levé de géomètre indique + 1,31 m NGF ; sur les terrains privés pressentis pour accueillir un nouveau fossé d'évacuation des eaux, le MNT indique des cotes de l'ordre de +1,00 à + 0,5 m NGF. En l'état actuel des connaissances, la création d'un fossé drainant les eaux depuis le chemin de la Source (point « A ») vers le fossé longeant la résidence des Jardins de la Fontaine (point « B ») puis la Robine est envisageable.

☞ Les études opérationnelles qui viseront à concrétiser les dispositions proposées dans le présent schéma directeur devront s'appuyer sur des informations quantifiées et beaucoup plus précise en ce qui concerne d'une part le niveau de plus hautes eaux de la Robine et dans les fossés, et d'autre part la topographie exacte du secteur.

Il apparaît au terme de cet état des lieux, très clairement que le niveau du terrain sur lequel sont édifiées les résidences des Jardins de la Robine et de la Fontaine est trop bas altimétriquement pour qu'en cas de hautes eaux de la Robine, une évacuation gravitaire des eaux pluviales simultanément générées puisse s'y effectuer.

Deux solutions peuvent alors être examinées :

- **Stockage provisoire** : Disposer d'un bassin dont le volume est suffisant pour stocker pendant la période de hautes eaux de la Robine, toutes les eaux pluviales qui seraient générées sur les résidences pendant cette même période.
- **Pompage** : Un pompage d'eaux pluviales est installé. Il est associé à un bassin d'orage de taille suffisamment importante pour que la capacité des pompes soit minimisée.

Ces deux solutions sont ci-après examinées.

7.4.2.3 Solution complémentaire

Le dimensionnement de ces solutions peut s'effectuer suivant une même méthode, puisque la première, « stockage provisoire », équivaut à un bassin d'orage dont le débit de fuite est nul pendant une longue période.

NB : Des aménagements complémentaires seront à effectuer pour protéger les résidences des ruissellements qui pourraient provenir des terrains alentours.

L'hypothèse « stockage provisoire » est basée sur la conjonction d'un niveau haut de la Robine y empêchant le rejet des eaux pluviales des résidences avec une pluviométrie décennale. Il ne semble pas pertinent, en l'absence de données sur les probabilités de telles conjonctions, d'envisager une pluie trentennale voire centennale, avec un niveau très haut de la Robine.

L'hypothèse « pompage » est basée sur le ratio recommandé par la DDTM 34, à savoir un volume spécifique de 1200 m³ par hectare imperméabilisé associé à un pompage de 62 l/s par hectare imperméabilisé.

Par sécurité, vu le niveau de la nappe qui pourrait être affleurant pendant les périodes de hautes eaux de la Robine, et une aptitude à l'infiltration des sols non imperméabilisés, mais fortement artificialisés à l'intérieur des résidences concernées, probablement très faible, il a été considéré que la surface totale des bassins-versants que forment les deux résidences contribuerait au ruissellement en cas de très forte précipitation (à savoir 4,9 ha).

7.4.2.3.1 SOLUTION « STOCKAGE PROVISOIRE »

Cette solution consiste donc à envisager la vidange du bassin de stockage de façon gravitaire, lorsque le niveau de la Robine est revenu à une cote suffisamment basse.

Le tableau ci-dessous présente les volumes auxquels on aboutit en fonction de la durée pendant laquelle la Robine reste à un niveau suffisamment haut pour que la vidange gravitaire soit impossible.

Hauteurs de précipitation décennales (T = 10 ans) et volumes d'eaux pluviales émises par le BV des Jardins de la Robine et des Fontaines							
<small>EC.eau d'après Etude Cemagref de fév. 1982, "synthèse nationale sur les crues de petits bassins-versants"</small>							
Durée de la précipitation :		1 jour	2 jours	3 jours	4 jours	6 jours	10 jours
Hauteurs cumulées de 6 hTU à 6 hTU	Montpellier	124 mm	146 mm	164 mm	180 mm	202 mm	227 mm
Hauteurs cumulées sur pas de temps variable	Montpellier	142 mm	156 mm	171 mm	186 mm	206 mm	230 mm
Volumes générés par le BV des Jardins de la Robine et des Fontaines	Simp. = 4,9 ha	6 944 m³	7 631 m³	8 385 m³	9 105 m³	10 109 m³	11 264 m³

On voit donc, en l'absence de données permettant d'apprécier quelle serait la durée d'une conjonction « niveau haut de la Robine / précipitation décennale », qu'il faudrait envisager un bassin dont le volume serait d'au moins 8 000 m³.

Si on visait un stockage intégral des eaux de ruissellement générées pour une période de retour centennale, il faudrait quasiment doubler par 2 les volumes qui figurent dans le tableau ci-dessus...

7.4.2.3.2 SOLUTION « POMPAGE »

Si on base cette solution sur un stockage équivalent à celui que la DDTM 34 recommande, à savoir 1200 m³ par hectare imperméabilisé, on aboutit à un volume calculé comme si la totalité des superficies des résidences était imperméabilisée (4,9 ha), à **5 880 m³**.

Le débit de pompage dont il faudrait disposer serait de 62 l/s x 4,9 = 300 l/s. Cependant envisager la conjonction « précipitation centennale / niveau de la Robine » relève d'une contrainte très forte dont la probabilité de retour est très difficile à estimer...

Si on base cette solution sur des précipitations de période de retour décennale, c'est-à-dire qu'on adopte les mêmes hypothèses que pour la solution « stockage provisoire », les volumes de bassin obtenus dépendent de la capacité du pompage créé, comme l'illustre le tableau ci-dessous.

Volumes requis pour un bassin d'écrêtement en fonction des débits de vidange Qf à l'aval du BV des résidences des jardins de la Robine et de la Fontaine			
	Qf = 100 l/s	Qf = 150 l/s	Qf = 300 l/s
T = 10 ans	3 100 m ³	2 700 m ³	2 150 m ³
T = 30 ans	4 700 m ³	4 100 m ³	3 250 m ³

Le choix du meilleur couple « débit de pompage / volume de bassin » dépend à la fois de la superficie de terrain mobilisable pour un tel projet et des coûts induits par la création d'une station de pompage et du bassin.

Un bassin offrant une contenance de l'ordre de 4 000 m³ semble cependant être l'ordre de grandeur à retenir.

7.4.2.4 Faisabilité des solutions examinées

La superficie requise pour le bassin de stockage dépend en premier lieu de la hauteur maximale possible de marnage qu'on peut y entrevoir.

7.4.2.4.1 SOLUTION « STOCKAGE PROVISOIRE »

Si on suppose que les fossés qui récupéreront les eaux provenant de la résidence de la Fontaine et de la résidence des Jardins de la Robine via un nouveau collecteur posé sous le chemin de la Source puissent parvenir à ce bassin avec un fil d'eau de l'ordre de +1,0 mNGF, et que le fil d'eau de la canalisation de vidange puisse être placé à la cote +0,5 mNGF, on obtient un marnage potentiel de 0,5 m.

En retenant par sécurité une valeur de 0,4 m, le volume de stockage estimé aux alentours de 8 000 m³ correspond alors à une superficie utile de 2 ha.

La figure ci-dessous qui ne représente que l'emprise utile du bassin examiné témoigne de l'ampleur du projet.

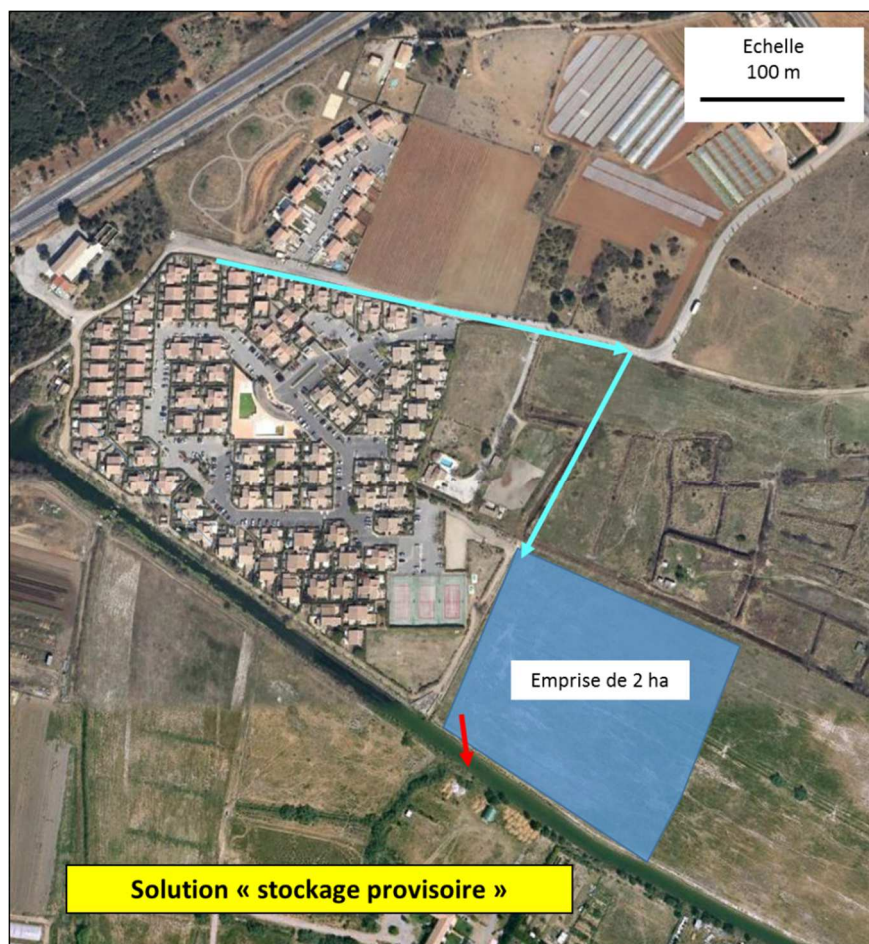


Figure 18 : Secteur de la Robine : Emprise utile d'un bassin de stockage provisoire

7.4.2.4.2 SOLUTION « POMPAGE »

Le marnage possible dans le cadre de cette solution est a priori plus important, puisque le niveau d'eau dans le bassin peut être abaissé à une cote altimétrique plus basse que celle des eaux de la Robine. Cependant, le niveau de la nappe peut aussi limiter ce marnage...

Si par sécurité, on retient un marnage possible de 0,5 m, un bassin dont le volume utile serait de l'ordre de 4 000 m³ requiert une superficie utile disponible de 0,8 ha.

La figure ci-dessous représente l'emprise qui devrait alors pouvoir être mobilisée pour un tel bassin.



Figure 19 : Secteur de la Robine : Emprise utile d'un bassin de de pompage

La solution « pompage », malgré les contraintes liées à l'entretien des équipements électromécaniques présente une faisabilité meilleure que celle d'un stockage provisoire des eaux de ruissellement pendant les périodes de hautes eaux de la Robine, aussi bien en termes de faisabilité altimétrique des écoulements qu'en termes de surface des terrains à acquérir.

En fonction des solutions retenues, une restructuration des réseaux permettant d'acheminer les eaux de ruissellement des deux résidences et du chemin de la Source sera nécessaire. Un état des lieux suffisamment fin en termes altimétriques, aussi bien en ce qui concerne les caractéristiques des réseaux et fossés existants que les parcelles envisagées sera nécessaire.

☞ *Ce bassin sera fait uniquement en déblai et aura uniquement un rôle temporaire. Il permettra d'assurer le stockage des eaux de façon temporaire, quelques jours. L'implantation de cette zone tampon devra faire l'objet d'un accord de la MISE 34.*

7.5 BASSINS-VERSANTS DES RESIDENCES LAVAL ET CABROLS, ET DU FUTUR LOTISSEMENT DES CRESSSES

7.5.1 Un contexte marqué par un gros problème d'exutoire

Le secteur traité dans le paragraphe qui suit se situe au sud de Vic La Gardiole. Il est aujourd'hui composé des résidences Cabrols et Laval, et Maisons du Soleil. Une extension urbaine constituée d'un nouveau lotissement est prévue venir s'implanter en périphérie, le « Lotissement des Cresses ».

La pente naturelle du terrain dirigera les eaux pluviales de cette extension comme actuellement celles des résidences Laval et Cabrols (exutoire « A »), vers la zone de marais d'Aigue Bonne.

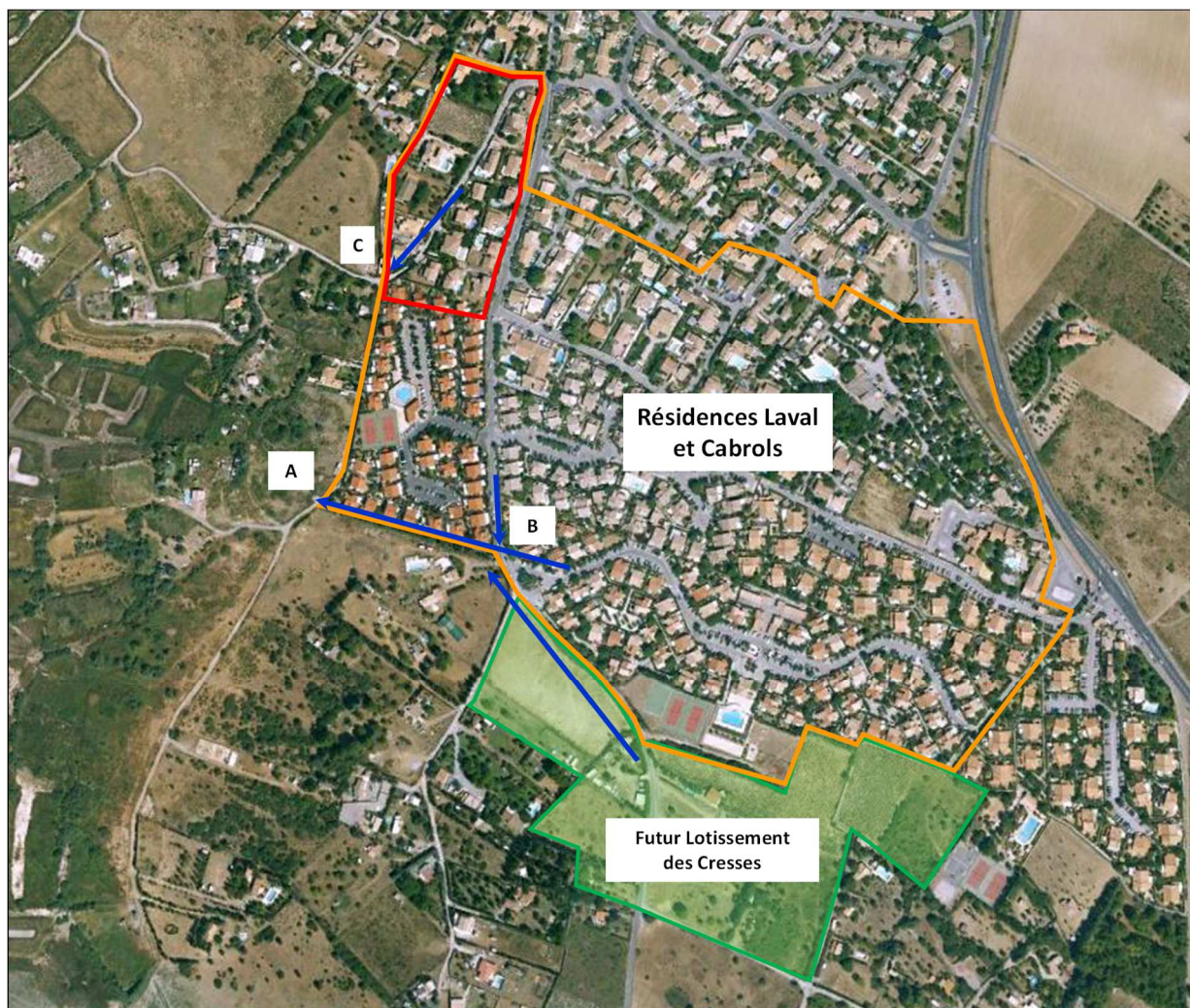


Figure 20 : Bassin versant des Cresses

Au nord-ouest, un réseau secondaire draine une petite superficie partiellement urbanisée de 2,4 hectares vers ce même marais (exutoire « C »).

Les simulations effectuées lors du diagnostic réalisé en phase 3 du présent schéma directeur ont montré que les réseaux existants des résidences Laval et Cabrols se mettaient en charge pour des précipitations de faible période de retour ($T = 1$ à 2 ans) à cause d'un profil en long calé à une cote inférieure à celle de l'exutoire de ce bassin-versant.

Ainsi au niveau du point « B » où confluent les deux réseaux principaux de ce bassin-versant, le fil d'eau des canalisations ($\varnothing 1000$) se situe à une cote inférieure à celle du chemin du Marais (point « A »).

Le fossé qui provient du point « B », d'une largeur un peu supérieure à 1 m, et canalisé par un mur de parpaing et une clôture (photo n°1 ci-dessous) aboutit au point « A » dans un tout petit fossé, et plat, faiblement encaissé, de très faible largeur, qui longe le chemin des Marais (photos n°2 et n°3 ci-dessous). Ce dernier est l'exutoire d'un bassin-versant de près de 20 hectares imperméabilisés à 65%.



Photo n°1 : Fossé canalisé entre les points « A » et « B »



Photo n°2 : Fossé longeant le chemin du Marais au point « A ».



Photo n°3 : Fossé longeant le chemin du Marais à l'aval du point « A ».

Les observations visuelles confortent bien évidemment la gravité des insuffisances mises en évidence par les simulations réalisées en phase 3 du présent schéma directeur.

Le problème à résoudre prioritairement sur ce secteur de Vic réside donc dans l'identification d'un exutoire dont la capacité serait proportionnée à l'étendue du bassin-versant qu'il dessert, et qui offrirait aussi une destination aux eaux pluviales qui vont être générées par le futur lotissement des Cresses.

Le schéma ci-dessous illustre le problème ainsi posé.



Figure 21 : Bassin versant des Cresses_ Fonctionnement hydraulique actuel

ENTECH Ingénieurs Conseils

Suite à la visite de terrain du 22 janvier 2016 lors de laquelle ENTECH / ECEau et les représentants de la Collectivité se sont rendus sur le terrain pour rechercher vers quel exutoire pouvaient être dirigées les eaux pluviales émises par les bassins-versants concernés (résidences Cabrols et Laval et futur « Lotissement des Cresses »), il est apparu que le schéma d'évacuation des eaux pluviales de ces secteurs pourrait s'organiser comme il l'est indiqué sur la figure après.

Cette roubine sera à réhabiliter, car elle est extrêmement encombrée par la végétation (essentiellement des roseaux). Cette réhabilitation devra s'effectuer sur un linéaire suffisamment long de façon à ce que les effluents y affluant puissent rejoindre un point bas dont la surface permettra d' « accueillir » la totalité (au moins pour des événements non exceptionnels) des eaux pluviales émises par le bassin-versant concerné.

Cette roubine devra être réaménagée de façon à ce que les eaux qui ne pourront pas être transférées jusqu'au point bas situé à son extrémité puissent déborder sur les parcelles marécageuses des alentours sans porter atteinte à des activités installées dans le marais (élevage ?). Le cheminement des eaux dans le marais devra faire l'objet d'investigations préalablement à la concrétisation de cette destination des eaux pluviales, sachant que le marais a naturellement une telle vocation, comme en témoignent les nombreuses roubines construites autrefois de la main de l'homme.

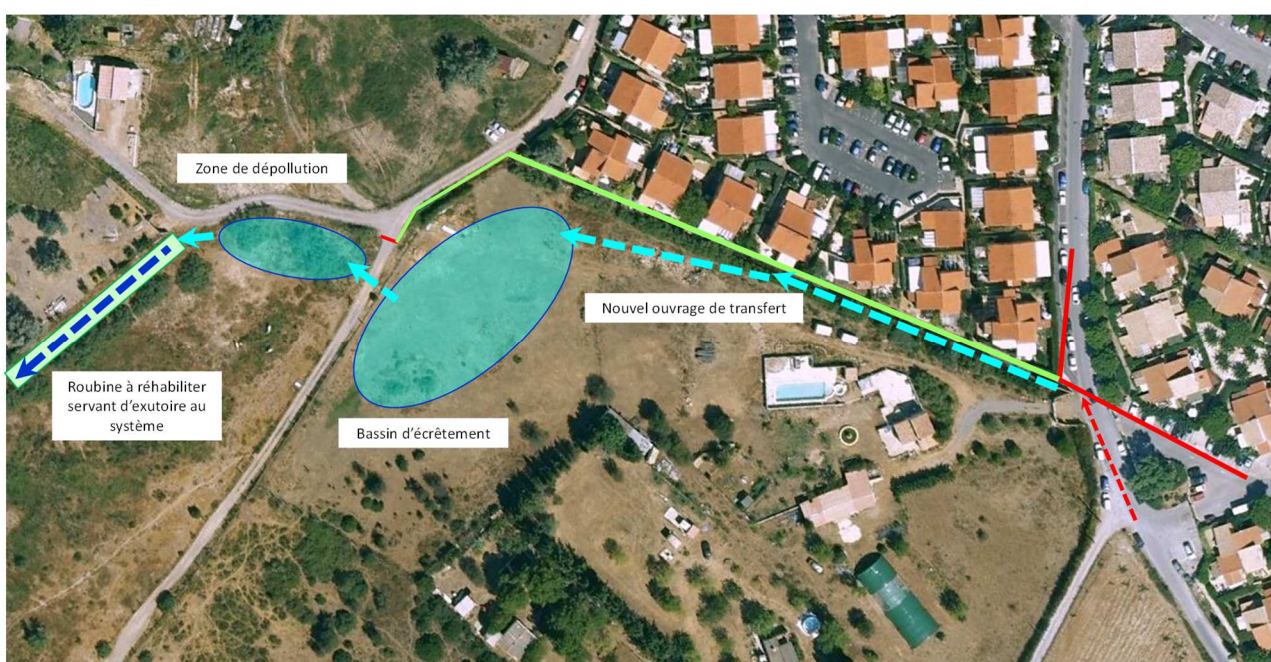


Figure 22: Bassin versant des Cresses_ Fonctionnement hydraulique envisagé en situation future

La disponibilité et l'appartenance des terrains concernés par cette réorganisation de l'évacuation des eaux pluviales de ce secteur la conditionnent évidemment. Si la parcelle sur laquelle serait implantée la zone de dépollution semble appartenir à la collectivité⁵⁵, il n'en est pas de même pour celle⁵⁶ qui longe côté sud la résidence et le fossé d'évacuation des eaux pluviales du secteur et dont la situation serait favorable à l'implantation d'un éventuel bassin d'écrêtement (surface utile envisageable : # 3 000 m² s'il demeure circonscrit dans le bas de la seule parcelle n°33).

⁵⁵ Parcelle cadastrée sous le n°1, # 460 m².

⁵⁶ Parcelle cadastrée sous le n°33.

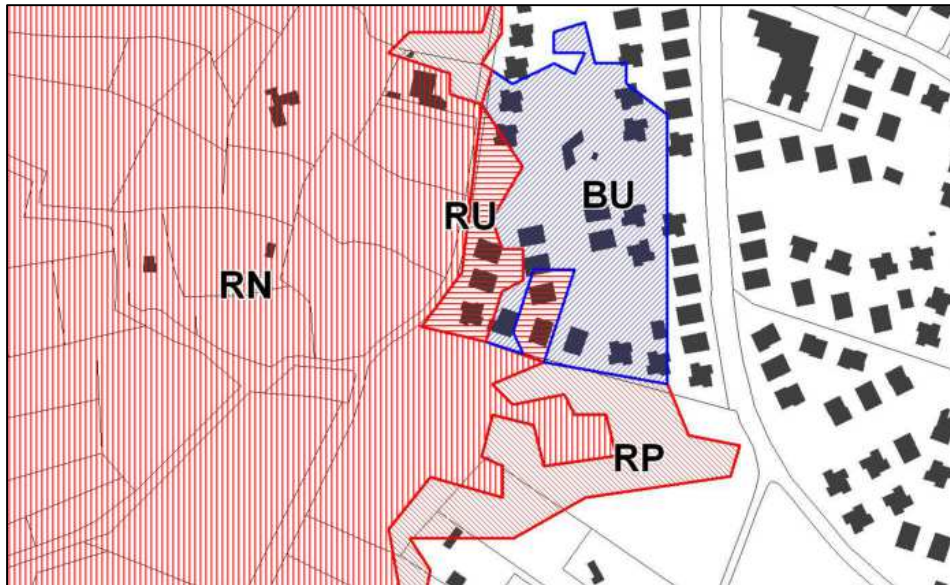


Figure 23 : Extrait du PPRI de Vic la Gardiole

Le positionnement en zone inondable « RN » de ce secteur le rendant dans tous les cas non urbanisable, son acquisition pourrait s'en trouver facilitée.

Les ouvrages envisagés pour la maîtrise des eaux pluviales tels que précédemment mentionnés devront bien sûr être conçus de façon à être cohérents avec ce positionnement en zone « RN ».

Si aucune acquisition de terrain par la collectivité ne s'avérait possible, il est bien difficile d'entrevoir comment la situation actuelle, caractérisée par une insuffisance qui est nette pour des précipitations de faible période de retour ($T = 1$ à 2 ans) pourrait être améliorée.

Trois scénarios sont ci-dessous examinés en termes de faisabilité technique :

- Scénario n°1 ou « scénario a minima » : Renforcement de la capacité d'évacuation

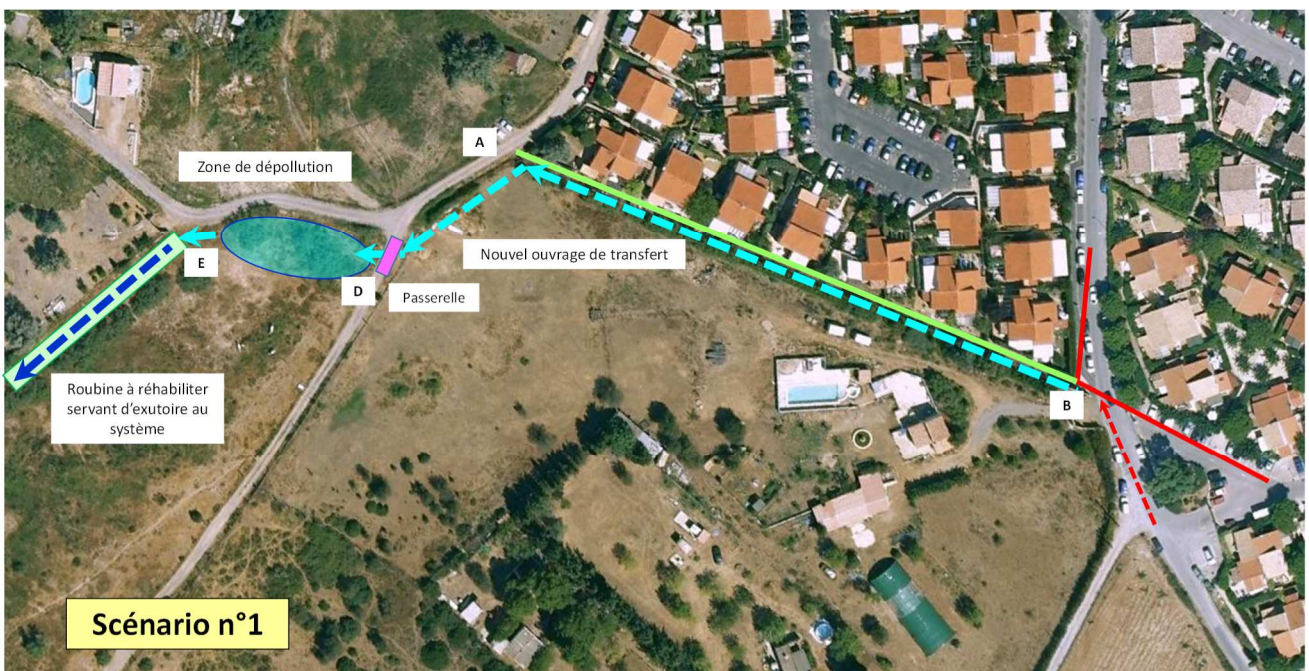


Figure 24 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 1 d'évacuation des eaux pluviales

ENTECH Ingénieurs Conseils

- Scénario n°2 : Celui-ci-dessous reproduit, avec création d'un bassin d'écrêtement.



Figure 25 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 2 d'évacuation des eaux pluviales

- Scénario n°3 : Celui-ci-dessous reproduit, avec implantation du bassin d'écrêtement sur les parcelles cadastrées n°1 et n°2 (surface cadastrée de # 6000 m²).



Figure 26 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 3 d'évacuation des eaux pluviales

7.5.2 Analyse de faisabilité de la solution proposée

7.5.2.1 Caractéristiques des bassins-versants situés au sud de Vic

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques globales des bassins-versants situés au sud de Vic, et précise les débits susceptibles d'être atteints à leur exutoire lors de précipitations décennales et trentennales.

Caractéristiques principales des bassins-versants situés au sud de Vic									
	Surface	Coef. Imperméabilisation	Surface imperméabilisée	Longueur	Pente	Débit de pointe T = 10 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 30 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 10 ans (INT77284)	Débit de pointe T = 30 ans (INT77284)
	(ha)		(ha imp.)	(m)	(mm/m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
Résidences Cabrols et Laval	19,5	65%	12,7	650	3,3	3,5	4,5	3,0	3,8
Résid. Nouvelles Sud Cabrols / Laval ("Lotissement des Cresses")	5	65%	3,3	420	9,5	1,15	1,5	1,1	1,4
Bassin-versant résultant	24,5	65%	16	650	4,8	4,7	5,9	4,0	5,0

Les simulations réalisées suite à la modélisation effectuée en phase 3 avaient abouti à un débit décennal à évacuer en situation future de 4,2 m³/s, ce qui est tout à fait cohérent avec les valeurs du tableau ci-dessus.

Les temps de concentration sont de l'ordre de ¼ d'heure.

7.5.2.2 Débits à transférer

L'estimation des débits à évacuer doit prendre en compte le caractère d'« existant » ou de « projet » qui s'attache aux deux entités suivantes :

- L'actuel bassin-versant des résidences Laval et Cabrols émet un débit de pointe de l'ordre de 3 m³/s pour une pluie décennale, et de l'ordre de 4 m³/s pour une pluie trentennale. Ces débits sont ceux à prendre en compte pour le dimensionnement de la nouvelle infrastructure absolument nécessaire et à concevoir entre les points « B » et « A ». Si un bassin d'écrêtement peut être implanté à l'aval du point « A », les débits à transférer plus en aval seront réduits.
- Le bassin-versant du futur Lotissement des Cresses doit impérativement voir ses débits d'eaux pluviales être laminés, conformément aux règles proposées en introduction au présent schéma directeur, règles cohérentes avec la législation en vigueur, le nouveau SDAGE et les recommandations de la DDTM 34. Ces débits peuvent être laminés « à la parcelle », ou bien dans un espace réservé intégré au futur lotissement. On ne considérera donc comme débits émis par cette nouvelle urbanisation, que le débit de fuite des ouvrages de régulation, établi sur la base de volumes de stockage égaux à 1200 m³ par hectare imperméabilisé, et obtenus grâce à un laminage basé sur un débit de fuite de 62 l/s par hectare imperméabilisé.

Le débit issu de ce bassin-versant sera donc de l'ordre de : 3,3 ha imperméabilisés x 62 l/s = 205 l/s.

Le dimensionnement de la nouvelle infrastructure à concevoir entre les points « B » et « A » sera donc basé sur un débit de 3,2 m³/s pour une pluie décennale, et de l'ordre de 4,2 m³/s pour une pluie trentennale⁵⁷.

7.5.2.3 Caractéristiques altimétriques des secteurs concernés

Les caractéristiques altimétriques du réseau aux points « A » et « B » sont les suivantes :

- Exutoire des réseaux des résidences Laval et Cabrols, réseau ø1000 (point « A ») : Dessus de la grille⁵⁸ à + 1,36 mNGF. En en décomptant l'épaisseur du tuyau béton et son diamètre inférieur, on obtient un fil d'eau à # +0,25 mNGF.

⁵⁷ Valeurs très légèrement par excès, puisqu'une petite antenne voit ses eaux arriver directement sur le chemin du Marais, sans passer préalablement par le point « B ». La reprise de cette antenne est à prévoir le long du chemin du Marais sur une longueur de presque 50 m.

⁵⁸ Située quelques décimètres en contre-bas de la voirie.

- Arrivée du fossé qui provient du point « B » au chemin du Marais (point « A ») : Le chemin est estimé se trouver⁵⁹ à une cote légèrement supérieure à +0,5 mNGF. Le fond du fossé le long du chemin est donc aux alentours de +0,35 / +0,4 mNGF

Ces indications avaient déjà été mises en évidence dans le rapport de phase 3, qui mentionnait notamment que le fil d'eau du ø1000 à l'exutoire des réseaux des résidences Laval et Cabrols se trouvait à une cote inférieure à celle du fossé dans lequel il débouche (le long de la résidence) et du fossé qui longe le chemin du marais. Il s'agit d'une lourde anomalie conceptuelle de ce réseau...

Le niveau du chemin témoigne probablement des niveaux de plus hautes eaux atteints (hors circonstances exceptionnelles⁶⁰). Il sera ci-après considéré que le niveau de plus hautes eaux dans les fossés et roubines du marais est de +0,4 mNGF.

☞ Les études opérationnelles qui viseront à concrétiser les dispositions proposées dans le présent schéma directeur devront s'appuyer de données en ce qui concerne ce niveau de plus hautes eaux dans les fossés et roubines du marais, validées et si possible rapportées à la fréquence avec laquelle ils sont ainsi observés.

7.5.2.4 Dimensionnement des ouvrages de transfert entre l'exutoire des réseaux et la roubine la plus proche

Un dimensionnement des ouvrages de transfert envisagés s'effectue usuellement sur la base de précipitations dont la période de retour est au moins décennale, la période de retour trentennale étant de plus en plus souvent retenue⁶¹. Le choix de cette période de retour doit prendre en compte l'importance des dangers encourus en cas de débordement des réseaux (liés à la nature de l'occupation du sol et des activités y résidant, pente du sol, etc...).

7.5.2.4.1 TRONÇON B – A

Le dimensionnement de ce tronçon (longueur : 145 m) concerne à la fois le scénario n°1, le scénario n°2, et le scénario n°3 puisque ce tronçon permettrait l'alimentation du bassin d'écêtement prévu dans le scénario n°2 et n°3.

L'ouvrage à créer sur ce tronçon sera encaissé dans un terrain dont le niveau du sol avoisine +1,5 mNGF jusqu'à 5 m du point « A ».

Deux types d'ouvrages sont envisageables : Un ouvrage cadre en béton armé, ou bien un ouvrage superficiel, fossé ou canal⁶².

- Ouvrage cadre en béton armé :
 - √ Chacun des deux ø 1000 arrivant au point « B » sera prolongé par un cadre L = 1,5 m x h = 1 m, pente = 1,8 mm/m.
 - √ Fil d'eau au point « B » : +0,25 mNGF, fil d'eau au point « A » : #+0,0 mNGF.
 - √ Un cadre unique peut aussi être envisagé avec le même profil en long (L > 2,6 m x h = 1 m). Capacité d'écoulement satisfaite : 4,2 m³/s (4 m³/s de débit de pointe trentennal pour le BV existant + 0,2 m³/s provenant du nouveau lotissement des Cresses, en aval de l'écêtement qui y aura été réalisé).

⁵⁹ D'après le MNT. Notre propre levé a même consigné une cote de +0,36 mNGF...

⁶⁰ Les 3 et 4 décembre 2003, les eaux du marais ont été mesurées en deux points sur le chemin du Marais, à une cote légèrement supérieure à + 0,90 mNGF (cf. p82, « étude du fonctionnement hydraulique du complexe « étangs palavasiens / étang d'Ingril / étang de l'Or » en situations de crue et de tempête marine », EGIS EAU, mai 2012)

⁶¹ Rappel : Le choix du niveau de protection est de la responsabilité du maître d'ouvrage. La législation n'impose rien à ce sujet. Un maître d'ouvrage est libre d'adopter le référentiel proposé par la norme NF EN 752-4, ou pas, cette norme n'étant pas « d'application obligatoire ».

⁶² « Fossé » si il n'y demeure pas d'eau en dehors des épisodes pluviométrique, « canal » si son fond se situe en deçà du niveau de la nappe.

- Fossé :

- √ Si on veut préserver des vitesses d'écoulement suffisamment faibles à la fois pour éviter une dégradation des berges en situations de fort débit et minimiser les risques en cas de chute d'une personne dedans, il est souhaitable de ne pas dépasser une vitesse d'écoulement de 0,5 m/s.
- √ Sa section trapézoïdale se caractérisera, pour une profondeur d'eau maximale de 0,8 m et un fruit des berges de 1/1, par une largeur au fond de 10 m, et une largeur en surface de # 12 m. Une telle largeur avec une telle profondeur qui demeure faible, peut être obtenue par le décaissement d'une bande de terrain sur une quinzaine de mètres, et une berge en pente douce du côté de la parcelle cadastrée n°33.
- √ Une pente très faible devra être donnée à ce fossé ou ce décaissé (# 0,5 mm /m). Le fond et les parois de ce fossé devront être renforcées au niveau de l'arrivée des 2 Ø 1000, vu la vitesse que l'eau pourra y atteindre, si on veut éviter des phénomènes d'affouillement et d'érosion des berges (gabion sur les bords, radier en béton armé voire gabion au fond).
- √ Cote f.e. à l'aval immédiat du point « B » : +0,2 mNGF, cote f.e. au point « A » : # +0,1 mNGF.

7.5.2.4.2 TRONÇON JOIGNANT A A LA ROUBINE (SCENARIO N°1)

Ce tronçon se décompose en deux parties :

- La première suit le chemin du marais sur son côté sud dans la parcelle cadastrée n°33, dans une bande à acquérir par la collectivité sur une longueur permettant d'y implanter un fossé / canal sur un linéaire de # 35 m,
- Puis d'une seconde comprenant un passage sous le chemin et la traversée de la parcelle cadastrée n°1, d'un linéaire de #55 m, et le débouché dans la roubine assignée comme exutoire au bassin-versant étudié.

Ce tronçon doit être considéré comme un prolongement de la roubine vers laquelle on dirige les eaux pluviales, jusqu'au point « A » où débouche le tronçon précédemment décrit.

La section envisagée est basée sur un niveau de remplissage maximal ne dépassant pas +0,6 mNGF, de façon à ce que les berges du fossé (ou canal) ne constituent pas un relief⁶³ et qu'elles soient ainsi au niveau du terrain naturel actuel.

Sa section trapézoïdale se caractérisait pour une profondeur d'eau maximale de 0,6 m et un fruit des berges de 1/1, par une largeur au fond de 13,5 m, et une largeur en surface de # 15 m.

Le passage sous le chemin du Marais sera assuré par 4 cadres L = 1,5 m x h = 0,6 m. Cote f.e. au niveau du point « A » : # +0,0 mNGF, cote f.e. à l'amont des 4 cadres (35 m plus loin) : -0,05 mNGF, cote f.e. à l'aval des 4 cadres : -0,15 mNGF, arrivée dans la roubine, 55 m plus loin : # -0,2 mNGF.

Entre les cadres passant sous le chemin du Marais et la roubine, la parcelle cadastrée n°1 pourrait être décaissée et transformée en un petit étang, destiné à piéger la pollution particulaire véhiculée par les eaux de ruissellement.

Cependant, sur la base d'un bassin offrant une surface utile de #400 m², une dépollution efficace⁶⁴ ne pourra concerner qu'un débit de l'ordre d'une centaine de l/s. C'est faible par rapport aux débits susceptibles d'être émis pour des périodes de retour T de 1 à 2 mois, dont valeur de pointe est respectivement de # 360 l/s et 600 l/s. Un bassin d'une emprise supérieure serait nécessaire (1300 à 2200 m² utiles).

⁶³ Situation en zone rouge RN au PPRi.

⁶⁴ Pour piéger les particules dont la vitesse de chute est supérieure à 1 m/h.

7.5.2.4.3 BASSIN D'ECRETEMENT SUR LA PARCELLE N°33 (SCENARIO N°2)

La place disponible précédemment envisagée pour un tel ouvrage sur la parcelle cadastrée n°33 a été évaluée comme pouvant offrir une superficie utile de l'ordre de 3000 m². La surface de cette parcelle implantée en zone inondable RN au PPRi apparaît se situer, sur le MNT, à une cote altimétrique légèrement supérieure à + 0,5 mNGF : 0,6 à 0,7 mNGF.

Comme précédemment pour le fossé joignant le point « A » aux ouvrages cadres passant sous le chemin du Marais, on peut caler⁶⁵ le niveau maximal de remplissage du bassin à la cote +0,6 mNGF.

Si on admet que le niveau des eaux dans la roubine servant d'exutoire aux eaux pluviales ne dépassera pas une cote altimétrique de l'ordre de 0,2 à 0,3 mNGF, le marnage disponible dans le bassin se trouve réduit à 40, voire 30 cm. Le volume de stockage du bassin, c'est-à-dire son volume de marnage, ne dépassera pas⁶⁶ **900 à 1600 m³**.

Sur la base d'une hypothèse relativement optimiste d'un volume possible de 1500 m³, un tel ouvrage permettrait⁶⁷ de laminar les débits de pointe émis Q_p aux valeurs de débit de fuite Q_f suivantes :

- Période de retour T = 10 ans : Q_p = 3,2 m³/s, Q_f = 1,8 m³/s,
- Période de retour T = 30 ans : Q_p = 4,1 m³/s, Q_f = 2,5 m³/s,
- Période de retour T = 100 ans : Q_p = 5 m³/s, Q_f = 3,2 m³/s.

L'intérêt d'un tel ouvrage devient bien limité d'un point de vue quantitatif, puisque seules les précipitations brèves⁶⁸ et intenses bénéficieraient d'un écrêtement de leurs débits émis.

Le dimensionnement du transfert entre ce bassin et la roubine, qui passe sous le chemin du Marais et dans la parcelle n°1, demeure basé sur des débits importants (2,5 m³/s pour une précipitation trentennale).

L'intérêt majeur d'un tel bassin ne résiderait alors que dans **l'amélioration qualitative** qu'il pourrait apporter aux eaux pluviales envoyées dans le marais de Bonne Aigue, puisque sa surface permettrait une bonne décantation des débits les plus couramment émis (T < 3 mois⁶⁹).

Outre donc les faibles performances qu'on peut attendre de ce scénario d'un point de vue quantitatif, le bassin est implanté sur une parcelle dont l'acquisition d'une partie pourrait s'avérer difficile pour la commune.

7.5.2.4.4 BASSIN D'ECRETEMENT SUR LES PARCELLES N°1 ET 2 (SCENARIO N°3)

Ce scénario nécessite d'acheminer les débits émis par les bassins-versants concernés jusqu'aux parcelles cadastrées n°1 et 2.

Les effluents seraient amenés jusqu'à la parcelle n°1 (point D) grâce à deux ouvrages cadres en béton armé L = 1,5 m x h = 1 m récupérant au point « B » chacun l'un des deux ø 1000 (pente = 1,8 mm/m, la capacité d'écoulement à satisfaire demeurant de 4,2 m³/s).

La longueur de l'ouvrage serait alors de :

- 135 m (distance BA),
- + # 50 m (distance AD, incluant le passage sous le chemin du marais).

⁶⁵ De façon à ne pas créer en zone rouge du PPRi, un ouvrage émergeant en remblai.

⁶⁶ 3000 m² x 0,3 m = 900 m³. 4000 m² x 0,4 m = 1600 m³.

⁶⁷ En considérant que la régulation est de type « orifice » et non « limiteur de débit » (cf. notes de bas de page précédentes). V (« orifice ») = 1,2 x V (« limiteur »). Estimation réalisée à partir d'une méthode des pluies adaptée aux précipitations de faible durée.

⁶⁸ Durée inférieure à 30 mn.

⁶⁹ Une bonne décantation pour un débit Q_p = 720 l/s, qui correspond pour ce bassin-versant au débit de pointe émis lors d'évènements pluviométriques présentant une période de retour T = 3 mois, nécessite un bassin d'une surface de # 2600 à 4300 m² (interception des particules dont la vitesse de chute est respectivement supérieure à 1 m/h et 0,6 m/h).

Le débouché dans la parcelle n°1 se ferait alors de façon toujours partiellement à une cote f.e. de # - 0,10 mNGF. Un passage du chemin du Marais par-dessus les cadres amènerait le niveau de ce chemin à une cote voisine de +1,1 mNGF, soit une surélévation de 50 à 60 cm de ce chemin.

Comme précédemment, un cadre unique peut aussi être envisagé avec le même profil en long ($L > 2,6$ m x $h = 1$ m).

Les parcelles n°1 et n°2 dot la surface cadastrée est de # 6000 m², offrent une surface utile de stockage de « 4500 m². Sur la base d'un marnage compris entre 0,3 et 0,4 m, on pourrait donc y créer un volume de stockage de 1350 à 1800 m³.

Sur la base d'une hypothèse relativement optimiste d'un volume possible de 1800 m³, un tel ouvrage permettrait⁷⁰ de laminier les débits de pointe émis Q_p aux valeurs de débit de fuite Q_f suivantes :

- Période de retour $T = 10$ ans : $Q_p = 3,2$ m³/s, $Q_f = 1,6$ m³/s,
- Période de retour $T = 30$ ans : $Q_p = 4,1$ m³/s, $Q_f = 2,2$ m³/s,
- Période de retour $T = 100$ ans : $Q_p = 5$ m³/s, $Q_f = 2,9$ m³/s.

On voit donc que l'intérêt d'établir le bassin dans les parcelles n°1 et n°2 réside dans la plus grande faculté qu'aura la commune d'acquérir la parcelle n°2, car la capacité d'écrêtement du bassin qu'on peut y implanter demeure faible.

Par contre, en termes de **dépollution**, ce bassin qui pourrait être conçu comme une assez grande **zone humide** offrirait certainement des performances significatives pour des pluies un peu plus intenses que dans le cas du scénario n°2.

La faisabilité de ce scénario reste cependant soumise à la possibilité d'implanter un ouvrage cadre en bordure de la parcelle n°33.

7.5.2.4.5 AUTRES OUVRAGES SECONDAIRES

Une petite antenne desservant une partie de la résidence Maisons du Soleil⁷¹ rejette directement ses eaux dans le chemin du Marais, à une cinquantaine de m en amont (au nord) du point « A ».

Elle draine une superficie un peu inférieure à 2 ha.

Sur la base d'une imperméabilisation de 65%, les débits de pointe émis sont de l'ordre de :

- 0,43 m³/s pour $T = 10$ ans,
- 0,35 m³/s pour $T = 5$ ans,
- 0,2 m³/s pour $T = 1$ an.

Vu la pente quasiment nulle du chemin du Marais et son niveau altimétrique très bas, il est bien difficile d'identifier une solution hydraulique permettant dans les règles de l'art, d'évacuer les eaux de ce petit-versant vers le point « A », dans le fossé prévu en ce point dans les paragraphes précédents.

Si le chemin venait à être goudronné, un petit ouvrage cadre en béton armé de 1 m de largeur permettrait, avec une pente⁷² qui ne satisferait ni la condition d'autocurage, ni une régularité du profil en long effectivement posé, d'évacuer :

- Un débit $T = 5$ ans si sa hauteur est de 0,4 m,
- Un débit $T = 1$ an si sa hauteur est de 0,3 m.

⁷⁰ En considérant que la régulation est de type « orifice » et non « limiteur de débit » (cf. notes de bas de page précédentes). $V(\text{« orifice »}) = 1,2 \times V(\text{« limiteur »})$. Estimation réalisée à partir d'une méthode des pluies adaptée aux précipitations de faible durée.

⁷¹ Antenne longeant une piscine puis des terrains de tennis.

⁷² 1 mm/m. La faisabilité de la pose d'ouvrages à des pentes de moins de 3 mm/m demeure toujours très incertaine, et les ouvrages présentant de telles pentes sont grandement exposés à des dépôts récurrents.

Une autre antenne qui descend la rue du Jeu de Boules en drainant un bassin-versant de # 2,3 ha rejoint le chemin du Marais encore un peu plus au nord, c'est-à-dire à # 300 m du point « A ». La cote du chemin du Marais à son intersection⁷³ avec cette rue est de l'ordre de + 1,0 mNGF. Il n'y a pas d'exutoire suffisamment proche pour les eaux pluviales parvenant à cette intersection, autre que celui qui pourrait être atteint en suivant le chemin du Marais via le point « A ». Comme précédemment, il n'y a pas de solution hydraulique satisfaisante vu le contexte altimétrique du secteur.

7.5.3 Bilan

Les trois schémas ci-après présentent les 3 scénarios, bâtis sur la base des explications qui ont précédé, puis ajustés en termes d'implantation.

En effet, l'hypothèse d'un fossé (ou canal) débutant au point « B » (exutoire des 2 Ø1000 issus des résidences Cabrols et Laval) s'avère difficile à réaliser vu la largeur requise par ce fossé (L = 12 m), largeur qui conduirait à devoir acquérir une importante bande de la parcelle cadastrée n°33 et à venir trop près des bâtiments qui y sont implantés.

Il est donc proposé la pose d'un ouvrage cadre débouchant dans un fossé de faible profondeur et de grande largeur, que l'on pourrait plutôt qualifier de « dépression ».

Le deuxième et le troisième schémas localisent le bassin de dépollution précédemment évoqué.

☞ Il convient de bien préciser que la largeur actuelle de la bande de terrain située entre le lotissement et la parcelle n°33 est nettement insuffisante pour y implanter un ouvrage d'évacuation des eaux pluviales de capacité suffisante, et que les conditions de réalisation des travaux de pose d'un tel ouvrages requièrent une largeur disponible nettement plus importante (3 à 4 m supplémentaires ?). Il ne semble donc pas y avoir de solution pour remédier aux graves insuffisances qui affectent l'évacuation des eaux pluviales de ce secteur, qui puisse s'affranchir d'un empiètement sur la parcelle n°33.

⁷³ Situé en limite de zone inondable rouge.

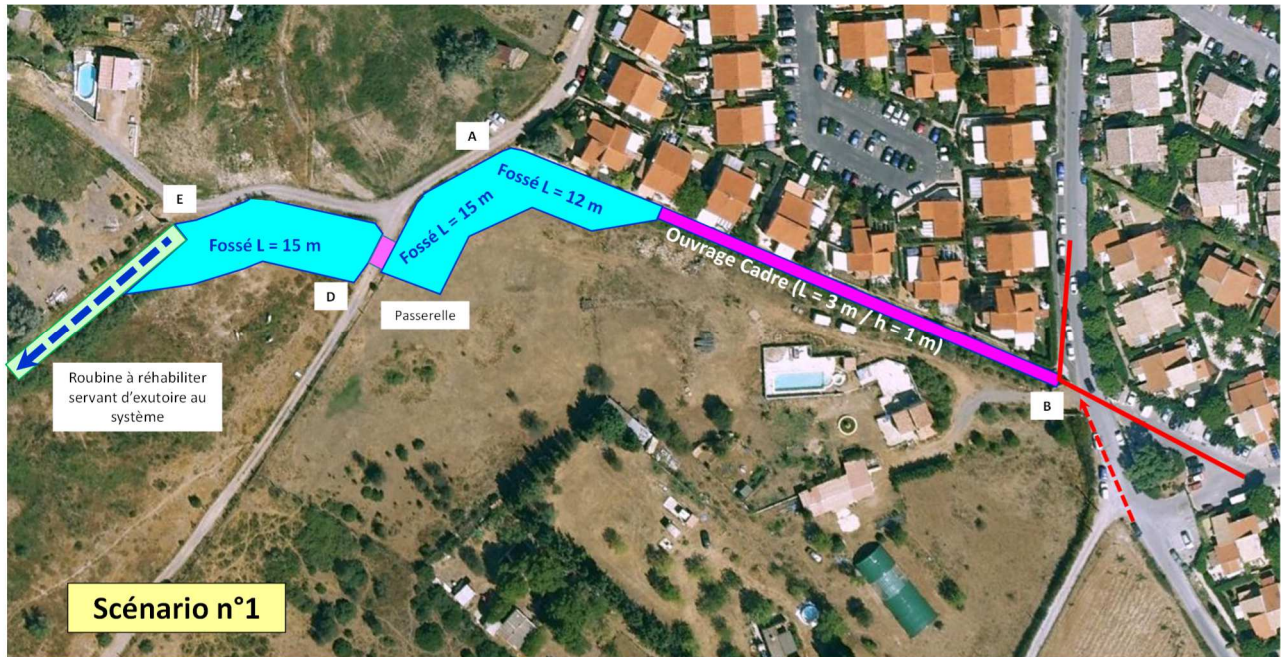


Figure 27 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 1 d'évacuation des eaux pluviales : Aménagements envisagés

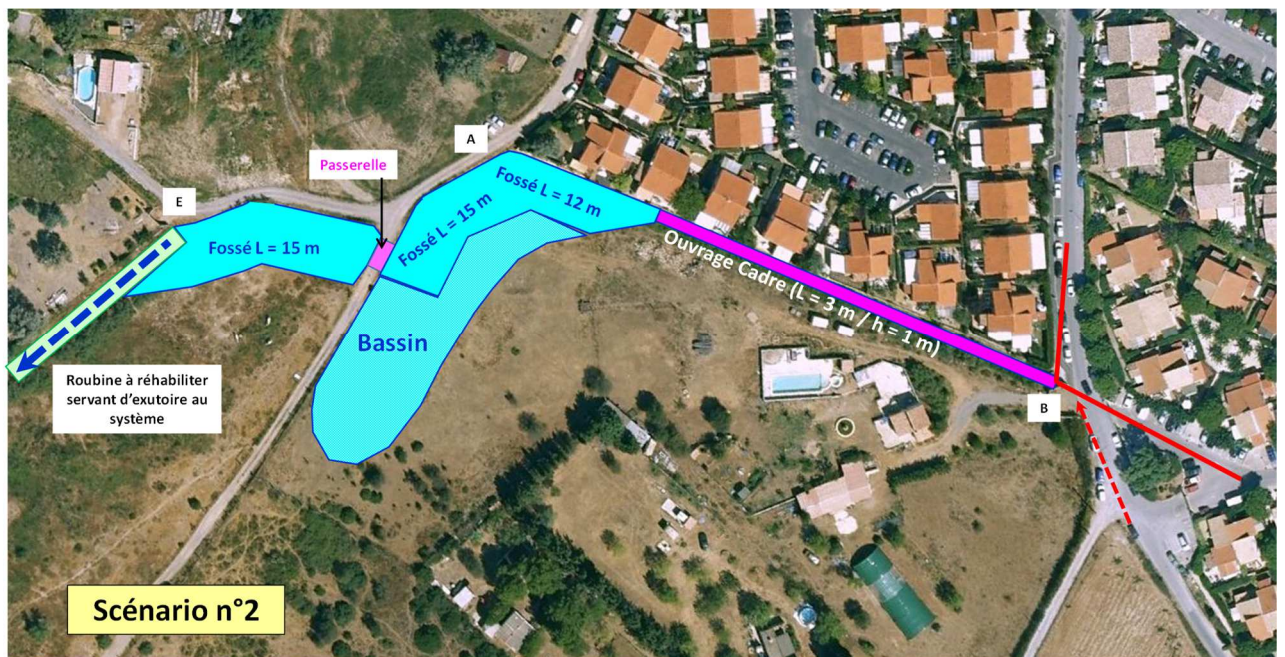


Figure 28 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 2 d'évacuation des eaux pluviales : aménagements envisagés

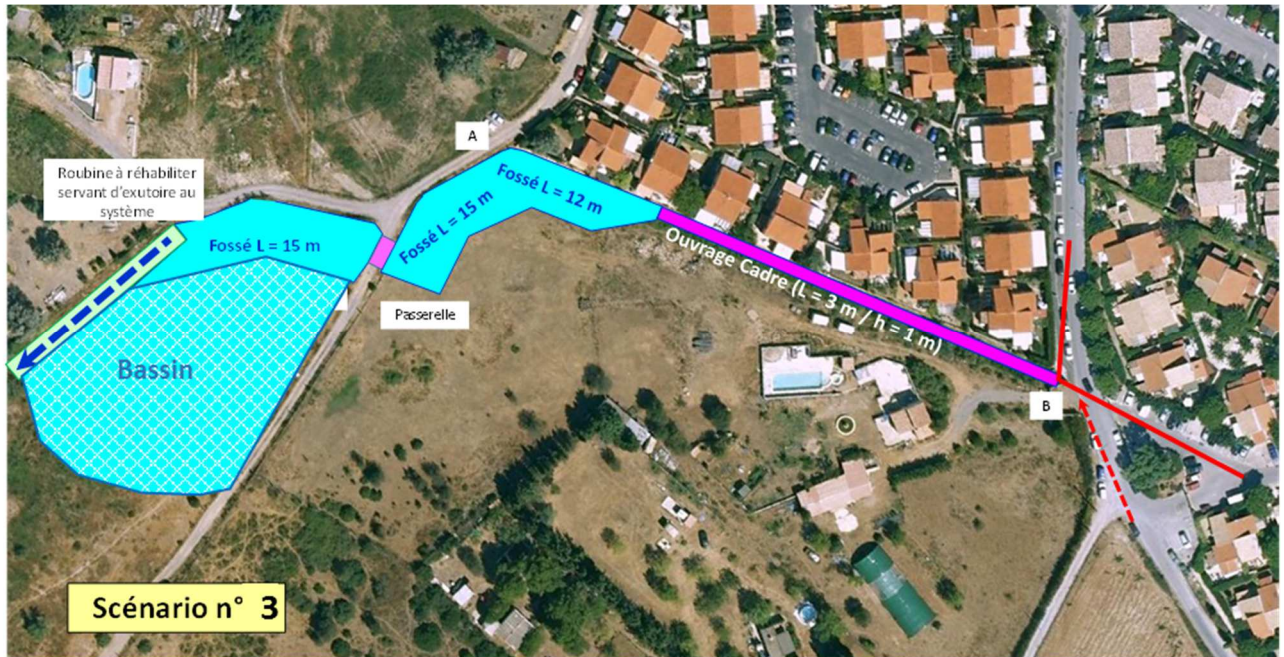


Figure 29 : Bassin versant des Cresses_ Scénario 3 d'évacuation des eaux pluviales : aménagements envisagés

7.6 ENTREE DE VIC LA GARDIOLE – ROUTE DE VILLENEUVE

7.6.1 Contexte actuel

Cet axe récupère une partie du centre ancien du village, fortement imperméabilisé. Au niveau de l'intersection entre la rue des Eléphants d'Annibal, le Boulevard des Aresquiers et la route de Villeneuve, le réseau apparaît comme étant souvent **encombré** avec une tendance à se mettre rapidement **en charge puis à saturation**.

Lors du repérage terrain, il a en effet pu être observé que l'exutoire de ce bassin versant constitué d'un ouvrage cadre débouchant dans un fossé enherbé et muré sur les bords semblait **sous dimensionné**.

Lors de notre passage juste après les intenses pluies des 22 et 23 août 2015, nous avons pu noter que le fossé avait **débordé sur la voirie**, au niveau du débouché de l'ouvrage cadre.

Par ailleurs, la buse en Ø300 permettant l'accès aux habitations située plus en aval apparaissait bien sous dimensionnée, puisque les écoulements sont passés par-dessus.



Figure 30 : Débouché du cadre (ouvrage O45)



Figure 31 : Fossé de capacité insuffisante



Figure 32 : Buse en Ø300 insuffisante (ouvrage 46)

Par ailleurs, les résultats de la modélisation réalisée en Phase 3, montrent l'apparition de débordements dès la période de retour 1 an, notamment au niveau du Boulevard des Aresquiers.

7.6.2 Amélioration des écoulements

L'amélioration des écoulements sur ce secteur passe par un redimensionnement des conduites d'évacuation des eaux pluviales existantes :

- **Boulevard des Aresquiers** : Remplacement des conduites Ø200 + Ø300 existantes par une conduite en Ø600, sur environ 60 ml ;
- **Intersection** entre la rue des Eléphants d'Annibal, le Boulevard des Aresquiers et la route de Villeneuve : Conservation du cadre existant en 0,9x0,9 m
- **Route de Villeneuve** : Conservation des ouvrages cadres existants 0,75x0,75 m puis 0,9x0,6 m
- **Le long de la route de Villeneuve** : Remplacement de la buse existante sous le chemin d'accès (Ø300), par une buse en Ø800 (avec une pente de l'ordre de 1%).

Le principe de réaménagement est présenté sur le schéma de principe ci-dessous :

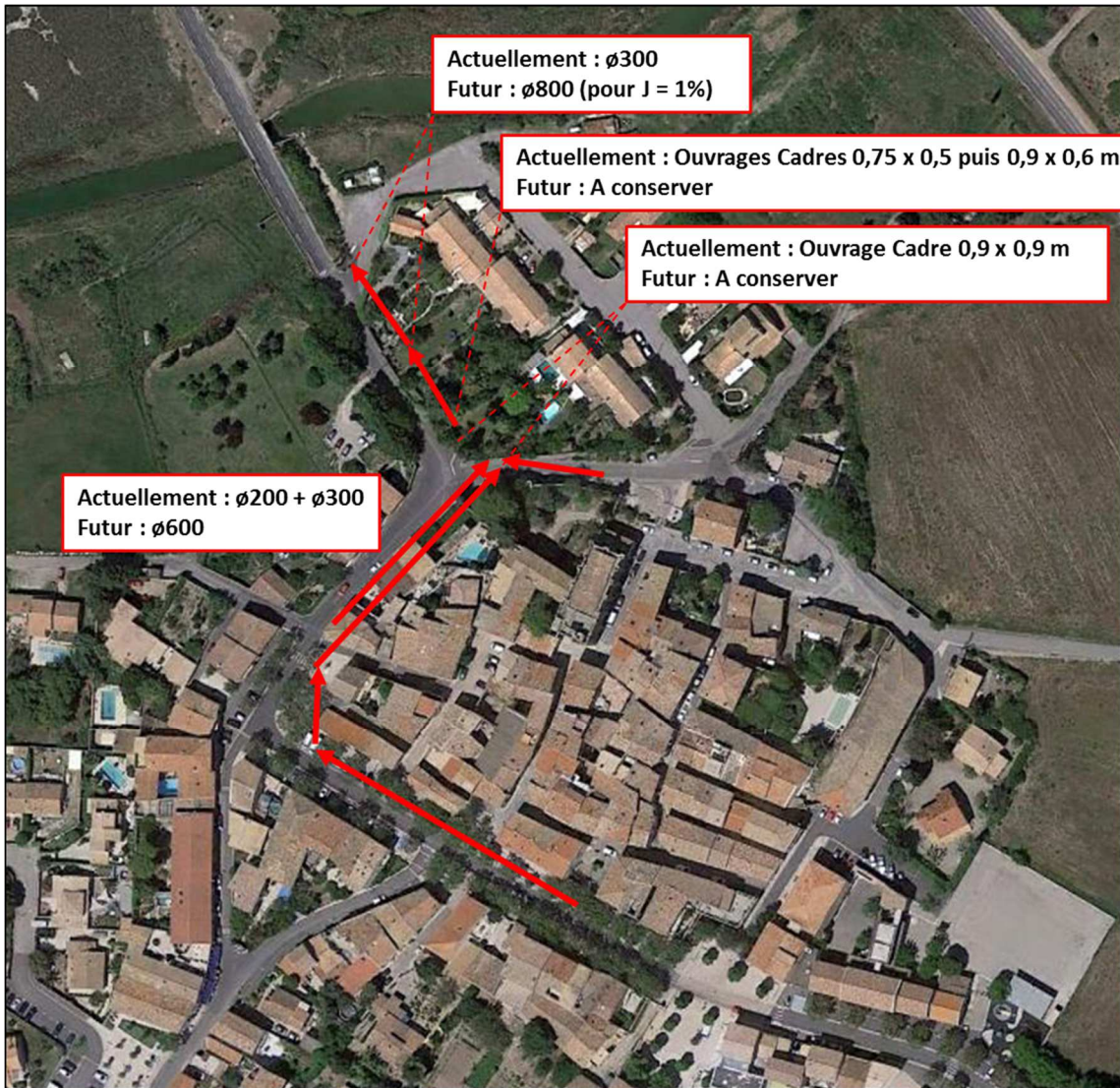


Figure 33 : Réaménagements de l'entrée de Vic - Route de Villeneuve

8 AMENAGEMENTS A PREVOIR EN SITUATION FUTURE – MIREVAL

8.1 PLAN DU PRESENT DOCUMENT

Le schéma porte sur l'amélioration des écoulements qui affectent le bassin-versant de la **Courren** et celui de la **Canabière**. La problématique des secteurs urbanisés rattachés au bassin-versant de **Font Sorbière** est aussi analysée.

8.2 BASSINS-VERSANTS DE LA COURREN

Comme il l'a été rappelé en introduction du rapport de phases 4/5, certains des systèmes de collecte des eaux pluviales des zones urbanisées ne disposent pas d'un exutoire facilement identifiable sur le terrain et dont la dimension traduit une certaine capacité à transférer les eaux pluviales vers l'étang de Vic. **Il en est ainsi de la Courren**, qui à l'aval de la RD116, se réduit d'abord à un fossé superficiel de faible capacité, puis qui s'étale en surface dans les marais sans jamais atteindre l'Etang lui-même.

Comme pour d'autres bassins-versants dont la situation est comparable, la présentation de solutions fiables et pérennes pour l'évacuation des eaux pluviales de ce bassin-versant **passé d'abord par l'identification d'un exutoire susceptible de recevoir des volumes ruisselés** dont l'ordre de grandeur avoisine, pour des précipitations journalières décennales⁷⁴ 25 000 m³ et pour des précipitations journalières trentennales⁷⁵, 35 000 m³.

Ensuite, il convient de vérifier ou adapter la nature et la capacité des infrastructures qui doivent transférer vers cet exutoire, des débits⁷⁶ dont l'importance s'exprime en m³/s, voire de les écrêter, grâce à un stockage temporaire des eaux pluviales générées lors de pluies exceptionnelles. La conception et le dimensionnement de ces infrastructures requièrent en premier **la connaissance des niveaux d'eau susceptibles d'être atteints dans le milieu récepteur qui servira d'exutoire aux eaux pluviales**.

Dans le cas de la Courren, il a été mis en évidence dans le rapport de phase 3, que des débits très importants lors de circonstances exceptionnelles pouvaient provenir des bassins-versants ruraux situés à l'amont de la partie urbanisée du bassin-versant de la Courren. L'ampleur de ces débits dépasse, pour des périodes de retour semblables, les débits émis par la partie urbanisée du bassin-versant. **La recherche de solutions pour l'évacuation des ruissellements urbains ne peut donc s'effectuer qu'en prenant aussi en compte ce danger auquel sont exposées les parties urbanisées du bassin-versant de la Courren.**

⁷⁴ 140 mm/24h.

⁷⁵ 195 mm/24h.

⁷⁶ Débits de pointe décennaux : 4 à 5 m³/s pour la partie urbanisée de Mireval ayant la Courren comme exutoire. +25% pour une pluie T = 30 ans, + 60% pour une pluie T = 100 ans, si on ne prend pas aussi en compte les ruissellements qui auront alors lieu sur les parties non imperméabilisées de la zone urbaine du bassin-versant...

8.2.1 Contexte actuel de l'écoulement des eaux pluviales de la Courren

8.2.1.1 Caractéristiques du bassin-versant urbanisé de la Courren

Le tableau ci-dessous récapitule des caractéristiques hydrologiques du bassin-versant urbanisé de la Courren.

Caractéristiques principales du bassin-versant urbanisé de la Courren									
	Surface	Coef. Imperméabilisation	Surface imperméabilisée	Longueur	Pente	Débit de pointe T = 10 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 30 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 10 ans (INT77284)	Débit de pointe T = 30 ans (INT77284)
	(ha)		(ha imp.)	(m)	(mm/m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
Mireval / Courren	27	61%	16,6	750	5,3	4,8	6,15	4,0	5,0

Les temps de concentration du bassin-versant qui sont un peu supérieurs à ¼ d'heure pour une pluie décennale, rappellent que ce sont donc des précipitations **très brèves mais très intenses** qui sont les plus dommageables pour ce secteur en cas d'insuffisance de capacités d'écoulement disponibles.

Les débits ci-dessus mentionnés sont ceux qui parviendraient jusqu'au droit de la RD116 et de la voie ferrée si la capacité des réseaux qui drainent le bassin-versant était suffisante.

On rappellera que les simulations réalisées en phase 3 ont mis en évidence les insuffisances suivantes :

- T = 1 an : Débordement de 1 500 m³ au niveau du fossé entre le chemin de la Courren et l'avenue Gambetta, en amont du passage sous la voie ferrée, et débordement de 150 m³ à l'intersection de la rue Jules Ferry avec le chemin de la Courren,
- T = 2 ans : Débordement supérieur à 1 500 m³ au niveau du fossé entre le chemin de la Courren et l'avenue Gambetta, en amont du passage sous la voie ferrée, et débordement de 475 m³ à l'intersection de la rue Jules Ferry avec le chemin de la Courren et long de ce chemin.
- T = 2 ans : Débordement supérieur à 3 000 m³ au niveau du fossé entre le chemin de la Courren et l'avenue Gambetta, en amont du passage sous la voie ferrée, et débordement de plus de 3 000 m³ entre l'avenue de Verdun le long du chemin de la Courren, en amont du fossé.

L'importance de ces débordements (qui n'incluent pas de débits significatifs provenant de la partie non urbanisée du bassin-versant de la Courren situées en amont de la RD 612) démontre **l'ampleur des insuffisances du réseau principal** qui draine le bassin-versant urbanisé de la Courren.

Le remplissage à plein bord qui s'est produit le 23 août 2015 et dont nous avons pu observer les laisses manifestement récentes⁷⁷ déposées d'une part sur le côté ouest du chemin qui longe le fossé entre le chemin de la Courren et l'avenue Gambetta (ce qui démontre que ce chemin a été légèrement recouvert par le débordement du fossé en rive droite), et d'autre part en rive droite du fossé situé à l'aval de la RD112 qui a pour fonction d'évacuer les eaux vers l'étang, témoigne aussi de la grave insuffisance de ces infrastructures, puisque d'après un enregistrement pluviométrique effectué par un habitant du chemin de la Courren⁷⁸, l'intensité maximale relevée (13,2 mm en 46 mn) n'a qu'une occurrence T = 3 mois !

Un tel évènement aurait tout de même généré un débit de pointe théorique supérieur à 1 m³/s.

⁷⁷ Herbes des fonds du fossé encore couchées, et persistance de laisses en des endroits où le passage et le vent ne peuvent les laisser subsister très longtemps...

⁷⁸ Domicilié au 13, chemin de la Courren, cf. : <http://www.wunderground.com/personal-weather-station/dashboard?ID=IVI-CLAGA2#history/>



Les laisses témoignent du plein remplissage du fossé et de son débordement sur le chemin situé sur sa rive droite.



Idem pour le plein remplissage du fossé à l'amont immédiat du passage sous la voie ferrée.



Idem à l'aval de la voie ferrée et de la RD116. Les eaux s'étalent dans les prairies à droite à cause de la capacité très réduite du fossé.



Idem à l'aval de la voie ferrée et de la RD116.

Les observations ci-dessus mentionnées attestent de la gravité des insuffisances mise en évidence en phase 3 lors des simulations réalisées.

ENTECH Ingénieurs Conseils

Au regard de telles insuffisances, la recherche de solutions qui permettraient de déjà faire face à des précipitations dont les périodes de retour seraient de T = 10 ans et T = 30 ans, apparaît à la fois ambigüe et raisonnable.

8.2.1.2 Caractéristiques du bassin-versant amont non urbanisé de la Courren

Le tableau qui suit rappelle les débits qui ont été estimés⁷⁹ en phase 3 pouvant provenir du bassin-versant amont non urbanisé de la Courren.

BV rural de la Courren : Estimation des débits de pointe													
T		1 mois	2 mois	3 mois	6 mois	1 an	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
A	(ha)	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1	233,1
L	(km)	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65
I	(m/m)	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025
P ₀	(mm)	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
a(T)		2,595	3,532	4,495	4,527	8,25	12	18,242	22,996	28,313	31,715	36,32	43,16
b(T)		-0,73	-0,71	-0,72	-0,654	-0,693	-0,72	-0,744	-0,748	-0,75	-0,75	-0,75	-0,749
H _{24h} (T)	(mm)	18,5	29,1	34,4	56,1	76,9	91,9	117,4	143,7	174,4	195,4	223,7	267,8
P _i (T)	(mm)	16,2	25,5	30,1	49,0	67,3	80,4	102,7	125,8	152,6	170,9	195,7	234,3
Rm	(mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	5,8	16,4	34,2	52,6	74,1	88,7	108,6	139,4
tc	(mn)					436	344	291	263	243	233	223	210
C	(-)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09	0,20	0,33	0,42	0,49	0,52	0,55	0,60
Q(T)	(m ³ /s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	1,4	3,5	5,8	8,7	10,7	13,6	18,2
	(l/s/ha)	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8	6,1	14,9	24,8	37,2	46,0	58,2	77,9

Même si les hypothèses descriptives du bassin-versant méritent d'être précisées, les ordres de grandeurs qui caractérisent les débits susceptibles d'être émis en cas de pluies exceptionnelles sont à garder en mémoire :

- T = 10 ans : Q_p = 5,8 m³/s,
- T = 30 ans : Q_p = 10,7 m³/s,
- T = 100 ans : Q_p = 18,2 m³/s...

On rappellera aussi que des estimations effectuées dans des études antérieures sont parvenues à des valeurs encore supérieures :

- T = 10 ans : Q_p = 10,9 m³/s,
- T = 100 ans : Q_p = 29,6 m³/s...

Ces valeurs sont bien supérieures à celles qui caractérisent les débits susceptibles de provenir des bassins-versants urbanisés, et parviendraient au réseau d'eaux pluviales dès l'amont de la zone urbanisées.

Par ailleurs, il a été montré que les infrastructures d'écoulement d'eaux pluviales actuellement en place étaient saturées pour des valeurs de débit⁸⁰ bien inférieures :

- BV Corène :
 - o Mireval, antenne principale de la Corène : # 1,3 m³/s,

Même si les précipitations qui conduisent aux débits de pointe générés par les bassins-versants urbanisés sont beaucoup plus brèves que celles qui génèrent les débits de pointe ci-dessus présentés pour les bassins-versants ruraux, et donc que ces débits ne se cumuleront pas, il est évident que les débits émis pour des pluies décennales sont très supérieurs aux capacités d'évacuation actuellement en place, dans Mireval, comme à leur aval.

⁷⁹ En utilisant la formule des Experts, avec P₀ = 60 mm.

⁸⁰ Valeurs des débits parvenant à y transiter lors de pluies de période de retour égale à 2 ans

Vis-à-vis de pluies trentennales et plus rares, la quasi-totalité de ce qui « descendrait » des bassins-versants ruraux se répandrait de façon probablement catastrophique dans Mireval.

Il convient de préciser en termes d'ordres de grandeur⁸¹, les volumes qui sont susceptibles de provenir de l'amont :

Volumes d'eau ruisselée mis en jeu par le bassin versant rural qui domine Mireval, pour des précipitations de durée égale au temps de concentration				
Bassin versant	A (ha)	Volume pour t = tc (m ³)		
		T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans
Corène	233	32 820	77 400	146 000

Les volumes de bassins d'orage à mettre en place pour se protéger de tels épisodes seraient bien sûr supérieurs à nettement supérieurs aux valeurs qui figurent dans ce tableau. Si les mesures de protection à envisager s'orientaient vers la solution « bassins d'écrêtement », ce serait un volume global très nettement supérieur à 100 000 m³ qu'il faudrait créer à l'amont des zones urbanisées...



Ce passage sous la RD612 (route de Montpellier à Sète) et l'échelle limnigraphique qui l'équipe témoigne de l'importance des débits qui peuvent descendre de la partie rurale du bassin-versant de la Courren située dans la Gardiole, tout comme, ci-dessous, ce passage sous l'avenue de Verdun.

⁸¹ Les volumes ci-dessous reproduits ne sont pas les volumes maximaux qui pourraient provenir de ces bassins-versants, mais seulement ceux qui seraient émis pour une précipitation de durée égale au temps de concentration des bassins-versants considérés...



Cet ouvrage de passage de la Courren sous l'avenue de Verdun se termine au fond, par un... ø1000, celui-ci rejoint les fossés évoqués dans le chapitre précédent.

On voit donc qu'on ne peut chercher des solutions qui permettraient d'améliorer l'écoulement des ruissellements urbains de la Courren, et en premier lieu sous le chemin de la Courren, puis dans les fossés situés en amont et en aval de la voie ferrée, sans simultanément trouver une solution à la façon de faire face à ce qui peut être émis par la partie rurale du bassin-versant :

- Comment les eaux pluviales de la partie rurale du bassin-versant peuvent-ils rejoindre l'aval de la voie ferrée ?
- Et vers quel exutoire ?

8.2.2 Quel exutoire pour la Courren ?

8.2.2.1 Etat des lieux

La vue aérienne ci-dessous commentée illustre le cours aval de la Courren.

Les eaux qui parviennent jusqu'au fossé qui longe le « chemin vers l'étang » semblent se dissiper vers un petit fossé assez encombré via une buse en ø300 vers le nord (symbolisé « ε »), à 250 m à l'aval de la RD116 et vers une zone basse (symbolisée « ? ») un peu plus loin. La platitude et la faible section du fossé (photo ci-dessous) tout au long du « chemin vers l'étang » en limitent dans tous les cas drastiquement la capacité hydraulique.

C'est pour cette raison que ce fossé est vite en charge et voit ses eaux déborder tout au long des prairies situées sur sa droite (série de flèches rouges), comme on l'a constaté suite à la pluie du 23 août 2015.

Ce fossé ne débouche réellement nulle part.



Vue du fossé qui longe le « chemin vers l'étang ». On imagine bien que sa capacité ne s'exprime pas en m³/s.

ENTECH Ingénieurs Conseils

8.2.2.2 Capacité du fossé à l'aval de la RD116 le long du chemin vers l'étang

Le plan ci-dessous récapitule les principales données topographiques se rapportant à la Courren dans la partie aval de son bassin-versant.

A son débouché dans la dépression située à l'aval du fossé qui longe le « chemin vers l'étang », le MNT indique une cuvette dont les bords sont à la cote + 1 mNGF, et le fond légèrement en deçà de +0,5 mNGF.

En l'absence de cheminement net des eaux observable en cet endroit, on peut penser que dans ce site très encombré par la végétation, le fossé ait un fond légèrement en deçà de +1 mNGF.

Le MNT indique, que de façon discontinue, le fossé serait dans sa partie la plus en aval, en plus endroits, légèrement en deçà de +1 mNGF.

Nous avons estimé le point aval du fossé se situant donc à une cote altimétrique de +0,8 à +0,9 mNGF.

Rapporté à un linéaire de 290 m depuis le point situé immédiatement à l'aval des 2Ø1000 passant sous ce chemin (f.e. # +1,2 mNGF), on en déduit que la pente du fossé est comprise entre 1 et 1,5 mm/m.

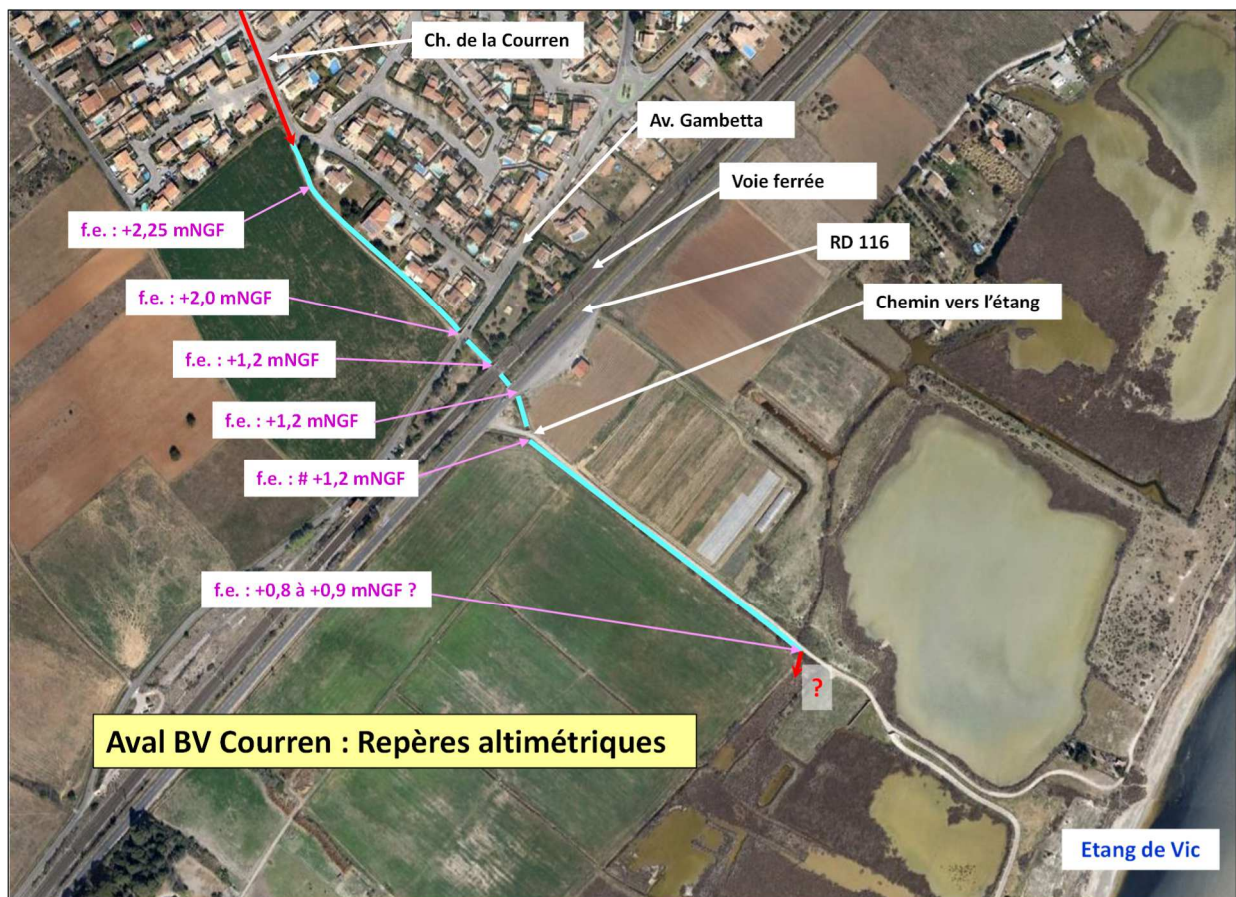
Les caractéristiques dimensionnelles retenues pour estimer la capacité d'écoulement du fossé sont les suivantes :

- Forme trapézoïdale,
- Largeur au fond : 0,4 m
- Pente des berges : 1/1
- Bord du fossé⁸² : +2,0 mNGF à l'amont, légèrement inférieur à +1,5 mNGF à son aval.
- Hauteur d'eau maximale de l'écoulement : 0,6 à 0,75 m (0,8 m ?) selon les sections.

Ces données permettent d'estimer, avec un coefficient de Manning-Strickler égal à 30 (optimiste ?) et une pente motrice de 1,5 mm/m (maximale ?), sa capacité à :

- $H = 0,6 \text{ m} \Rightarrow Q = 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $H = 0,75 \text{ m} \Rightarrow Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ($V_{\text{moy.}} = 0,57 \text{ m/s}$).

⁸² D'après MNT.



8.2.2.3 Recherche d'un exutoire

Nos visites sur les lieux ne nous permettent pas d'identifier vers quel milieu suffisamment bas ce fossé (après une adaptation conséquente de sa capacité) pourrait déboucher. En admettant que le contexte environnemental permette de transférer ces eaux directement vers l'étang de Vic, le fait que toutes parcelles de ce secteur soient, semble-t-il, **privées**, rend la réponse à cette question primordiale bien difficile à formuler.

8.2.2.4 Solutions complémentaires ou alternatives

La solution consistant à écrêter les débits émis pour limiter la capacité de l'ouvrage d'évacuation vers un exutoire qui serait identifié est difficile à envisager, car il n'existe que 2 emplacements non urbanisés pouvant accueillir l'implantation d'un grand bassin : Les parcelles situées en rive droite du fossé qui relie le réseau du chemin de la Courren à l'avenue Gambetta, ou bien les parcelles sur lesquelles s'épandent les eaux pluviales à l'aval de la RD116.

Ces deux emplacements sont localisés sur la commune de Vic. Le premier cité⁸³ est en zone rouge « RP » du PPRi et le second⁸⁴ en zone rouge « RN ».

En ce qui concerne les parcelles situées en rive droite du fossé qui relie le réseau du chemin de la Courren à l'avenue Gambetta, à l'amont de la voie ferrée, le tableau ci-dessous présente une évaluation des volumes de stockage qu'il conviendrait de mobiliser en fonction des périodes de retour visées et d'un débit de fuite assigné à l'ouvrage cohérent avec les capacités du fossé précédemment estimées.

⁸³ Parcelles cadastrées sous les n°28 à 31, 33 et 47. Total : 3,3 ha.

⁸⁴ Parcelle cadastrée n°26. 3,6 ha.

Volume d'écrêtement requis pour la Courren (BV urbain)			
Débit de fuite	Période de retour		
	T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans
0,25 m3/s	11 500 m3	17 400 m3	26 400 m3
0,30 m3/s	10 800 m3	16 300 m3	24 900 m3
0,40 m3/s	9 800 m3	14 900 m3	22 500 m3
0,50 m3/s	9 100 m3	13 800 m3	20 900 m3

Pour mémoire, et à titre de comparaison, le volume de stockage qui découlerait d'une application des recommandations qui figurent dans le tome 2 du guide méthodologique pour la gestion des eaux pluviales émis par la DDTM de l'Hérault en février 2014 (120 l/m² imperméabilisé) s'élèverait, sur la base de 16,6 ha imp., à 19 900 m³.

La conversion des volumes requis qui figurent ci-dessus dans le tableau en surfaces nécessaires pour implanter un bassin d'écrêtement dépend de la surface de marnage envisageable. Un niveau haut supérieur à + 3 mNGF apparaît difficile à dépasser, vu la cote des terrains bâtis qui se trouvent en rive gauche du fossé.

Le fond du fossé étant compris entre +2,25 et +2,0 m (cf. schéma précédent), et le fond du bassin devant nécessairement être à une altimétrie y étant supérieure si on veut que la vidange du bassin puisse s'opérer gravitairement, on voit que le marnage de l'ouvrage sera au mieux compris entre +0,5 et + 0,75m grand maximum.

Cet ouvrage d'écrêtement serait donc davantage une dépression qu'un bassin à proprement parler. La mise en place d'ouvrages de régulation présidant aux remplissages et vidanges s'en trouverait peu aisée à concevoir.

Sur la base d'une hypothèse de marnage efficace de 0,5 m, les surfaces requises seraient alors de l'ordre de 2 ha pour maîtriser une précipitation décennale, 3 ha pour une trentennale et plus de 4 ha pour une centennale... Rappel : La superficie des parcelles situées le long du fossé à l'amont de l'avenue Gambetta / et de la route de la Gare est de 3,3 ha.

Le scénario d'un écrêtement à l'amont de l'avenue Gambetta / et de la route de la Gare pour résoudre à lui-seul l'absence d'exutoire de capacité suffisante, est difficilement faisable.

Il ne peut éventuellement que compléter l'efficacité d'une solution localisée à l'aval de la voie ferrée et de la RD 116.

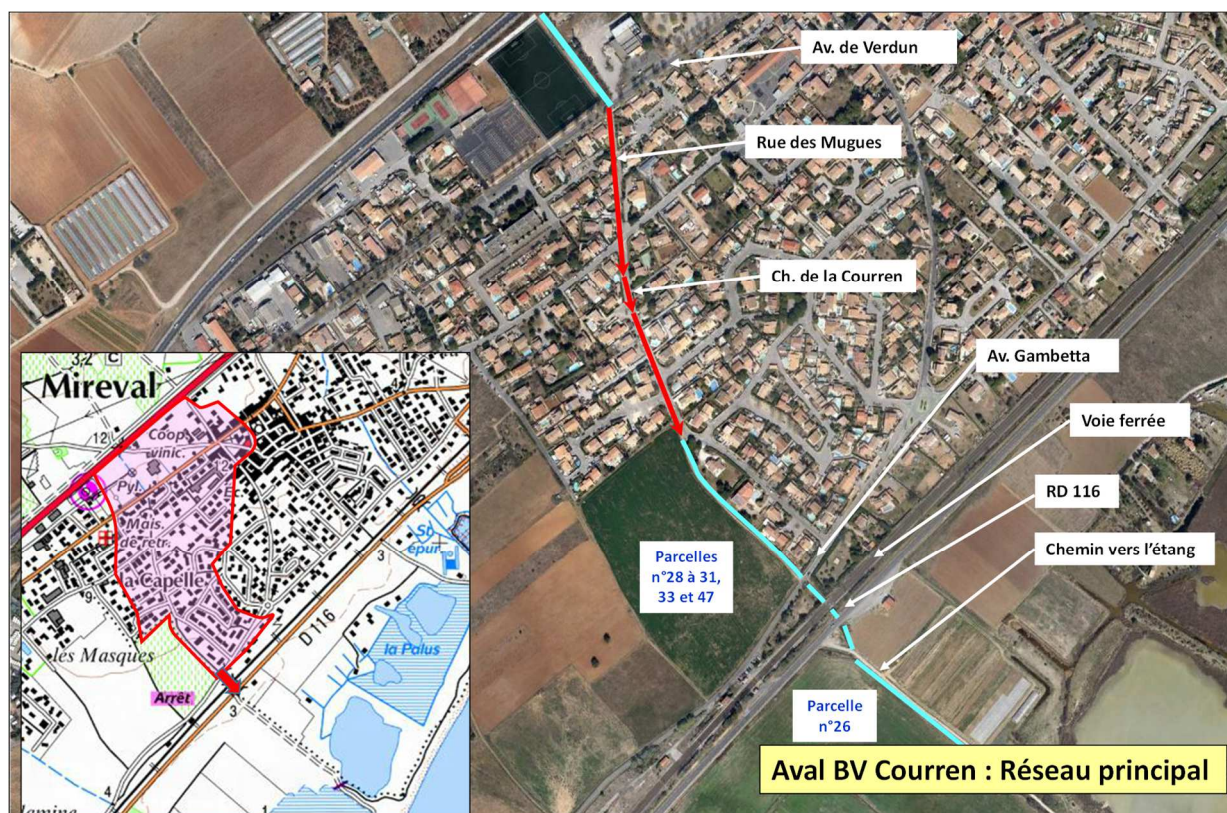
A l'aval de ces dernières, la hauteur de marnage envisageable pourrait être peut-être un peu supérieure si un drainage de la parcelle n°26 vers les endroits les plus bas à proximité de l'étang était envisagé. Cela reviendrait à mettre en place une maîtrise des débordements du fossé vers cette parcelle et à structurer son drainage vers l'étang.

Sous réserve de disposer de la maîtrise parcellaire de cette parcelle n°26, mais aussi ce celles vers lesquelles les eaux seraient ensuite transférées (parcelle n°29 dans laquelle se trouvent des dépressions assez étendues et de petits étangs), ce scénario d'un débordement maîtrisé des eaux du fossé vers la parcelle n°26 pourrait mériter une étude plus approfondie.

Enfin, la solution hydrologiquement idéale serait l'établissement d'une liaison hydraulique entre la Courren et l'étang de Vic, configuration qui a probablement antérieurement existé via des fossés et/ou petites roubines, et qui serait alors assez semblable à celle qui prévaut pour la Canabière.

8.2.3 Quels réaménagements pour le réseau principal de la Courren ?

Nous entendons par « réseau principal » de la Courren, l'antenne qui part de l'avenue de Verdun constituée d'un collecteur $\varnothing 1000$, le fossé qui est l'exutoire de ce $\varnothing 1000$ entre le chemin de la Courren et l'avenue Gambetta, les passages sous l'avenue Gambetta, sous la voie ferrée, sous la RD116 puis sous le « chemin vers l'étang ».



Les simulations hydrauliques à réaliser nécessitant la connaissance d'un niveau aval au droit de l'exutoire du bassin-versant, celles-ci après présentées ont été réalisées en se basant sur un plan d'eau qui ne dépasserait pas la cote +1,75 mNGF à l'aval des $2\varnothing 1000$ qui passent sous le « chemin vers l'étang » et débouchent dans le fossé longuement évoqué dans les chapitres précédents.

Cela sous-entend qu'une solution sera ultérieurement approfondie en matière d'exutoire du bassin-versant.

Les simulations se déroulent donc comme si une roubine était creusée vers l'étang, avec un niveau à son amont ne dépassant pas +1,75 mNGF, ou comme si le scénario d'un déversement des eaux de la Courren vers la parcelle n°26 tel qu'il a lieu aujourd'hui perdurait.

8.2.3.1 Solutions proposées pour la maîtrise d'une pluie décennale

Ces simulations ne prennent pas en compte de ruissellements significatifs provenant des bassins-versants non urbanisés de la Gardiole.

Le tableau ci-après résume les aménagements proposés pour maîtriser une précipitation de période de retour $t = 10$ ans.

Aménagements proposés sur la Courren pour maîtriser les ruissellements urbains générés par une pluie T = 10 ans

Tronçons	Cote f.e. à l'aval du tronçon	Longueur	Caractéristiques actuelles de la section	Caractéristiques adaptées de la section
Rue des Mugles		145,0 m	ø1000	2ø1000
Chemin de la Courren	> + 2,25 mNGF	250,0 m	ø1000	2ø1000
Fossé amont Av. Gambetta	+ 2,00 mNGF	215,0 m	fossé	Canal ou dalot bétonné l = 3 m, h > 1 m
Passage sous Av. Gambetta		5,5 m	3 □ 1,25 x 1,6	3 □ 1,25 x 1,6
Fossé entre Av. Gambetta et voie RFF	+ 1,20 mNGF	33,0 m	Fossé l = 5 m l/h = 0	l = 5 m l/h = 0
Passage sous voie RFF		9,5 m	2 □ 1,25 x 2	2 □ 1,25 x 2
Fossé entre voie RFF et RD116	+ 1,20 mNGF	11,5 m	Fossé l = 5 m l/h = 0	l = 5 m l/h = 0
Passage sous RD116		11,5 m	4ø1000	4ø1000
Fossé entre RD116 et chemin vers étang	+ 1,20 mNGF	29,5 m	Fossé l = 5 m l/h = 0	l = 5 m l/h = 0
Passage sous chemin vers étang		5,5 m	1ø1000+ 1ø800	□ 1 x 4
Fossé "chemin vers étang"	# + 0,90 mNGF	200,0 m	Fossé l(fond) = 0,4 m l/h = 1	l(fond) = 0,4 m l/h = 1 avec surverse vers parcelle n°26 si h(fossé) > 1,75 mNGF

NB : Les dimensions des ouvrages cadres en béton armé symbolisées par le " □ " sont le produit "hauteur" x "largeur" (exprimés en m)

Les adaptations de section sont en police rouge.

Elles découlent des simulations réalisées avec le modèle PCSWWM.

Ces simulations montrent très nettement le fort impact qu'a la dénivellation que subit le fond du lit de la Courren entre le passage sous l'avenue Gambetta (f.e. = + 2,0 mNGF) et le passage sous la voie ferrée (f.e. = + 1,20 mNGF).

Tant que le niveau des eaux à l'aval du passage sous le chemin vers l'étang ne dépasse pas la cote +1,75 mNGF, et **sous la réserve expresse de remplacer les 2 ø1000 (ou le ø1000 + le ø800) sous ce chemin**, les écoulements sous l'avenue Gambetta, sous la voie ferrée et sous la RD 116 se font correctement, sans induire de mise en charge dont les effets se répercuteraient à l'amont de l'avenue Gambetta.

Les simulations permettant de tester la sensibilité de cette solution montrent que jusqu'à un niveau de +1,9 mNGF à l'aval du passage sous le chemin vers l'étang, il en serait ainsi.

Cela confirme que si un exutoire permet l'évacuation des eaux qui parviennent à l'aval de ce chemin, une pluie décennale de brève durée sur des bassins-versants urbanisés de Mireval ne conduira pas à des débordements sur la RD116, sur la voie ferrée et sur l'avenue Gambetta. Le remplacement des deux buses existantes sous le chemin vers l'étang par un cadre ou ponceau de 4 m de largeur est bien sûr indispensable, vu la section extrêmement réduite qui est actuellement en place.

A l'amont de l'avenue Gambetta, où les débits peuvent atteindre 5 m³/s en cas de précipitation décennale, le fossé offre actuellement évidemment une section sans rapport avec l'évacuation de tels débits.

Deux solutions sont hydrauliquement envisageables sur les 215 m concernés :

- Un fossé élargi avec une largeur au fond d'au moins 10 m, qui permettrait l'évacuation des 5 m³/s avec des vitesses inférieures à 0,6 m/s (vitesses retenues pour des raisons de sécurité liée à la nature ouverte de l'ouvrage et au risque d'y voir être emportés des personnes en cas de forts débits. Une hauteur d'écoulement de 0,8 m serait alors à y prévoir (pente = 0,065%). Par rapport au niveau altimétrique des terrains construits sur sa rive gauche, cela est envisageable. Par contre, la largeur au miroir d'un tel fossé sera de l'ordre de 12 m. Le maintien du chemin qui existe actuellement le long de ce fossé nécessiterait alors une appropriation par la collectivité d'une bande de terrain d'une vingtaine de mètres de largeur.
- Un canal bétonné avec une largeur au fond de 3 m, et avec une hauteur minimale de 1m (pente = 0,1%).

ENTECH Ingénieurs Conseils

A l'amont de cet actuel fossé, sous le chemin de la Courren et sous la rue des Mugues (longueur totale de presque 400 m), la capacité actuelle d'évacuation est à doubler, grâce au doublement de l'actuel $\varnothing 1000$ par un second.

Sur la partie la plus en amont de la rue des Mugues, un diamètre un peu inférieur pourrait suffire. Cependant, la solution d'un second $\varnothing 1000$ offre pour l'évacuation des eaux susceptibles de provenir de la partie rurale du bassin-versant de la Courren, une capacité minimale en deçà de laquelle il ne serait pas sérieux de descendre, tant l'insuffisance des infrastructures en place est grande (la pose de ce second $\varnothing 1000$ demeure bien sûr insuffisante pour faire face à des pluies exceptionnelles sur cette la partie rurale du bassin-versant de la Courren).

8.2.3.2 Solutions proposées pour la maîtrise d'une pluie exceptionnelle

Vu l'ampleur des problèmes que représentent d'une part, la nécessité d'assurer un exutoire des eaux de la Courren à son aval, et d'autre part, l'importance des débits pouvant être générés lors de pluies exceptionnelles affectant la partie rurale de son bassin-versant, il ne semble pas réaliste d'imaginer des ouvrages de taille démesurées qui auraient pour objet l'évacuation de débits trentennaux ou centennaux générés par la partie urbanisée de son bassin-versant.

Une telle opportunité ne peut être sérieusement abordée que lorsque des solutions réalistes auront été trouvées pour les deux problèmes prioritaires précédemment mentionnés.

D'autre part, l'analyse de ces problèmes impose une connaissance des infrastructures qui composent les systèmes d'évacuation d'eaux pluviales du bassin-versant de la Courren (tant pour sa partie urbanisée que sa partie rurale) qui soit approfondie et complète, aussi bien en termes de nature et dimension des sections d'écoulement qu'en termes altimétriques. L'acquisition de cette connaissance est un préalable inéluctable à toute autre étude ou réflexion qui se voudrait hydrologiquement sérieuse. Aucune mission de maîtrise d'œuvre ne doit être engagée tant que cette étape n'a pas été réalisée⁸⁵.

⁸⁵ Remarque aussi valable pour la réalisation des ouvrages préconisés dans le chapitre précédent qui porte sur les solutions proposées pour maîtriser une pluie décennale.

8.3 BASSIN-VERSANT DE LA CANABIÈRE

La phase 3 du présent schéma directeur a mis en évidence que le bassin-versant de la Canabière était notamment exposé aux insuffisances suivantes, dès une période de retour annuelle :

- Dimensionnement insuffisant des réseaux dans le secteur des **chemins de l'Octroi et de Recouly**,
- Dimensionnement insuffisant des **réseaux joignant le centre-ville à l'axe principal de la Canabière**,
- Dimensionnement insuffisant des **réseaux le long de l'avenue du Maupas**, notamment des passages busés qui assurent la continuité des fossés le long de cette avenue.

Pour des précipitations de période de retour quinquennale, l'axe principal de la Canabière devient insuffisant à partir de son passage souterrain sous l'impasse de la Canabière et sous d'avenue du Poilu.

Enfin, comme pour la Corène, il a été mis en évidence dans le rapport de phase 3, que des débits très importants lors de circonstances exceptionnelles pouvaient provenir des bassins-versants ruraux situés à l'amont de la partie urbanisée du bassin-versant de la Canabière. L'ampleur de ces débits dépasse, pour des périodes de retour semblables, les débits émis par la partie urbanisée du bassin-versant. La recherche de solutions pour l'évacuation des ruissellements urbains ne peut donc s'effectuer qu'en prenant aussi en compte ce danger auquel sont exposées les parties urbanisées du bassin-versant de la Canabière.

Enfin, comme pour les exutoires des autres bassins-versants de la zone d'étude, la conception et le dimensionnement des réaménagements à engager sur le bassin-versant de la Canabière requièrent une bonne connaissance des niveaux d'eau susceptibles d'être atteints dans le milieu récepteur qui servira d'exutoire aux eaux pluviales.

8.3.1 Contexte actuel de l'écoulement des eaux pluviales de la Courren

8.3.1.1 Caractéristiques du bassin-versant urbanisé de la Canabière

Le tableau ci-dessous récapitule des caractéristiques hydrologiques du bassin-versant urbanisé de la Canabière.

Caractéristiques principales du bassin-versant urbanisé de la Canabière									
	Surface	Coef. Imperméabilisation	Surface imperméabilisée	Longueur	Pente	Débit de pointe T = 10 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 30 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 10 ans (INT77284)	Débit de pointe T = 30 ans (INT77284)
	(ha)		(ha imp.)	(m)	(mm/m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
Mireval / Canabière	63,5	49%	30,9	750	6,7	9,7	12,4	7,55	9,44

Les temps de concentration du bassin-versant qui sont un peu inférieurs à ¼ d'heure pour une pluie décennale, rappellent que ce sont donc des précipitations très brèves mais très intenses qui sont les plus dommageables pour ce secteur en cas d'insuffisance de capacités d'écoulement disponibles.

Les débits ci-dessus mentionnés sont ceux qui parviendraient jusqu'au droit de la RD116 et de la voie ferrée si la capacité des réseaux qui drainent le bassin-versant était suffisante.

Les simulations effectuées pour la situation actuelle aboutissent à un débit de pointe décennal au droit de la RD116 et de la voie ferrée de 4,7 m³/s. cette valeur est donc assez nettement inférieure à celles présentées dans le tableau ci-dessus, probablement à cause des écrêtements qui ont lieu aux différents endroits du bassin-versant marqués par des insuffisances. Il est aussi possible que les deux bassins de stockage qui sont implantés dans le secteur des rues Jean de la Fontaine et Jacques Bossuet atténuent aussi un peu les valeurs de pointe théoriques.

8.3.1.2 Caractéristiques du bassin-versant amont non urbanisé de la Canabière

Le tableau qui suit rappelle les débits qui ont été estimés⁸⁶ en phase 3 pouvant provenir du bassin-versant amont non urbanisé de la Canabière.

BV rural de la Canabière : Estimation des débits de pointe													
T		1 mois	2 mois	3 mois	6 mois	1 ans	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
A	(ha)	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5	248,5
L	(km)	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55
I	(m/m)	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233	0,0233
P ₀	(mm)	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
a(T)		2,595	3,532	4,495	4,527	8,25	12	18,242	22,996	28,313	31,715	36,32	43,16
b(T)		-0,73	-0,71	-0,72	-0,654	-0,693	-0,72	-0,744	-0,748	-0,75	-0,75	-0,75	-0,749
H _{24h} (T)	(mm)	18,5	29,1	34,4	56,1	76,9	91,9	117,4	143,7	174,4	195,4	223,7	267,8
P _i (T)	(mm)	16,2	25,5	30,1	49,0	67,3	80,4	102,7	125,8	152,6	170,9	195,7	234,3
R _{rn}	(mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	5,8	16,4	34,2	52,6	74,1	88,7	108,6	139,4
tc	(mn)					532	420	355	321	297	285	272	257
C	(-)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09	0,20	0,33	0,42	0,49	0,52	0,55	0,60
Q(T)	(m ³ /s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	1,3	3,2	5,3	8,0	9,8	12,5	16,7
	(l/s/ha)	0,0	0,0	0,0	0,0	1,5	5,3	12,8	21,4	32,0	39,6	50,2	67,2

Comme pour les autres bassins-versants ruraux examinés dans le cadre du présent schéma directeur, les hypothèses descriptives du bassin-versant méritent d'être précisées, et notamment en premier lieu, leurs limites. Cependant, les ordres de grandeurs qui caractérisent les débits susceptibles d'être émis en cas de pluies exceptionnelles sont à garder en mémoire :

- T = 10 ans : Q_p = 5,3 m³/s,
- T = 30 ans : Q_p = 9,8 m³/s,
- T = 100 ans : Q_p = 16,7 m³/s...

On rappellera aussi que des estimations effectuées dans des études antérieures sont parvenues à des valeurs peu éloignées :

- T = 10 ans : Q_p = 6,7 m³/s,
- T = 100 ans : Q_p = 14,6 m³/s...

Ces dernières valeurs sont un peu étonnantes car le rapport entre le débit décennal et celui centennal n'est guère supérieur à 2.

Les valeurs obtenues avec la Méthode des Experts sont comparables à celles qui seraient émises par les bassins-versants ruraux pour une occurrence décennale, et un peu supérieures à celles qui le seraient pour une occurrence centennale (BV urbains : # 14 à 15 m³/s).

⁸⁶ En utilisant la formule des Experts, avec P₀ = 60 mm.



Les dimensions du passage prévu pour les eaux de la partie rurale du bassin-versant de la Canabière sous la RD612 (route de Montpellier à Sète) et du petit canal bétonné qui les conduit ensuite vers un fossé de capacité dérisoire, telles que l'illustrent les photographies ci-dessus, apparaissent de façon évidente, bien peu cohérentes avec l'évacuation de débits de plusieurs m^3/s comme ceux précédemment estimés.

En effet, il a été montré que les infrastructures d'écoulement d'eaux pluviales actuellement en place étaient saturées pour des valeurs de débit⁸⁷ bien inférieures :

- BV Canabière :
 - o antenne principale aval centre-ville : # 1,2 m^3/s ,
 - o antenne principale aval Mireval : # 2,2 m^3/s ,

Même si les précipitations qui conduisent aux débits de pointe générés par les bassins-versants urbanisés sont beaucoup plus brèves que celles qui génèrent les débits de pointe ci-dessus présentés pour les bassins-versants ruraux, et donc que ces débits ne se cumuleront pas, il est évident que les débits émis pour des pluies décennales sont très supérieurs aux capacités d'évacuation actuellement en place, dans Mireval, comme à leur aval.

Vis-à-vis de pluies trentennales et plus rares, la quasi-totalité de ce qui « descendrait » des bassins-versants ruraux se répandrait de façon probablement catastrophique dans Mireval.

⁸⁷ Valeurs des débits parvenant à y transiter lors de pluies de période de retour égale à 2 ans

Il convient de préciser en termes d'ordres de grandeur⁸⁸, les volumes qui sont susceptibles de provenir de l'amont :

Volumes d'eau ruisselée mis en jeu par le bassin versant rural qui domine Mireval, pour des précipitations de durée égale au temps de concentration				
Bassin versant	A (ha)	Volume pour t = tc (m ³)		
		T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans
Canabière	249	40 000	90 700	168 000

Les volumes de bassins d'orage à mettre en place pour se protéger de tels épisodes seraient bien sûr supérieurs à nettement supérieurs aux valeurs qui figurent dans ce tableau. Si les mesures de protection à envisager s'orientaient vers la solution « bassins d'écêtement », ce serait un volume global très nettement supérieur à 150 000 m³ qu'il faudrait créer à l'amont des zones urbanisées...

On voit donc, comme pour la Courren, qu'on ne peut chercher des solutions qui permettraient d'améliorer l'écoulement des ruissellements urbains de la Canabière sans aussi trouver une solution à la façon de faire face à ce qui peut être émis par la partie rurale du bassin-versant.

Il faut bien garder à l'esprit que dès la partie la plus en amont de l'axe principal de la Canabière, des débits décennaux de l'ordre de 5 ou 6 m³/s sont dans de telles circonstances, à évacuer...

8.3.1.3 L'exutoire de la Canabière

Le trajet suivi par les eaux qui affluent du bassin-versant de la Canabière dans sa partie canalisée à l'aval de la zone urbanisée et de la RD116 est particulièrement difficile à suivre. Le bras qui allait directement vers l'étang a été interrompu. Les eaux se dirigent vers un bras plus à l'est qui se divise en deux :

- L'un rejoint des lagunes encore plus à l'est sans connexion directe avec l'étang,
- L'autre contourne le lagunage mais semble « régulé » par un seuil qui maintient un niveau minimal à son amont. Les eaux de l'étang peuvent recouvrir ce seuil si un haut niveau y est atteint.

Nos visites de terrain nous ont conduit à observer (août 2015, janvier et avril 2016) que le niveau du bief situé entre la RD116 et le seuil ci-dessus évoqué était régulièrement voisin de la cote +0,3 mNGF.

Lors des prestations plus avancées qui viseront suite au présent schéma directeur, à rechercher des solutions pour améliorer les écoulements d'eaux pluviales sur le bassin-versant de la Canabière, il sera absolument nécessaire de mieux connaître le fonctionnement du cours aval de la Canabière et de ses échanges avec l'étang de Vic, et d'avoir connaissance des justifications qui ont conduit à implanter le seuil à la cote qui le caractérise.

Une modélisation ultérieure intégrant les différents bras du cours aval de la Canabière et leur fonctionnement hydrologique serait souhaitable. Une connaissance des sections et profondeurs de tous ces tronçons du cours aval de la Canabière sera indispensable à cet effet.

Dans le cadre de la présente approche, un niveau minimal de +0,3 mNGF a été pris en considération. Les simulations qui avaient été réalisées en phase 3 ont été à nouveau exécutées sur cette base. Elles ne remettent pas en cause les résultats et notamment les insuffisances constatées en phase 3.

⁸⁸ Les volumes ci-dessous reproduits ne sont pas les volumes maximaux qui pourraient provenir de ces bassins-versants, mais seulement ceux qui seraient émis pour une précipitation de durée égale au temps de concentration des bassins-versants considérés...

Les simulations réalisées avec un niveau des eaux de +0,7 mNGF au niveau du seuil correspondant au niveau que l'étang peut atteindre avec une occurrence bisannuelle ont aussi à nouveau été effectuées. Elles montrent que l'influence du niveau aval observée au niveau de ce seuil remonte dans ce cas jusqu'à la section située 35 m en amont de l'avenue du Maupas⁸⁹.

Pour rappel, le niveau atteint dans l'étang serait⁹⁰ de + 0,7 mNGF pour une période de retour $T = 2$ ans, de + 0,8 mNGF pour une période de retour $T = 5$ ans, et + 0,9 mNGF pour une période de retour $T = 10$ ans. Il atteindrait +1,4 mNGF pour une période de retour $T = 100$ ans.

Des simulations avec un niveau supérieur dans l'étang n'ont pas été réalisées, car il est difficile d'attribuer une occurrence à la conjonction d'un niveau assez rarement atteint dans l'étang et une précipitation exceptionnelle.

On peut par contre indiquer que l'élévation du niveau de la mer de 50 cm prévue à l'horizon 2081-2100 par le GIEC conduira pour des niveaux atteints dans l'étang de même occurrence, à des influences significatives sur les écoulements exceptionnels dans la Canabière sur une bonne partie de son trajet urbain. L'étude de ces configurations devra s'appuyer, au-delà des données dont nous avons pu disposer dans la présente étude, sur une bonne connaissance des sections et profondeurs de tous les tronçons du cours aval de la Canabière et de ses maillages avec l'étang⁹¹.

Le test mené avec une précipitation trentennale montre que les débordements observés sur le bassin-versant de la Canabière ne sont quasiment pas influencés⁹² par un passage du niveau aval de +0,3 à +0,7 mNGF.

Enfin, le résultat le plus important des simulations menées réside dans le constat qu'il n'y aurait pas, en situation actuelle, de débordement de la Canabière au droit de ses passages sous la voie RFF et sous la RD116, jusqu'à des précipitations d'occurrence trentennale.

Cependant, ce constat ne préjuge en rien de ce qui se passerait si toutes les insuffisances observées à l'amont⁹³ venaient à être résolues. En effet, elles contribuent en situation actuelle à légèrement lamener les débits émis et à ralentir les écoulements.

⁸⁹ Section 014 dans la modélisation.

⁹⁰ Cf. rapport de phase 3 du présent schéma directeur, § II.3.2..

⁹¹ Une réflexion approfondie sur les impacts du seuil qui existe au droit du lagunage sera aussi à mener.

⁹² 20400 m³ de débordés pour +0,3 mNGF, et 20 800 m³ pour +0,7 mNGF. Pour une pluie décennale, ils étaient de 14 000 m³ dans les deux cas.

⁹³ Secteur des chemins de l'Octroi et de Recouly, réseaux joignant le centre-ville à l'axe principal de la Canabière, avenue du Maupas, Canabière au niveau de l'impasse de la Canabière et sous la rue du Poilu.

8.3.2 Démarche d'amélioration des écoulements de la Canabière

8.3.2.1 Ecoulements affectant l'axe principale de la Canabière

L'amélioration des écoulements sur le bassin-versant de la Canabière passe en premier lieu par la résolution du problème posé par l'évacuation des eaux que générerait la partie rurale du bassin-versant de la Canabière.

Si l'importance des débits que peut émettre la partie rurale de son bassin-versant est confirmée, et si un écrêtement de grande ampleur de ces débits ne peut être envisagé en amont de la RD612 (route de Montpellier à Sète), un recalibrage très important du cours urbain de la Canabière devra être entrepris. Il résoudra de facto l'insuffisance observée à partir de son passage souterrain sous l'impasse de la Canabière et sous d'avenue du Poilu.

Ce dimensionnement devra prendre en compte des hypothèses à la fois suffisantes et raisonnables concernant les niveaux susceptibles d'être atteints dans le cours aval de la Canabière, entre l'étang de Vic et la RD116, y compris avec prise en compte des effets estimés du dérèglement climatique sur le niveau marin et celui des étangs.

Il découle de la problématique ci-dessus exposée que les prestations suivantes doivent être prioritairement engagées :

- Etude des écoulements sur la partie rurale du bassin-versant de la Canabière située à l'amont de la RD612,
- Etude des écoulements de la Canabière entre la RD116 et l'étang de Vic.

Pour que ces études puissent être correctement réalisées, une description précise des axes d'écoulement entre la RD116 et l'étang de Vic doit être menée. Elle requiert préalablement un important travail de levés topographiques (profil en travers des sections et altimétrie).

De la même façon, comme pour les autres bassins-versants ruraux évoqués dans le présent schéma directeur, une étude du bassin-versant rural de la Canabière est à mener. Elle précisera d'abord les limites de ce bassin-versant, les axes principaux d'écoulement et leurs caractéristiques (profil en travers des sections et altimétrie). Elle cherchera aussi à estimer les pertes initiales au ruissellement qui prévalent avant qu'un écoulement de surface advienne lors de fortes pluies. Elle visera aussi à rechercher si des pertes d'écoulement peuvent avoir lieu à cause du probable contexte karstique de la Gardiole.

La possibilité de maîtriser les écoulements provenant de la Gardiole à l'amont de la RD612 sera analysée.

Enfin, le levé des caractéristiques des ouvrages d'écoulement de la Canabière dans sa partie urbaine sera à affiner, grâce notamment à une densité de sections beaucoup plus importante que celle sur laquelle a pu reposer le présent schéma directeur.

8.3.2.2 Ecoulements affectant les antennes latérales

8.3.2.2.1 ANTENNE PROVENANT DU CENTRE-VILLE

La très forte imperméabilisation du bassin-versant desservi par cette antenne qui conflue avec la Canabière dans la rue du Poilu laisse peu de place à une solution autre que celle consistant à **augmenter les dimensions des collecteurs en place**. Pour les précipitations les plus exceptionnelles, la faisabilité d'un écoulement surfacique dans l'avenue du Poilu sera à examiner.

Il est souhaitable que ce projet ne soit engagé **que lorsque les solutions à adopter pour l'amélioration des écoulements sur l'axe principal de la Canabière auront été définies**.

Cela se justifie d'une part par le souci de ne pas aggraver la situation acceptable qui prévaut actuellement à l'aval de la rue du Poilu, d'autre part par la possibilité de mener dans le cadre d'un même chantier, les travaux de recalibrage de la Canabière au niveau de son passage souterrain sous l'impasse de la Canabière et sous d'avenue du Poilu.

8.3.2.2 ANTENNE PROVENANT DU BASSIN-VERSANT DE L'AVENUE DU MAUPAS

Les nombreuses insuffisances que les simulations ont mises en évidence, y compris pour des pluies annuelles, trouvent leur justification dans l'insuffisance de capacité des passages busés qui relient les tronçons de fossé les uns avec les autres. En effet, dans ce secteur, beaucoup d'écoulements se font à surface libre dans des fossés.

Il pourrait être tentant de simplement accroître la capacité de ces passages busés. Mais il est alors probable qu'une telle stratégie contribuerait à augmenter les vitesses d'écoulement, donc les débits, et à alors rendre insuffisante la capacité de ces fossés.

Le degré plus modéré d'imperméabilisation de ce secteur, la largeur de l'avenue du Maupas et la forme allongée de ce bassin-versant militent plutôt pour une recherche de meilleure intégration des eaux pluviales au tissu urbain de ce quartier. Des solutions alternatives à l'accroissement de capacité des canalisations en place semblent pouvoir être recherchées :

- Elargissement des fossés et valorisation de leurs capacités de stockage et d'infiltration,
- Implantation de structures-réservoirs,
- Création de « zones d'inondation maîtrisée » lors de pluies exceptionnelles (plusieurs placettes parsèment les lotissements de ce bassin-versant),
- Création de bassins d'écrêtement sur certaines parcelles non encore construites...

Une reconfiguration des voiries des quartiers concernés représenterait une réelle opportunité de restructurer à la fois efficacement et à moindre coût, l'écoulement des eaux pluviales de ce secteur.

Une application du futur zonage eaux pluviales consistant à interdire tout accroissement des débits émis par les parcelles déjà urbanisées en cas de modification de l'urbanisme permettra de ne pas aggraver la situation existante. Sur les quelques parcelles non encore urbanisées, l'imposition des recommandations de la DDTM34 contribuera à cette non-aggravation.

8.3.2.2.3 BASSIN-VERSANT DES CHEMINS DE L'OCTROI ET DE RECOULY

L'imperméabilisation de ce secteur est assez importante, et peu de terrains non urbanisés apparaissent disponibles.

Les insuffisances d'écoulement mises en évidence à l'intérieur même de ce bassin-versant tout au long des collecteurs principaux relèvent de leur sous-dimensionnement, surtout pour la partie aval du chemin de Recouly. Les solutions envisageables semblent pouvoir associer plusieurs stratégies :

- Création de structures-réservoirs dans le cadre de travaux de réfection de voirie,
- Accroissement de capacité du système de collecte,
- Examen des possibilités de délestage vers l'axe « avenue de Villeneuve Les Maguelone / chemin de la Gardelle » (RD116E3), un tel délestage apparaissant gravitairement possible à partir du chemin de Recouly.

Cette dernière solution contribuerait à diriger les eaux pluviales vers le thalweg de Font Sorbière, dont les stratégies d'aménagement sont ci-après examinées. La parcelle non urbanisée cadastrée sous le n°360 offre la possibilité au minimum d'y implanter une canalisation qui assurerait un tel délestage, voire d'y créer un bassin d'orage, si possible intégré dans un espace multifonctions (jardin public, terrain de sport...).

De la même façon que pour la résolution des insuffisances qui affectent l'antenne qui provient du centre-ville, il serait prudent de ne pas se contenter de simplement accroître la capacité du système de collecte en place dans les chemins de l'Octroi et de Recouly, avant d'avoir assuré une mise à niveau des capacités de l'axe principal de la Canabière.

Sur ce secteur, comme pour les précédents, un levé des caractéristiques des ouvrages d'écoulement est à engager, avec notamment une densité de sections levées beaucoup plus importante que celle sur laquelle a pu reposer le présent schéma directeur.

8.4 BASSIN-VERSANT DE FONT SORBIERE

Le bassin-versant de Font Sorbière est très peu urbanisé, sa majeure partie étant localisée en amont de la RD612, dans le massif de la Gardiole. A l'aval de la RD612, le « ruisseau de Font Sorbière » n'est qu'un fossé, avec des traces d'écoulements significatifs qui s'estompent très rapidement à l'aval du chemin de Font Sorbière, et surtout à l'aval du chemin de Recouly. A l'aval de celui-ci, il ne présente plus qu'un aspect de simple fossé routier. A l'aval du chemin de la Gardelle, sa capacité devient dérisoire au regard de l'impluvium que représente le bassin-versant. Le passage sous la voie ferrée puis sous la RD116 semble être en ø600.

Les apports d'eaux de ruissellement urbain y sont très limités, et hormis les ruissellements provenant de parcelles mitoyennes situées au sud de la RD612 et à l'aval immédiat du chemin de Font Sorbière, on n'y décompte que ceux qui y arrivent via le fossé qui longe le chemin de la Gardelle.

8.4.1 Contexte actuel de l'écoulement des eaux pluviales de Font Sorbière

8.4.1.1 Caractéristiques du bassin-versant urbanisé de Font Sorbière

Le tableau ci-dessous récapitule des caractéristiques hydrologiques du bassin-versant urbanisé de Font Sorbière.

Caractéristiques principales du bassin-versant urbanisé de Font Sorbière									
	Surface	Coef. Imperméabilisation	Surface imperméabilisée	Longueur	Pente	Débit de pointe T = 10 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 30 ans (Q = CiA)	Débit de pointe T = 10 ans (INT77284)	Débit de pointe T = 30 ans (INT77284)
	(ha)		(ha imp.)	(m)	(mm/m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
Mireval Font Sorbière	33,6	23%	7,6	1300	19	2	2,6	1,75	2,2

Les temps de concentration du bassin-versant qui sont de l'ordre de 20 minutes pour une pluie décennale, rappellent que ce sont aussi des précipitations assez brèves mais très intenses qui sont les plus dommageables pour ce secteur en cas d'insuffisance de capacités d'écoulement disponibles.

Les débits ci-dessus mentionnés sont ceux qui parviendraient jusqu'au droit de la voie ferrée si la capacité des réseaux qui drainent le bassin-versant était suffisante.

Les simulations effectuées pour la situation actuelle aboutissent à un débit de pointe trentennal au droit de la voie ferrée de 2,7 m³/s. Cette valeur est proche de celles présentées dans le tableau ci-dessus, avec un écart peu étonnant vu d'une part, la disparité⁹⁴ entre le sous-bassin-versant de l'antenne qui draine les secteurs urbanisés situés au sud de la RD612 et le sous-bassin-versant drainé par le chemin de la Gardelle, et d'autre part à cause de la grande étendue des terrains non urbanisés séparant les îlots construits. La pauvreté du réseau enterré rend les calculs de débits assez incertains.

⁹⁴ Notamment en termes de pentes et de coefficient d'imperméabilisation.



Photographie du fossé à l'amont immédiat du passage sous la voie ferrée, c'est-à-dire à l'aval de la globalité du bassin-versant urbanisé...



Photographie du fossé entre le chemin de Recouly et le chemin de la Gardelle...

Ces illustrations montrent le décalage qu'il y a entre le calibrage des ouvrages d'évacuation existant tout à l'aval du bassin-versant de Font Sorbière et les débits qu'il faudrait être en mesure d'évacuer. Et ces fossés aboutissent dans... un $\varnothing 600$ qui passe sous la voie ferrée.

8.4.1.2 Caractéristiques du bassin-versant amont non urbanisé de Font Sorbière

Le tableau qui suit rappelle les débits qui ont été estimés⁹⁵ en phase 3 pouvant provenir du bassin-versant amont non urbanisé de la Canabière.

BV rural de Font Sorbière : Estimation des débits de pointe													
T		1 mois	2 mois	3 mois	6 mois	1 an	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	30 ans	50 ans	100 ans
A	(ha)	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1	263,1
L	(km)	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95	2,95
I	(m/m)	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
P ₀	(mm)	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
a(T)		2,595	3,532	4,495	4,527	8,25	12	18,242	22,996	28,313	31,715	36,32	43,16
b(T)		-0,73	-0,71	-0,72	-0,654	-0,693	-0,72	-0,744	-0,748	-0,75	-0,75	-0,75	-0,749
H _{24h} (T)	(mm)	18,5	29,1	34,4	56,1	76,9	91,9	117,4	143,7	174,4	195,4	223,7	267,8
P _i (T)	(mm)	16,2	25,5	30,1	49,0	67,3	80,4	102,7	125,8	152,6	170,9	195,7	234,3
Rm	(mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	5,8	16,4	34,2	52,6	74,1	88,7	108,6	139,4
tc	(mn)					425	335	283	256	237	227	217	205
C	(-)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09	0,20	0,33	0,42	0,49	0,52	0,55	0,60
Q(T)	(m ³ /s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	1,6	4,0	6,7	10,0	12,3	15,6	20,9
	(l/s/ha)	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8	6,2	15,2	25,3	38,0	46,9	59,4	79,5

Comme pour les autres bassins-versants ruraux examinés dans le cadre du présent schéma directeur, les hypothèses descriptives du bassin-versant méritent d'être précisées, et notamment en premier lieu, leurs limites. Cependant, les ordres de grandeur qui caractérisent les débits susceptibles d'être émis en cas de pluies exceptionnelles sont à garder en mémoire :

- T = 10 ans : Q_p = 6,7 m³/s,
- T = 30 ans : Q_p = 12,3 m³/s,
- T = 100 ans : Q_p = 20,9 m³/s...

On rappellera aussi que des estimations effectuées dans des études antérieures sont parvenues, malgré une surface de bassin-versant de 270 ha et un temps de concentration estimé à 162 mn, à des valeurs significativement éloignées :

- T = 10 ans : Q_p = 15,3 m³/s,
- T = 100 ans : Q_p = 36 m³/s...

Ces importants écarts renforcent la nécessité de procéder à une étude sérieuse des apports potentiels des bassins-versants ruraux de la Gardiole.

⁹⁵ En utilisant la formule des Experts, avec P₀ = 60 mm.



Le ruisseau de Font Sorbière à l'amont et à l'aval du chemin de Font Sorbière : Que se passe-t-il si survient du bassin-versant rural 6,7 m³/s ?



La photographie ci-dessus présentée montre le fossé de Font-Sorbière à l'amont immédiat du chemin de Recouly. Cette configuration est celle que devraient revêtir, avec une largeur adaptée, les « ruisseaux » qui proviennent du bassin-versant rural, tels la Courren, la Canabière ou le Devès...

ENTECH Ingénieurs Conseils

En effet, il a été montré que les infrastructures d'écoulement d'eaux pluviales actuellement en place étaient saturées pour des valeurs de débit⁹⁶ bien inférieures :

- BV Font Sorbière :
 - o Fossé à l'est de Mireval # 0,2 m³/s,

Même si les précipitations qui conduisent aux débits de pointe générés par les bassins-versants urbanisés sont beaucoup plus brèves que celles qui génèrent les débits de pointe ci-dessus présentés pour les bassins-versants ruraux, et donc que ces débits ne se cumuleront pas, il est évident que les débits émis pour des pluies décennales sont très supérieurs aux capacités d'évacuation actuellement en place, dans Mireval, comme à leur aval.

Vis-à-vis de pluies trentennales et plus rares, la quasi-totalité de ce qui « descendrait » des bassins-versants ruraux se répandrait de façon probablement catastrophique dans Mireval.

Il convient de préciser en termes d'ordres de grandeur⁹⁷, les volumes qui sont susceptibles de provenir de l'amont :

Volumes d'eau ruisselée mis en jeu par le bassin versant rural qui domine Mireval, pour des précipitations de durée égale au temps de concentration				
Bassin versant	A (ha)	Volume pour t = tc (m ³)		
		T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans
Font Sorbière	263	36 400	86 200	163 000

Les volumes de bassins d'orage à mettre en place pour se protéger de tels épisodes seraient bien sûr supérieurs à nettement supérieurs aux valeurs qui figurent dans ce tableau. Si les mesures de protection à envisager s'orientaient vers la solution « bassins d'écêtement », ce serait un volume global très nettement supérieur à 100 000 m³ qu'il faudrait créer à l'amont des zones urbanisées...

8.4.1.3 L'exutoire du ruisseau de Font Sorbière

A l'aval du passage sous la voie ferrée en ø600 et de celui ensuite sous la RD116 (ø600 ?), un fossé bien marqué mais de très faible capacité va directement rejoindre l'étang de Vic. Le fil d'eau des ouvrages sous la voie ferrée et sous la RD116 (+1,6 mNGF et +1,4 mNGF) rend l'influence du niveau de l'étang situé à 560 plus en aval assez improbable.

8.4.2 Démarche d'amélioration des écoulements de Font Sorbière

L'axe principal du ruisseau de Font Sorbière, entre la RD612 (route de Montpellier) et l'étang doit être complètement repensé au regard de l'importance des écoulements susceptibles de provenir de la partie rurale de son bassin-versant. En particulier, le tronçon qui longe la rue des Oliviers expose de par sa faible capacité, les habitations de ce secteur.

Plus en aval, deux options apparaissent pouvoir être examinées :

- Agrandissement conséquent des capacités des ouvrages passant sous la voie ferrée et sous la RD116, ainsi bien sûr que tout l'axe situé entre le chemin de Recouly et la voie ferrée d'une part, entre la RD116 et l'étang d'autre part.

⁹⁶ Valeurs des débits parvenant à y transiter lors de pluies de période de retour égale à 2 ans

⁹⁷ Les volumes ci-dessous reproduits ne sont pas les volumes maximaux qui pourraient provenir de ces bassins-versants, mais seulement ceux qui seraient émis pour une précipitation de durée égale au temps de concentration des bassins-versants considérés...

- Maintien en l'état des ouvrages passant sous la voie ferrée et sous la RD116, et implantation d'une vaste zone d'étalement des eaux à l'amont de la voie ferrée, permettant d'écarter les débits y parvenant.

Un tel choix requiert la prise en compte l'urbanisme de ce secteur, actuellement peu « structuré », et les projets qui sont prévus l'affecter. Une connaissance beaucoup plus approfondie que celle actuellement disponible du réseau de fossés qui draine cette zone, y compris ceux devant écouler les eaux du ruisseau de Font Sorbière, est indispensable⁹⁸.

Dans l'attente d'un tel choix, il convient de ne pas aggraver les écoulements susceptibles de parvenir à l'axe principal du ruisseau de Font Sorbière et de confluer vers le passage sous la voie ferrée dont le débit capable (0,5 à 0,6 m³/s si aucune influence ne l'entrave) est sans commune mesure avec ceux déjà actuellement susceptibles d'y parvenir.

Cette considération prudente concerne ainsi les écoulements affectant le sous-bassin-versant drainé par le chemin de la Gardelle (qui vient du centre de Mireval), qui rejoint l'axe du ruisseau de Font Sorbière juste avant son passage sous la voie ferrée.

Des extensions urbaines y sont projetées. Un écrêtement des débits s'effectuant au niveau-même des projets en cours est à y prévoir, sur la base des indications détaillées au § 4 « Objectifs d'atténuation des débits émis avant rejet dans les milieux récepteurs » :

- Ratio de stockage de 120 l/m² imperméabilisé avec débit de vidange non constant présentant une valeur maximale lorsque le bassin est plein $Q_f = 62$ l/s par hectare imperméabilisé,

Le long du chemin de la Gardelle, le dimensionnement de l'ouvrage de collecte des eaux pluviales à partir de la confluence entre la rue de Villeneuve et l'avenue du Maupas devra être porté à un diamètre $\varnothing 800$ en cas de canalisation enterrée⁹⁹, pour un débit décennal ($Q_{10} = 0,4$ m³/s) ou à un diamètre $\varnothing 1000$ pour un débit trentennal ($Q_{30} = 0,6$ m³/s)

Plus en aval et jusqu'au ruisseau de Font Sorbière, on retiendra en cas de canalisation enterrée¹⁰⁰, un diamètre $\varnothing 1000$, pour un débit décennal ($Q_{10} = 0,8$ m³/s) ou à un diamètre $\varnothing 1200$ pour un débit trentennal ($Q_{30} = 1,3$ m³/s).

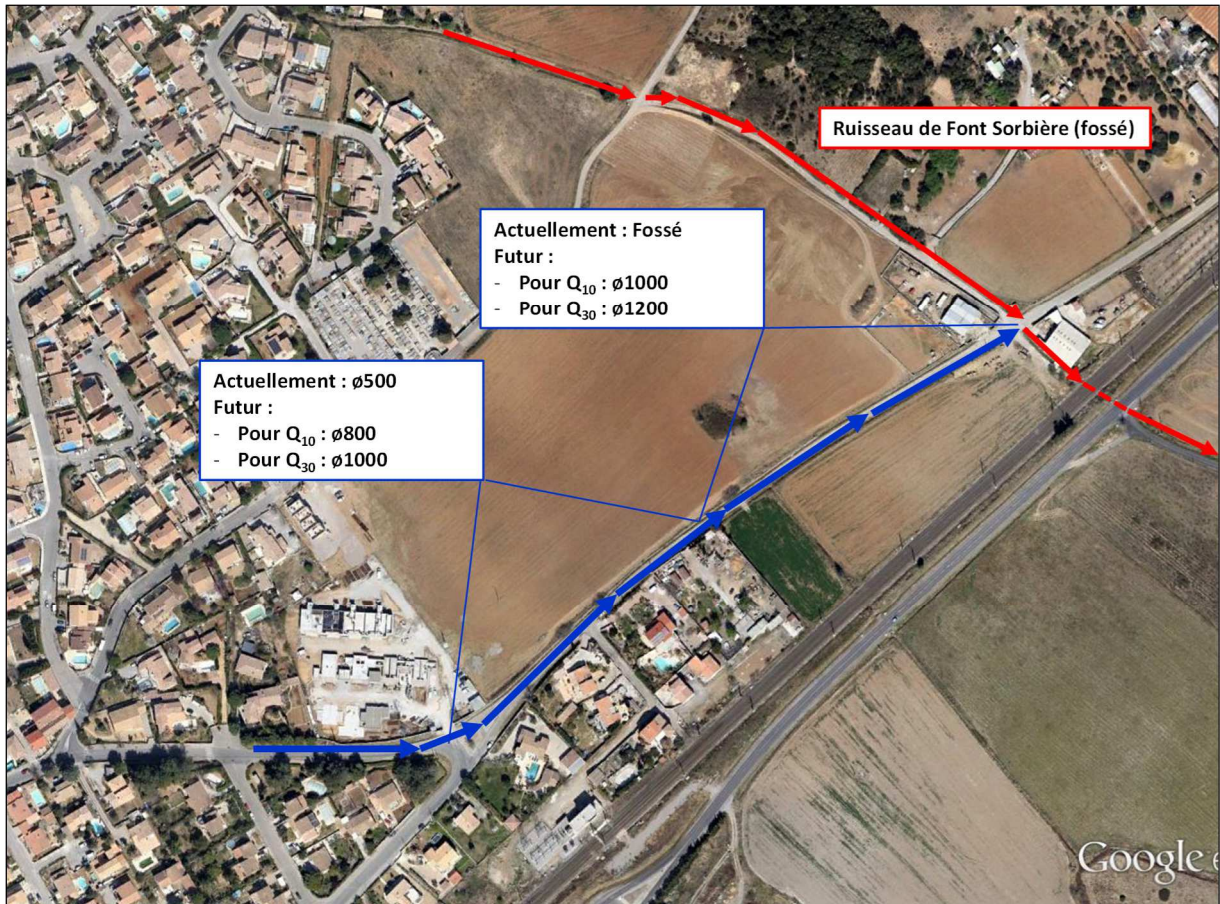
Dans la cas d'un ouvrage avec écoulements à ciel ouvert, on retiendra pour un débit décennal, une section trapézoïdale de 1 m de largeur au fond et de 0,8 m de profondeur minimale avec un fuit de berges de 1 / 1, et de 1,6 m de largeur au fond pour un débit trentennal.

Le schéma ci-dessous illustre l'implantation de ces dimensionnements.

⁹⁸ Descriptif des sections et altimétrie.

⁹⁹ Pente de 1,2 mm/m.

¹⁰⁰ Pente de 1,2 mm/m.



ENTECH Ingénieurs Conseils

ANNEXES

Liste des annexes :

1. Fiches de synthèse – Commune de Vic la Gardiole
2. Fiches de synthèse – Commune de Mireval

ANNEXE 1 : FICHES DE SYNHESE – VIC LA GARDIOLE

ENTECH Ingénieurs Conseils

ANNEXE 2 : FICHES DE SYNHESE – MIREVAL

ENTECH Ingénieurs Conseils