

Département de l'Hérault

Communes de Mireval et Vic la Gardiole

Schéma Directeur de Gestion des Eaux Pluviales



Phase 3 : Modélisation du fonctionnement des réseaux

Décembre 2015

14.67



ENTECH Ingénieurs Conseils

Parc Scientifique et Environnemental
BP 118 - 34140 Méze - 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)

Département de l'Hérault

Communes de Mireval et Vic la Gardiole

Schéma Directeur de Gestion des Eaux Pluviales

Phase 3 : Modélisation du fonctionnement des réseaux

Référence			
Version	A -	b	c
Date	Décembre 2015		
Auteur	Julie SAVARY (SALTO)		
Collaboration	Jillian JACQUOT (ENTECH) Patrick SAVARY (EC. Eau)		
Visa	Rachid OULADMIMOUN Yves COPIN		
Diffusion	Communes de Mireval et Vic la Gardiole SMBT SIEL SYBLE		

ENTECH Ingénieurs Conseils

Sommaire

1	Introduction	5
2	Modélisation des bassins-versants de Vic La Gardiole et Mireval	7
2.1	Limites des bassins-versants	7
2.2	Caractéristiques des bassins-versants	10
2.3	Caractéristiques des écoulements d'eaux pluviales	14
2.3.1	Géométrie et comportement du réseau hydraulique.....	14
2.3.2	Niveau des exutoires.....	15
2.4	Calage du modèle	18
2.4.1	Situation des points de mesure	18
2.4.2	Périodes d'enregistrement	20
2.4.3	Evènements pluviométriques retenus pour le calage	20
2.4.4	Exposé de la procédure de calage.....	22
2.4.1	Résultats du calage	27
2.4.2	Test de sensibilité des résultats de calage.....	38
3	Résultats de la modélisation en situation actuelle	39
3.1	Bassins-versants urbanisés	39
3.1.1	Scénarios modélisés	39
3.1.2	Insuffisances des systèmes d'évacuation d'eaux pluviales en situation actuelle	41
3.1.3	Conclusions du diagnostic des installations actuelles.....	53
3.2	Bassins-versants ruraux.....	55
	Annexe 1 : configurations et options de modélisation	58
	Annexe 2 : Caractéristiques des bassins versants	60
	Annexe 3 : Coefficients de Montana	63
	Annexe 4 : Débits de pointe calculés par d'autres études	64
	Annexe 5 : Tests de sensibilité des résultats de calage	65
	Annexe 6 : localisation des volumes débordés pour l'état actuel	69
	Annexe 7 : Examen détaillé et illustré des conditions d'écoulement en aval de Vic et Mireval 91	
	Annexe 8 : BV Ruraux	95

Table des figures

Figure 1 : Situation des communes de Vic la Gardiole et Mireval (Géoportail)	5
Figure 2 : Principaux ruisseaux et chenaux d'écoulement des eaux pluviales sur Mireval (Géoportail).....	6
Figure 3 : Principaux ruisseaux et chenaux d'écoulement des eaux pluviales sur Vic La Gardiole (Géoportail).....	6
Figure 4 : Limites et exutoires (triangles rouges) des bassins-versants sur Mireval	8
Figure 5 : Limites et exutoires (triangles rouges) des bassins-versants sur le bourg de Vic la Gardiole	9
Figure 6 : Limites et exutoires (triangles rouges) des bassins-versants sur le bourg de Vic la Gardiole	9
Figure 7 : Situation des points de mesure sur Vic la Gardiole	18
Figure 8 : Situation des points de mesure sur Mireval.....	19

Table des tableaux

Tableau 1 : Paramètres de la formule de Horton	10
Tableau 2 : % de surface imperméable d'un BV sur laquelle une lame d'eau est retenue	11
Tableau 3 : Capacité de stockage en surface pour différentes surfaces.....	11
Tableau 4 : Surfaces rattachées à différents sous bassins versants.....	12
Tableau 5 : Principales caractéristiques des 74 bassins-versants	13
Tableau 6 : Côtes maximales dans les étangs, étude SYBLE.....	16
Tableau 7 : Niveaux proposés pour les exutoires dans l'étang de Vic	17

1 INTRODUCTION

Dans le cadre de la mission d'élaboration des Schémas Directeurs de Gestion des Eaux Pluviales des Communes de Mireval et Vic la Gardiole, confiée à ENTECH Ingénieurs Conseils, EC.eau et le bureau d'études Salto, sous-traitants, ont analysé les conditions d'écoulement actuelles des eaux pluviales afin d'en établir un diagnostic, puis d'examiner les solutions qui pouvaient être entrevues pour remédier aux insuffisances constatées.

Le diagnostic s'appuie sur une modélisation des réseaux pluviaux qui permet de simuler les débits qui s'y écoulent pour différentes pluies de projet et d'en déduire les dysfonctionnements prévisibles (débordements trop fréquents pour de petites pluies ou trop importants pour des pluies plus rares).

Les modèles bâtis permettent dans un deuxième temps de tester les aménagements d'amélioration proposés pour remédier aux dysfonctionnements précédemment mis en évidence tout en prenant en compte les évolutions urbaines envisagées (densification du tissu urbain ou extensions de l'urbanisation).

On trouve successivement ci-après :

- La description des modèles d'écoulements élaborés et leur calage,
- Le diagnostic de la situation actuelle,
- Des propositions de réaménagement du système pluvial.

La situation des 2 villages est donnée par les cartes ci-après.



Figure 1 : Situation des communes de Vic la Gardiole et Mireval (Géoportail).

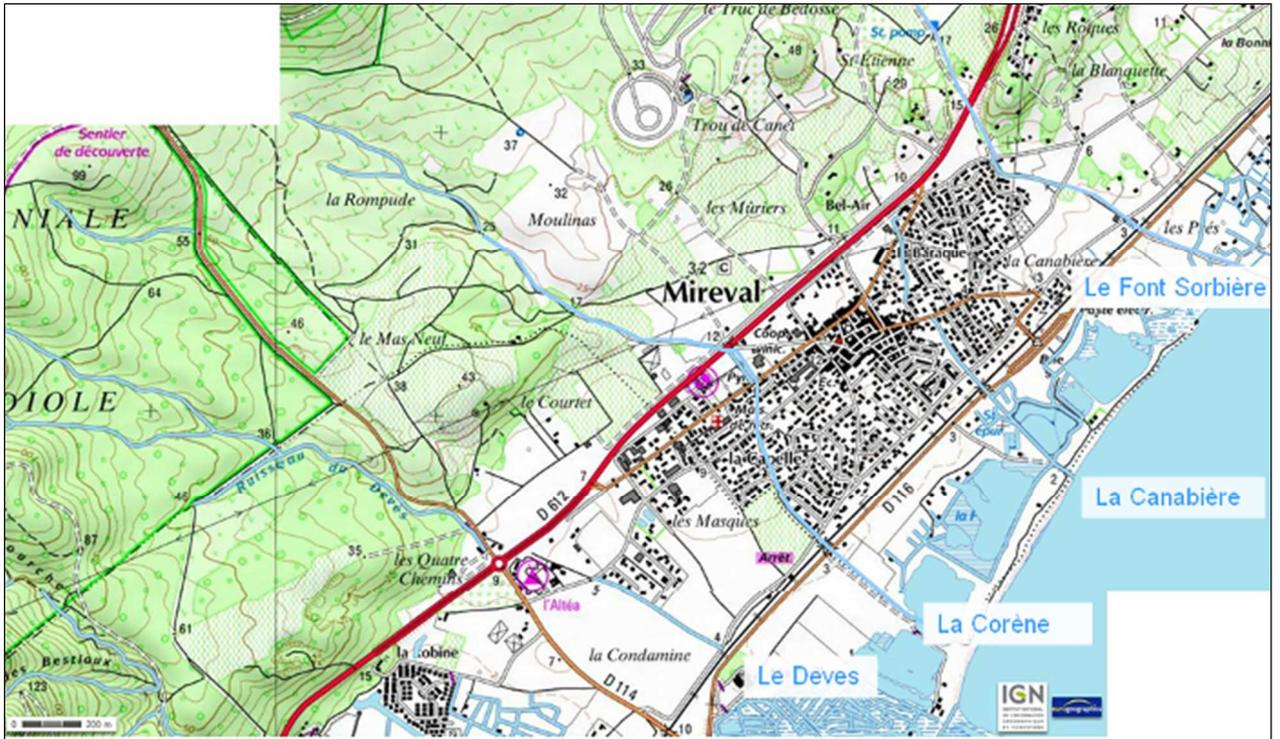


Figure 2 : Principaux ruisseaux et chenaux d'écoulement des eaux pluviales sur Mireval (Géoportail).

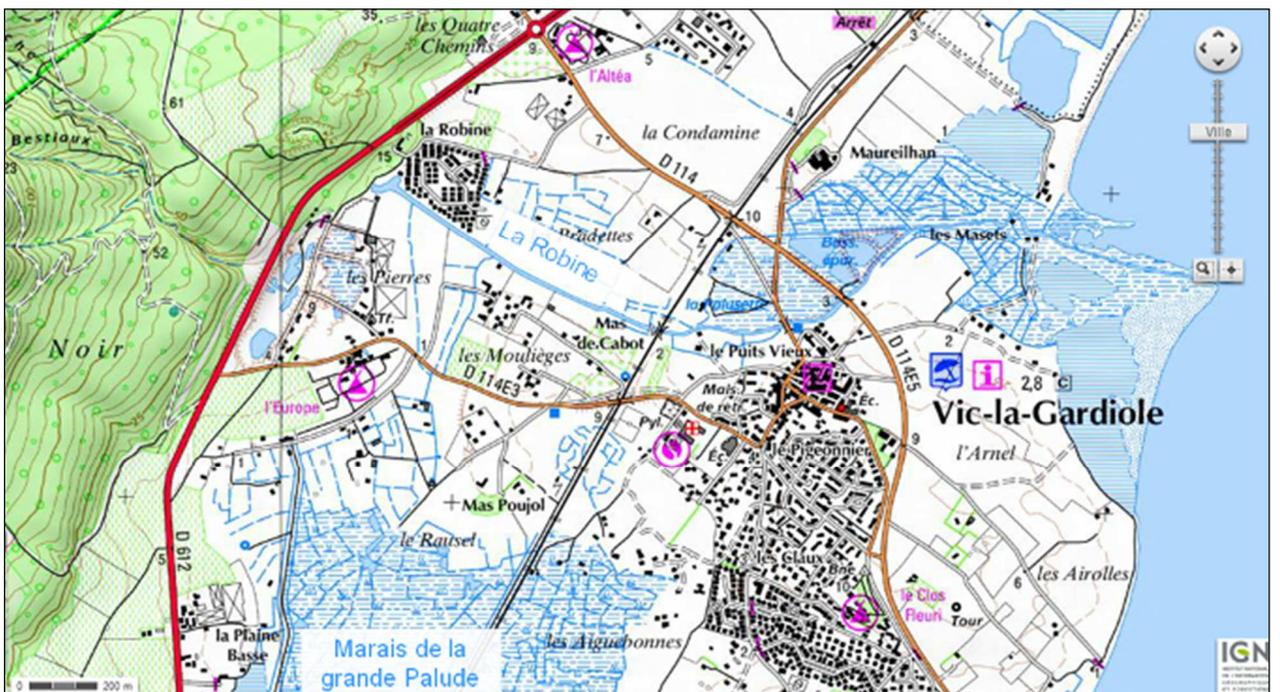


Figure 3 : Principaux ruisseaux et chenaux d'écoulement des eaux pluviales sur Vic La Gardiole (Géoportail).

ENTECH Ingénieurs Conseils

2 MODELISATION DES BASSINS-VERSANTS DE VIC LA GARDIOLE ET MIREVAL

La justification et des détails concernant les options de modélisation figurent en annexe 1.

2.1 LIMITES DES BASSINS-VERSANTS

Les bassins-versants considérés dans la présente étude comprennent toutes les surfaces alimentant en eau les ruisseaux de Font Sorbière, de la Canabière, de la Corène et du Deves sur Mireval, et toutes les zones urbanisées du centre ville de Vic La Gardiole (et les quelques surfaces naturelles dont les écoulements sont interceptés par le réseau eaux pluviales), ainsi que les lotissements des Fontaines et du Jardin de la Robine et le bassin versant naturel qu'ils interceptent.

Les limites actuelles des bassins-versants ont été déterminées à partir :

- d'un agrandissement de la carte IGN (extraite du site « Géoportail »),
- du Modèle Numérique de Terrain, fourni par Communauté d'agglomération du bassin de Thau
- du tracé des réseaux figurant sur les plans réalisés dans le cadre de la présente étude,
- et de visites de terrain effectuées dans le cas de la présente étude au printemps et durant l'été 2015.

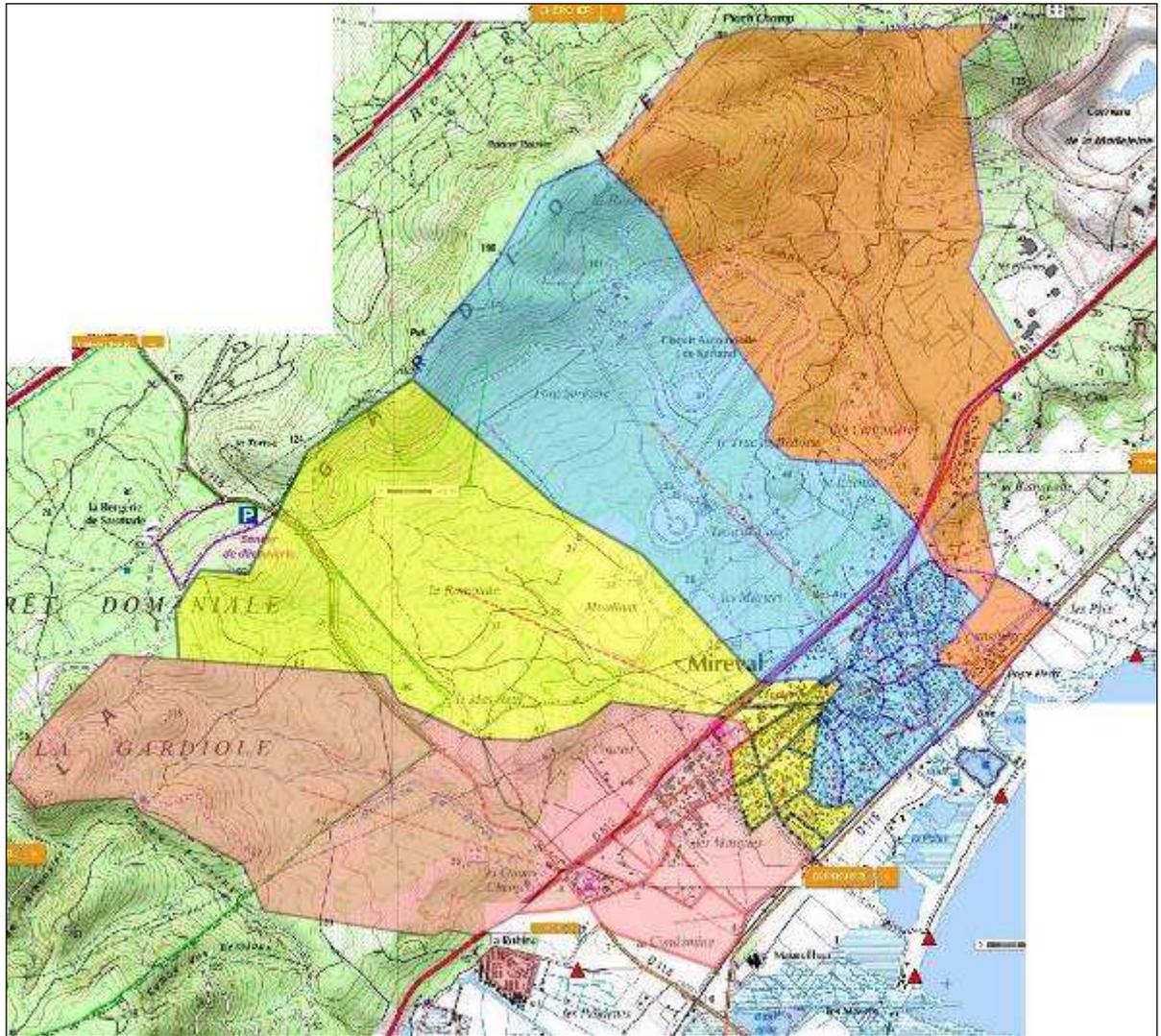


Figure 4 : Limites et exutoires (triangles rouges) des bassins-versants sur Mireval

Le bassin versant en rouge (sud-ouest – Zone des Condamines et des Masques) est à cheval sur les communes de Vic et Mireval.

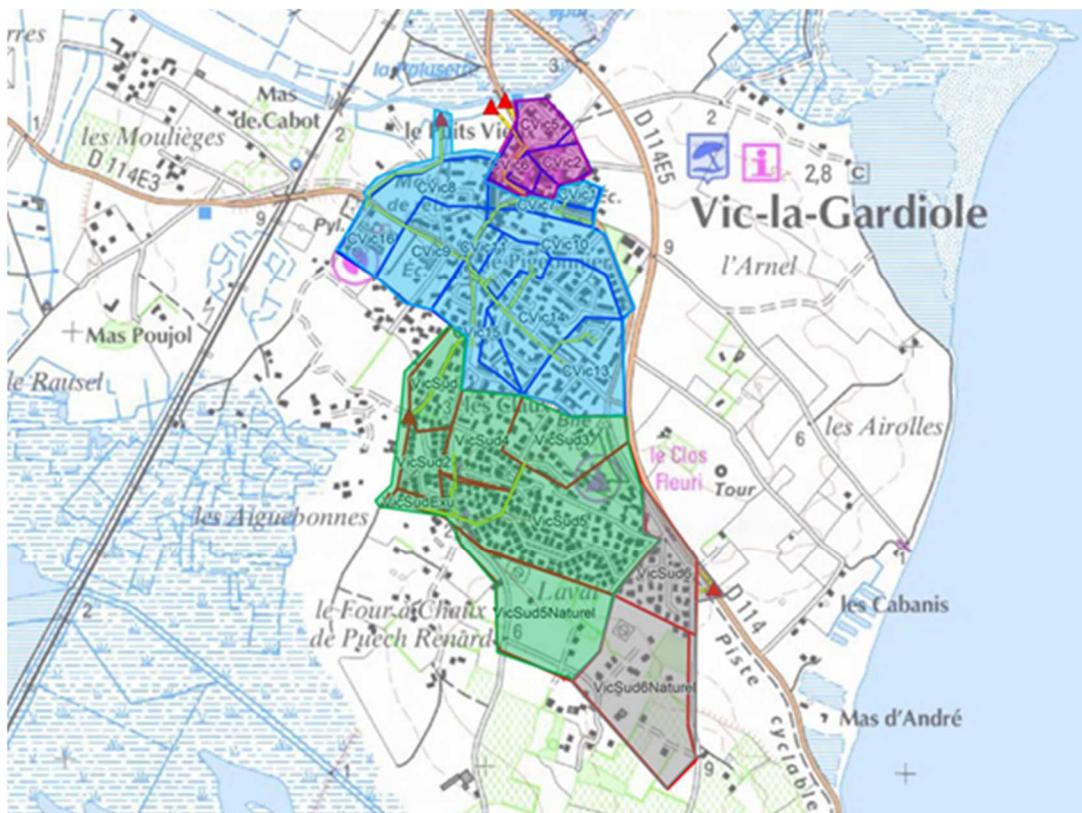


Figure 5 : Limites et exutoires (triangles rouges) des bassins-versants sur le bourg de Vic la Gardiole

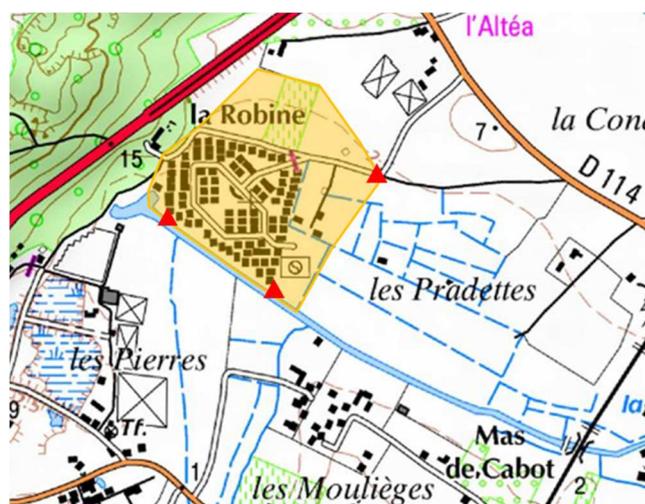


Figure 6 : Limites et exutoires (triangles rouges) des bassins-versants sur le bourg de Vic la Gardiole

2.2 CARACTERISTIQUES DES BASSINS-VERSANTS

74 bassins versants sont modélisés.

Les bassins-versants ruraux sur Mireval sont divisés chacun en 2 parties :

- un secteur assez pentu, non cultivé au Nord : le massif de la Gardiole. Les pentes rencontrées sur ces secteurs vont de moins de 5% à plus de 10% selon les bassins versants.
Le massif de la Gardiole est constitué de calcaires du jurassique fortement karstifiés. Les sols de cette zone sont peu épais (20 – 30 cm maximum), principalement constitués d'argile de décalcification et couverts par une garrigue typique des régions méditerranéennes.
- une plaine majoritairement agricole en bordure de la RD612, juste en amont de la partie urbanisée. Cette zone est moins pentue (1 à 5%).

Le couvert végétal n'est jamais très dense.

Les bassins versants urbanisés sont dans l'ensemble assez plats. Les pentes vont de moins de 0.5% à 3%. Les centres ville anciens sont très denses, ainsi que certaines zones d'activités : un coefficient d'imperméabilisation important leur est attribué. Deux types de lotissements ont été distingués, en fonction de la densité des constructions.

Le ruissellement est quantifié par le logiciel PCSWMM à partir de différents paramètres, calculés ou estimés. Ces paramètres ont pour la plupart été ajustés lors du calage du modèle. Ensuite, les valeurs attribuées ont fait l'objet de tests de sensibilité.

Les principaux paramètres sont les suivants :

- **Coefficients d'imperméabilisation** : ils ont été estimés au regard de l'occupation des sols sur la photographie aérienne et suite à notre parcours de la zone d'étude. Le détail de l'échantillonnage de surfaces homogènes d'un ha pour évaluer l'imperméabilisation des secteurs « type » figure en annexe.
- **Pente des bassins-versants** : Elle est, pour chaque bassin-versant, calculée à partir des courbes de niveau de la carte IGN. Lorsque de fortes ruptures de pentes sont constatées, une pente « équivalente » a été calculée (grands BV ruraux du secteur de Mireval principalement).
Hors cas particuliers, la pente est calculée pour le talweg principal d'écoulement pour les BV naturels, et pour le plus long parcours canalisé de l'eau pour les BV urbains.
Ces valeurs, notamment pour les BV ruraux, seront ajustées au moment du calage.
- **Rugosité du sol** : Coefficients n de Manning (l'inverse du coefficient de Strickler K) : $n = 0,035$ pour les surfaces imperméables et $n = 0,08$ pour les surfaces perméables.
Ces valeurs correspondent au résultat du calage du modèle d'une étude réalisée récemment sur le secteur de Poussan (BV de la Lauze), dont le type d'urbanisation et de terrain naturel est comparable au secteur de la présente étude.
Ces coefficients seront ajustés lors du calage.

- **Capacité d'infiltration des sols non imperméabilisés** :

Les paramètres de la formule de Horton retenus **avant calage** ont donc été les suivants :

Constante de décroissance k (h^{-1})	Taux d'infiltration maximal F_0 (mm/h)	Taux d'infiltration minimal F_c (mm/h)
4	75 ou 40	3.5

Tableau 1 : Paramètres de la formule de Horton

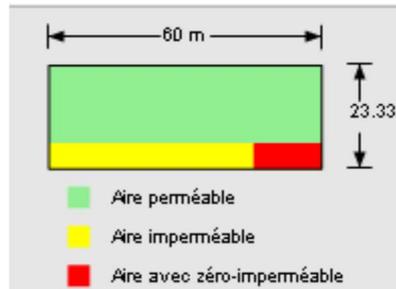
40 mm/h en secteur urbain (imperméabilisation du BV supérieure à 45%), 75 mm/h en secteur naturel ou agricole (imperméabilisation du BV inférieure à 45%).

ENTECH Ingénieurs Conseils

Les valeurs de 3.5 mm/h et 75 mm/h correspondent au résultat du calage du modèle d'une étude réalisée récemment sur le secteur de Poussan (BV de la Lauze), dont le type d'urbanisation et de terrain naturel est comparable au secteur de la présente étude.
Ces coefficients seront ajustés lors du calage.

- **Stockage** en surface : Le logiciel permet de différencier deux types de surfaces imperméables : Celles sur lesquelles une lame d'eau est retenue (type voirie) et celles sur lesquelles la totalité de l'eau ruisselle (type toitures).

Exemple : sur la schématisation d'un bassin-versant ci-dessous, est représentée en vert la surface perméable, en jaune la surface imperméable sur laquelle une lame d'eau est retenue (type voirie) et en rouge une surface imperméable type toiture sur laquelle aucune lame d'eau n'est retenue.



La répartition des surfaces imperméables entre celles de type toiture et celles de type voirie ainsi que le pouvoir de stockage de toutes les surfaces sont résumés dans le tableau suivant :

Bassin versant	% de surface imperméable sur laquelle une lame d'eau est retenue (type voirie) (% de la surface imperméable totale)
dominante urbanisée	30%
dominante rurale	50%

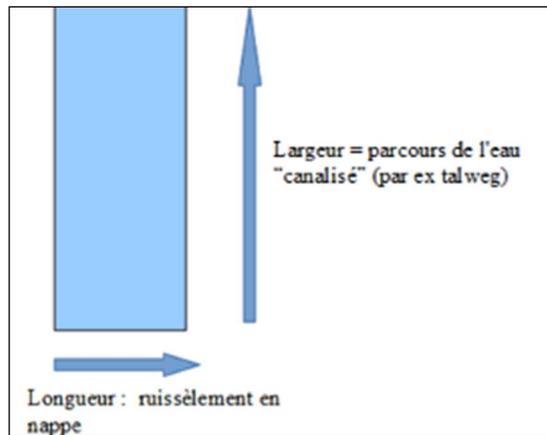
Tableau 2 : % de surface imperméable d'un BV sur laquelle une lame d'eau est retenue

Ces valeurs sont celles retenues avant calage, d'après mesures sur des surfaces types de 1 ha. Le détail de l'échantillonnage de surfaces homogènes d'un ha pour évaluer l'imperméabilisation des secteurs « type » figure en annexe.

Capacité de stockage en surface pour les surfaces imperméables type voirie (mm)	Pente > 2%	0.5
	Pente < 2%	2.5
Capacité de stockage en surface pour les surfaces perméables (mm)	Pente > 3%	2.5
	2% < Pente < 3%	4
	1% < Pente < 2%	8
	0% < Pente < 1%	10

Tableau 3 : Capacité de stockage en surface pour différentes surfaces

- **Forme du bassin-versant** : elle est restituée à travers les paramètres « longueur » et « largeur » du bassin-versant dont le produit équivaut à la surface de celui-ci. La largeur de drainage représente la surface divisée par la distance la plus longue à l'intérieur du bassin-versant que les eaux de ruissellement auront à parcourir sous forme de nappe. Autrement dit, plus la « largeur » du bassin-versant est petite, plus le temps d'écoulement est long et plus les débits et volumes de ruissellement seront affectés à la baisse.



On remarquera que ce qui correspond au « cheminement de plus long temps de parcours » dans les approches françaises est, dans PCSWMM, appelé « largeur »...

La surface totale des bassins-versants s'élève à 1 250 ha, dont 250 ha couvrant les zones urbanisées. La surface imperméabilisée s'élève à 165 ha (soit un coefficient d'imperméabilisation moyen de 66% sur les parties urbanisées).

Les surfaces rattachées à chacun des dispositifs d'évacuation d'eaux pluviales sont les suivantes :

	ha
Canabière zone urbaine	64
Canabière naturelle	249
Corene zone urbaine	27
Corene naturelle	233
Masques zone urbaine	66
Masques naturelle	242
Font Sorbière zone urbaine	34
Font Sorbière naturelle	264
fontaines	4
Vic Centre	29
Vic Sud zone urbaine	25
Vic Sudnaturelle	13

Tableau 4 : Surfaces rattachées à différents sous bassins versants

Le tableau qui suit récapitule les principales caractéristiques des 74 bassins-versants.

Nom	Étiquette	Aire (ha)	Ha imperméabilisés du BV	% imperméabilisation du BV	Largeur (m)	Pente (%)
FS-rural	BVFontSorbière	263.7	13.18	5%	2835	à préciser
FS3-1	BVFontSorbière	1.1	0.22	20%	1236	0.5%
FS3-2	BVFontSorbière	1.7	0.34	20%	2213	0.1%
FS4	BVFontSorbière	6.0	0.30	5%	315	à préciser
FS5	BVFontSorbière	7.8	1.20	15%	375	à préciser
Can3	BVCanabière	7.0	2.95	42%	300	1.3%
CanRD	BVCanabière	1.6	1.07	67%	400	2.0%
CanRural	BVCanabière	248.5	16.02	6%	2500	à préciser
Cor1	BVCorène	4.0	2.24	55%	330	à préciser
Can4	BVCanabière	4.0	3.55	90%	180	2.8%
Can5	BVCanabière	3.8	2.42	63%	230	à préciser
Can6	BVCanabière	5.6	2.27	41%	260	à préciser
Can7	BVCanabière	7.5	3.42	45%	270	à préciser
CorRural	BVCorène	233.1	11.65	5%	1765	à préciser
BVRural4chemins		41.5	2.08	5%	570	0.5%
Deves		200.0	10.00	5%	2610	à préciser
Cor4	BVCorène	1.0	0.55	55%	140	à préciser
Can8	BVCanabière	2.7	1.53	57%	570	0.3%
FS1	BVFontSorbière	9.9	3.51	35%	660	3.8%
Masques3	BVMasques	20.2	2.14	11%	370	0.2%
Masque4	BVMasques	4.1	2.05	50%	220	0.2%
Masques5	BVMasques	16.4	0.82	5%	440	0.2%
CVic1	VicCentre	0.6	0.50	88%	65	à préciser
CVic2	VicCentre	0.9	0.63	69%	145	2.1%
CVic3	VicCentre	0.2	0.19	78%	51	à préciser
CVic4	VicCentre	0.4	0.38	91%	70	à préciser
CVic5	VicCentre	1.2	0.74	62%	125	0.4%
CVic6	VicCentre	0.6	0.53	87%	150	à préciser
CVic7	VicCentre	1.2	1.14	95%	160	à préciser
CVic8	VicCentre	2.6	0.76	29%	125	à préciser
CVic9	VicCentre	4.0	2.06	51%	130	à préciser
CVic10	VicCentre	2.7	1.35	50%	430	1.2%
CVic11	VicCentre	0.5	0.35	72%	90	à préciser
CVic12	VicCentre	1.4	0.98	70%	110	1.8%
CVic13	VicCentre	3.9	1.95	50%	180	0.6%
CVic14	VicCentre	5.8	4.06	70%	300	1.3%
CVic15	VicCentre	3.1	2.17	70%	250	à préciser
VicSud1	VicSud	2.4	1.20	51%	220	à préciser
VicSud2	VicSud	1.5	1.05	70%	130	à préciser
VicSudExu	VicSud	0.4	0.28	70%	125	à préciser
VicSud3	VicSud	3.9	1.89	49%	150	à préciser
VicSud4	VicSud	3.3	2.31	69%	115	2.6%
VicSud5	VicSud	10.4	7.20	69%	400	0.4%
VicSud5Natur	VicSud	5.9	0.88	15%	200	2.8%
VicSud6	VicSud	3.3	2.31	71%	220	0.9%
VicSud6Natur	VicSud	7.5	1.51	20%	300	2.2%
CVic16	VicCentre	1.5	1.05	69%	110	à préciser
Can9	BVCanabière	4.6	2.30	50%	305	1.6%
Can10	BVCanabière	5.3	2.65	50%	125	à préciser
Can1_1	BVCanabière	2.5	1.44	58%	180	à préciser
Can1_3	BVCanabière	2.2	1.10	50%	190	à préciser
Can1_4	BVCanabière	1.4	0.70	50%	200	à préciser
Can1-2	BVCanabière	4.4	2.20	49%	240	1.3%
Can1-0	BVCanabière	1.2	0.00	0%	160	1.9%
Can2-1	BVCanabière	2.5	1.25	49%	230	1.7%
BVMiradou	BVCanabière	1.4	0.78	54%	65	1.5%
Can2-2	BVCanabière	1.8	0.85	48%	100	à préciser
Can2-3	BVCanabière	2.2	1.10	50%	95	à préciser
Can2-4	BVCanabière	1.7	0.85	49%	190	à préciser
Cor2_1	BVCorène	2.0	1.42	71%	150	à préciser
Cor3_1	BVCorène	2.9	1.83	63%	130	1.5%
Cor2_3	BVCorène	4.3	3.30	77%	325	0.9%
Cor2_4	BVCorène	2.1	1.36	66%	140	0.7%
Cor3_3	BVCorène	4.3	2.39	55%	185	à préciser
Cor3_4	BVCorène	1.3	0.65	51%	135	à préciser
Cor5_1	BVCorène	1.4	0.74	55%	80	1.9%
Cor5_2	BVCorène	3.7	2.09	56%	250	à préciser
Masques2_1	BVMasques	6.0	0.52	9%	400	0.8%

Tableau 5 : Principales caractéristiques des 74 bassins-versants

2.3 CARACTERISTIQUES DES ECOULEMENTS D'EAUX PLUVIALES

2.3.1 Géométrie et comportement du réseau hydraulique

Le modèle a été construit à partir des sections, coupes et données topographiques réalisées dans le cadre de la présente étude.

Ces données ont ensuite été complétées et ajustées grâce à plusieurs campagnes de terrain.

Ces campagnes ont notamment permis de relever, confirmer ou préciser certains profils en travers de sections.

Les observations de terrain permettent de constater, de repérer les données suivantes, essentielles à la modélisation, notamment au calage :

- Ecoulements
- Types et défauts de structure
- Entretien/encombrement
- Rugosités
- Aspects naturels ou urbanisés des tronçons de « ruisseaux »
- Zones où l'évacuation des eaux pluviales pose problème
- Zones inondables liées aux réseaux d'eau pluviales
- Niveaux d'inondation
- Sources de contamination des eaux pluviales

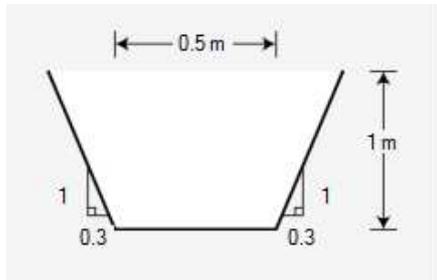
Il est important de noter le contexte pluviométrique des observations.

Des photos figurent dans le corps du rapport de phase 1.

Le modèle représente :

- la totalité des collecteurs structurants
- les ruisseaux busés
- les réseaux enterrés et/ou à ciel ouvert jusqu'à leur exutoire vers le milieu.
- Toutes les singularités

Les ruisseaux avant leur entrée sur les parties urbanisées sont modélisés suivant le profil suivant :



C'est un profil non réel, qui n'a aucune incidence sur la modélisation puisque les sorties des BV ruraux sont assignées directement aux points d'entrée en zone urbaine pour lesquelles les caractéristiques des réseaux sont connues.

2.3.2 Niveau des exutoires

Etang de Vic :

L'extrait ci-après de l'« Etude du fonctionnement hydraulique du complexe Etangs Palavasiens – Etang d'Ingril – Etang de l'Or en situation de crue et de tempête marine », réalisée en 2012 par le SYBLE, est une analyse historique et statistique qui permet de définir des scénarios de variation du niveau marin des tempêtes de référence théoriques, et historiques.

Extrait de l'étude SYBLE :

Les résultats des ajustements statistiques réalisés par EGIS EAU (ex BCEOM) au marégraphe de Sète en 2000 sont les suivants :

- niveau marin maximal de période de retour 2 ans = 0.7 m NGF
- niveau marin maximal de période de retour 10 ans = 0.9 m NGF

L'échantillon est trop faible pour extrapoler à des périodes de retour plus rares, pour lesquelles sont utilisés des marégraphes disposant de plus d'années d'observation.

Ulmann dans sa thèse du CEREGE en 2008 a réalisé des statistiques sur les niveaux de Sète, dont les résultats sont donnés ci après :

- période de retour 5 ans = 0.98 m NGF
- période de retour 10 ans = 1.02 m NGF
- période de retour 50 ans = 1.19 m NGF
- période de retour 100 ans = 1.26 m NGF

Le CETE Méditerranée a réalisé des nouvelles statistiques en 2010 sur les données de niveaux maxima à Sète (niveau horaire et instantané). Les résultats sont les suivants :

- période de retour 5 ans = 0.81 NGF (horaire) – 1.05 NGF (instantané)
- période de retour 10 ans = 0.88 NGF (horaire) 1.14 NGF (instantané)
- période de retour 50 ans = 1.02 NGF (horaire) 1.36 NGF (instantané)
- période de retour 100 ans = 1.08 m NGF (horaire) 1.46 NGF (instantané)

Tableau synthèse des statistiques à Sète.

T années	Sète Ulmann	Sète horaire CETE	Sète instantané CETE
1		0.67	0.83
5	0.98	0.81	1.05
10	1.02	0.88	1.14
50	1.19	1.02	1.36
100	1.26	1.08	1.46

L'étude retient comme niveaux marins, les valeurs suivantes :

- Niveau 0.8 m NGF pour 2 ans
- Niveau 0.9 m NGF pour 5 ans
- Niveau 1.0 m NGF pour 10 ans
- Niveau 1.3 m NGF pour 50 ans
- Niveau de 1,5 m NGF pour 100 ans (niveau retenu comme condition limite aval aux modèles hydrauliques pour les PPRi dans l'Hérault).

Remarque :

Rappelons que ces valeurs sont représentatives de niveaux dans un port. Le niveau marin atteint sur les côtes en eau peu profonde peut être bien supérieur à cause de la houle, du déferlement et du vent.

Il a ensuite été réalisé une étude hydraulique, qui visait à diagnostiquer les risques d'inondation en cas de crue et tempête : des hydrogrammes de crues 24h en provenance des différents bassins versants ont été appliqués à un panel des situations rencontrées sur les étangs (événement pluvieux en condition marine habituelle, événement pluvieux concomitant à une surcote marine).

Les tableaux ci après donnent les cotes d'eau maximales par étang pour chaque scénario hydrologique testé :

scénario	Zini étang (m NGF)	n°	cotes max étang (mNGF)								
			Or	Pérols/Méjean	Grec	Arnel	Prévost	Vic	Pierre Blanche	Ingril nord	Ingril sud
Zmer=2 ans, Q apport=2 ans	0.1	1	0.39	0.62	0.61	0.69	0.64	0.55	0.56	0.56	0.79
Zmer=2 ans, Q apport=10 ans	0.1	2	0.47	1.1	1	0.96	0.74	0.74	0.73	0.59	0.79
Zmer=2 ans, Q apport=except	0.1	3	1.37	1.99	1.98	1.97	1.96	1.94	1.94	1.22	0.8
Zmer=2 ans, Q apport=2 ans	0.4	4	0.63	0.81	0.8	0.82	0.75	0.74	0.74	0.72	0.8
Zmer=5 ans, Q apport=5 ans	0.1	5	0.49	0.92	0.88	0.84	0.74	0.67	0.67	0.63	0.89
Zmer=5 ans, Q apport=10 ans	0.1	6	0.47	1.1	1.04	0.97	0.77	0.77	0.76	0.65	0.89
Zmer=5 ans, Q apport=5 ans	0.4	7	0.74	1.06	1.01	0.97	0.86	0.88	0.86	0.78	0.9
Zmer=10 ans, Q apport=5 ans	0.1	8	0.51	0.96	0.9	0.9	0.78	0.7	0.72	0.66	0.99
Zmer=10 ans, Q apport=10 ans	0.1	9	0.48	1.11	1.05	0.99	0.81	0.8	0.8	0.67	0.99
Zmer=10 ans, Q apport=50 ans	0.1	10	0.82	1.51	1.49	1.35	1.31	1.28	1.28	0.88	0.99
Zmer=10 ans, Q apport=100 ans	0.1	11	0.89	1.62	1.6	1.5	1.48	1.43	1.44	1.04	0.99
Zmer=50 ans, Q apport=10 ans	0.1	12	0.5	1.15	1.11	1.06	0.95	0.93	0.93	0.93	1.22
Zmer=100 ans, Q apport=2 ans	0.1	13	0.43	0.85	0.84	0.93	0.92	0.88	0.87	1.16	1.31
Zmer=100 ans, Q apport=100 ans	0.1	14	0.92	1.68	1.66	1.59	1.59	1.52	1.53	1.21	1.31
Zmer=except, Q apport=100 ans	0.1	15	0.97	1.76	1.75	1.72	1.71	1.67	1.67	1.8	1.8
Zmer=except, Q apport=except	0.1	16	1.43	2.1	2.1	2.1	2.1	2.05	2.05	1.82	1.82
vidourle	0.1	17	0.55	1.09	1.03	0.96	0.74	0.74	0.73	0.59	0.79

Tableau 6 : Côtes maximales dans les étangs, étude SYBLE

Précautions : **les résultats de la modélisation n'intègrent pas la surcote liée au vent**, qui peut être importante. D'autre part, l'analyse des résultats de la simulation ci après a montré **la sensibilité du niveau initial des étangs sur le niveau maximal atteint pendant la crue**. Enfin, pour l'étang de Vic, le calage a été réalisé sans connaissance fine des niveaux initiaux, et les niveaux d'eau calculés lors du calage sur cet étang sont environ 30 cm inférieurs à ceux mesurés.

Au vu de l'ensemble de ces données, les niveaux proposés pour la modélisation des systèmes dont l'exutoire est l'étang de Vic sont les suivants, en sachant que les surcotes dans les étangs sont atténuées par rapport à celles de la mer (et ce d'autant plus pour les plus fortes surcotes) :

période de retour des surcotes du niveau de la mer (ans)	niveau initial dans l'étang de Vic : valeurs retenues (mNGF)
2	0.7
5	0.8
10	0.9
50	1.2
100	1.4

Tableau 7 : Niveaux proposés pour les exutoires dans l'étang de Vic

Il conviendra de définir quel niveau initial sera associé aux différents scénarios de pluviométrie : il convient de ne pas associer un niveau initial des étangs trop défavorable, afin de ne pas créer un contexte de modélisation qui représente un évènement plus rare que souhaité (par exemple, si l'on associe un niveau initial centennal dans les étangs à une pluie centennale, l'évènement modélisé est beaucoup plus rare que centennal).

2.4 CALAGE DU MODELE

2.4.1 Situation des points de mesure

Les données de calage proviennent des mesures réalisées dans le cadre de la présente étude. Le pluviomètre était situé dans les services techniques de Vic la Gardiole (centre ville).

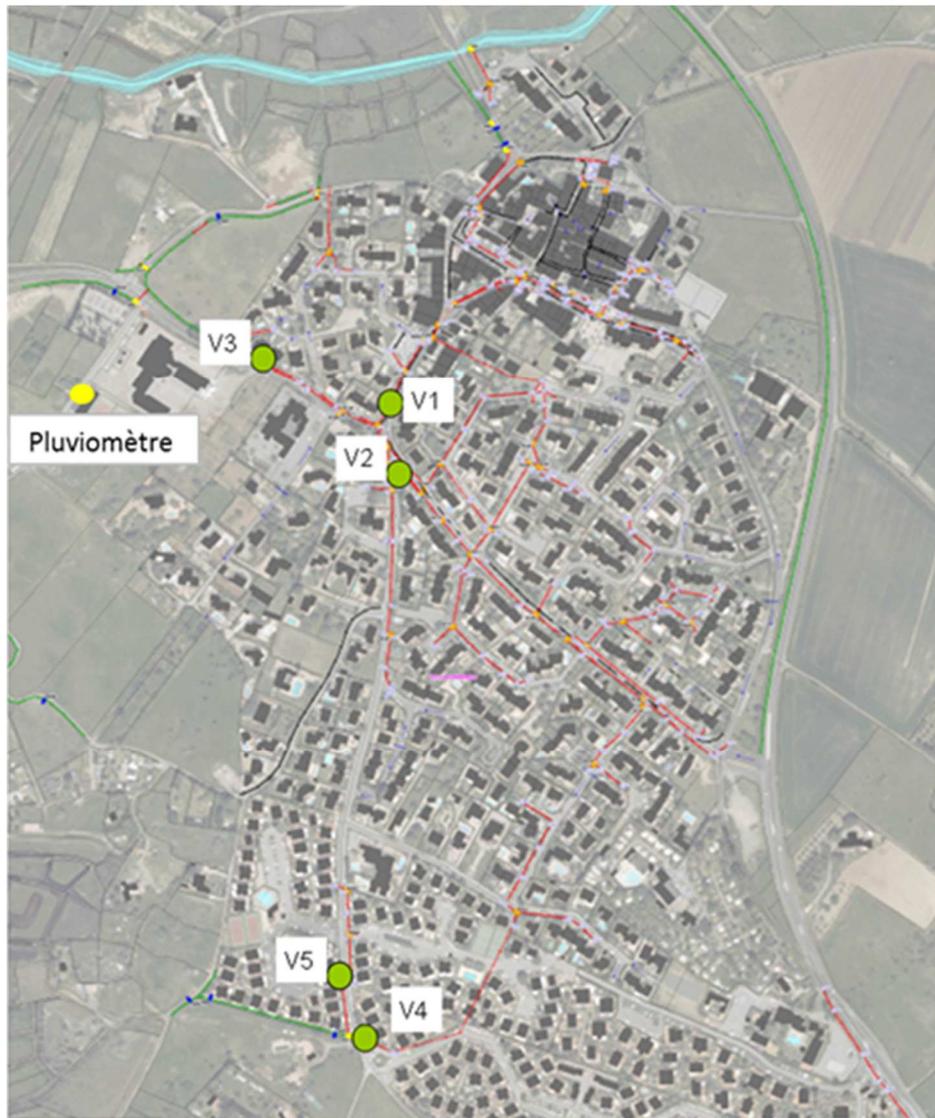


Figure 7 : Situation des points de mesure sur Vic la Gardiole



Figure 8 : Situation des points de mesure sur Mireval

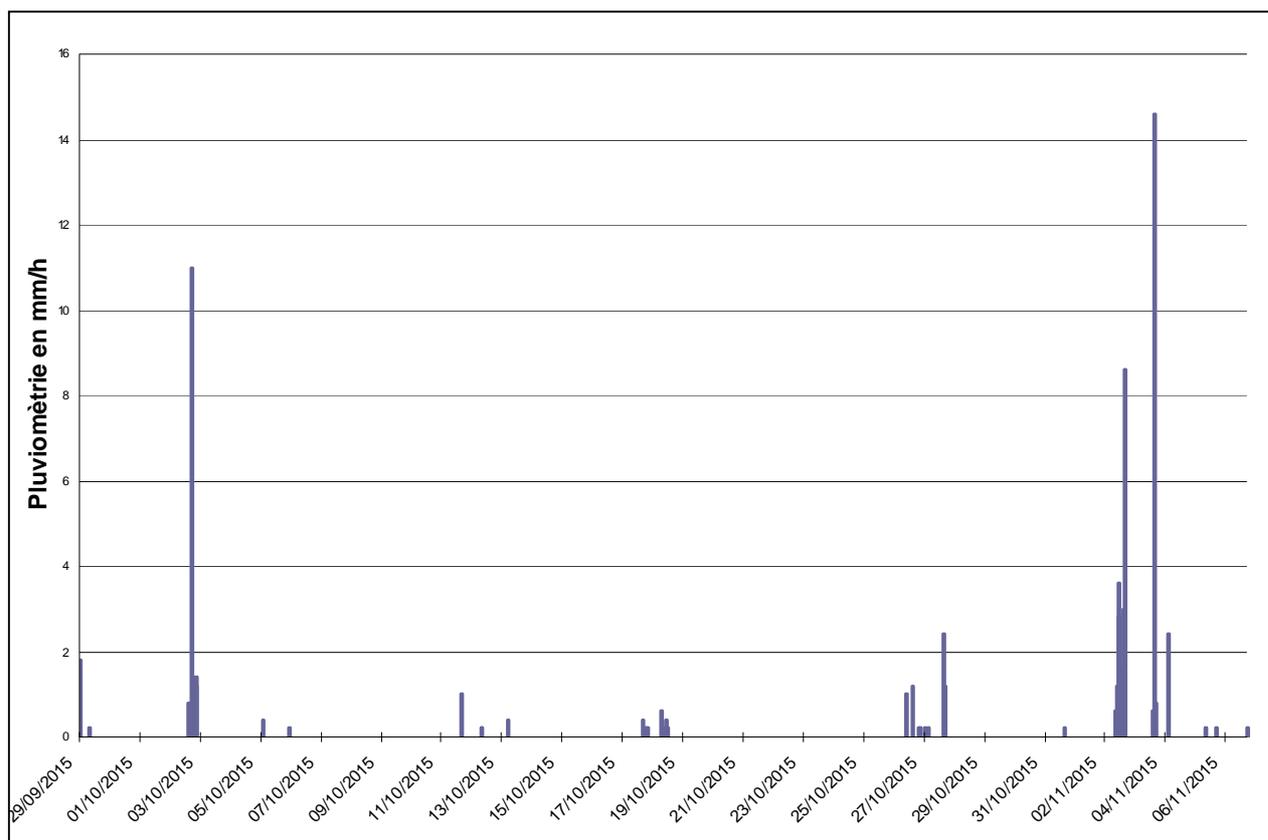
2.4.2 Périodes d'enregistrement

Les enregistrements ont débuté le 24 septembre 2015 et se sont achevés le 07 novembre au matin.

Le graphique suivant récapitule la pluviométrie enregistrée durant ces 6 semaines.

La première pluie significative interceptée est celle du 03 octobre 2015. Il est alors tombé 16.4 mm en 8h (intensité max à 11mm/h).

2 autres pluies ont ensuite été enregistrées coup sur coup : le 03 novembre 2015 : 23.2 mm en 9h (intensité max à 8.6 mm/h), puis le 04 novembre 2015 : 16 mm en 3h (intensité max à 14.6 mm/h).



2.4.3 Evènements pluviométriques retenus pour le calage

Généralement, on cherche à davantage focaliser les simulations de calage sur les périodes durant lesquelles les hauteurs ou débits enregistrés ont été assez élevés, notamment car la réponse des bassins-versants ruraux à de faibles intensités pluviométriques est très difficile à reproduire.

Toutefois, les pluies trop fortes (intenses et à fortiori intenses et longues) peuvent conduire à des débordements des fossés et collecteurs, difficiles à modéliser si on n'a pas une connaissance descriptive extrêmement précise des ouvrages.

Les phénomènes de débordements ont deux conséquences en termes de simulation : d'une part, les pointes de débit sont écrêtées dans des proportions assez difficiles à reproduire fidèlement, et ensuite d'autre part, le devenir des volumes débordés est difficile à quantifier de façon vraiment fiable car ils vont se répartir entre ceux qui vont revenir de façon différée vers les fossés et collecteurs et ceux qui vont stagner en surface et finir par lentement s'infiltrer.

Les données pluviométriques de la période de mesure destinées au calage ont été analysées d'une part avec les coefficients de Montana de la station de Fréjorgues, recalés par EC.eau pour des précipitations s'étalant de 6 minutes à 24 heures, et d'autre part avec les coefficients de la station de Sète, qui dispose de données pour les pluies de durée supérieure à 6h, et d'un nombre d'années de données important. L'analyse avec les coefficients de Sète conduit à une caractérisation de la pluviométrie qui s'approche sensiblement plus d'années statistiquement moyennes. Ce travail avait été entrepris par ENTECH et EC.eau dans le cadre de l'étude de la maîtrise des eaux pluviales de la Lauze et du Valaury, réalisée pour la CCNBT.

Hauteurs caractéristiques de pluies de faible période de retour :

D'après l'étude réalisée pour la CCNBT

24h	H Fréjorgues	H Sète
	(mm)	(mm)
1 mois	16.2	15.0
2 mois	25.5	24.9
3 mois	30.1	31.5
6 mois	49.0	44.8
1 an	67.3	60.5

12h	H Fréjorgues	H sète
	(mm)	(mm)
1 mois	13.4	11.4
2 mois	20.8	20.4
3 mois	24.8	25.0
6 mois	38.6	36.1
1 an	54.4	51.7

2h	H Fréjorgues	H sète
	(mm)	(mm)
1 mois	8.3	n/a
2 mois	12.4	n/a
3 mois	15.0	n/a
6 mois	20.8	n/a
1 an	31.4	n/a

Date de la pluie	Hauteur de cette pluie (mm)			Période de retour de la pluie :
	sur 2h	sur 12h	sur 24h	
3/10/2015	12.4	16.4	16.4	2 mois sur 2h, 1 mois sur 12h et 24h
3/11/2015	10	23.2	23.2	1 mois sur 2h, 2 mois sur 12h et 1mois 24h
4/11/2015	15.4	15.4	15.4	3 mois sur 2h, 1 mois sur 12h et 24h
3 et 4/11/2015	les 2 pics de pluie ont lieu à pile 24h d'écart (de 6h à 7h le matin) : on aurait alors 25.2 mm de pluie en 25h			on approche de 2 mois sur 24h

La journée du 3/10/2015 enregistre une pluviométrie supérieure à 16 mm, et une pointe de plus de 12 mm en 2 heures, ce qui en fait un évènement pluviométrique de période de retour de 2 mois pour cette durée.

La journée du 3/11/2015 enregistre une pluviométrie supérieure à 23 mm, et une pointe de plus de 10 mm en 2 heures, ce qui en fait un évènement pluviométrique de période de retour de 1 mois sur 2h, et de 2 mois sur 12h et 24h.

ENTECH Ingénieurs Conseils

La journée du 4/11/2015 enregistre une pluviométrie supérieure à 15 mm, et une pointe de plus de 15 mm en 2 heures, ce qui en fait un évènement pluviométrique de période de retour de 3 mois pour cette durée.

Le calage se fait principalement sur la pluie du 04 novembre, en ayant simulé celle du 03 précédemment pour tenir compte de l'état des sols.

Le pluviomètre étant situé sur Vic la Gardiole, et l'impact d'une différence de pluviométrie ayant plus d'importance sur les résultats de la modélisation que les paramètres de calage, il a été recherché si la pluviométrie sur Mireval pouvait être représentée par celle de Vic La Gardiole. En effet, plus une pluie est intense, comme celle du 4 novembre, moins il est probable qu'elle soit uniformément répartie sur un large territoire. Un site de mesure de particuliers a été valorisé : il a été relevé une station sur Mireval, qui a enregistré pour les 3 et 4 Novembre une pluviométrie sensiblement plus faible qu'à Vic : 8 mm le 3 novembre et 12 mm le 4 novembre, contre respectivement plus de 10 mm et plus de 15 mm.

Ce sont ces valeurs de pluviométrie qui ont été retenues pour le calage sur les bassins versants de Mireval.

Lorsque cela est judicieux, une vérification sera menée avec la pluie d'octobre.

2.4.4 Exposé de la procédure de calage

La procédure de calage du modèle a été menée en tentant de faire coïncider les valeurs simulées et les valeurs observées pour les paramètres « hauteurs d'écoulement », « vitesses d'écoulement » et « débits », les débits résultant du croisement des deux premiers paramètres cités et des caractéristiques dimensionnelles des sections d'écoulement.

Le calage sera réalisé en optimisant principalement les paramètres suivants :

- Imperméabilisation des bassins-versants,
- caractéristiques topographiques du réseau hydrographique,
- rugosités des sections du réseau hydrographique,
- caractéristiques de l'infiltration dans les sols non urbanisés (paramètres de la loi de Horton).

Il est vite apparu dans cette procédure qu'un calage direct « débits observés / débits simulés » était difficile, voire quasi-impossible. Les raisons principales en sont les suivantes :

- **Les anomalies de configuration des réseaux** créent des écoulements qu'il est très difficile de reproduire sans disposer d'une description extrêmement précise des canalisations et regards, notamment en termes de topographie. Cela est le cas pour le point de mesure 2 sur Vic la Gardiole : L'aboutissement du $\varnothing 700$ dans un regard d'où partent 1 $\varnothing 300$ dont le fil d'eau est au-dessus de celui du $\varnothing 700$ et sur le côté et haut de regard 2 $\varnothing 200$ qui fonctionnent quasiment comme des surverses.
- **La très faible capacité d'évacuation** des ouvrages à ciel ouvert, tant par leur dimensions que par leur pente induit des mises en charges accompagnées de débordements, très difficiles à quantifier sans une connaissance à la fois très large et très précise des terrains encaissant ces ouvrages à ciel ouvert. Cela est le cas pour les points suivants :
 - ✓ Vic point V3 (Place du Meunier) : Ce point pourtant crucial dans le système pluvial du centre de Vic se caractérise par une forte capacité d'évacuation ($2\varnothing 800$ avec une bonne pente) qui débouche dans un fossé de faible section, revêtu d'une végétation herbacée abondante, et très plat, et même à avec des contre-pentes.

Il en résulte une mise en charge dont le niveau résulte des cotes altimétriques des bords du fossé.

Sans une connaissance précise (ne pouvant être acquise que par de nombreux profils en travers rattachés à un profil en long détaillé sur toute la distance séparant l'exutoire des 2 ø800 de la Robine) de ces dernières, un calage des écoulements dans ce secteur est très difficile.

- ✓ Vic point V5 (rue des Cresses) : Le fossé dans lequel débouche le ø1000 présente une contre-pente de l'ordre de 70 cm (!) qui conduit pour de très faibles débits (supérieurs à la capacité d'infiltration de fossé) à sa mise en charge, et donc à celle des deux réseaux y confluant. L'absence d'exutoire à ce fossé conduit à un étalement de surface des eaux qui en proviennent le long et dans le chemin quasiment dépourvu de rigole latérale. La végétation et l'encombrement de ce fossé accroissent ces anomalies. Une telle configuration est extrêmement difficile à simuler. On ne peut s'appuyer que sur les niveaux atteints observés qui traduisent l'influence aval qui contraint les réseaux de canalisations situés en amont du fossé.
- ✓ Vic point V4 (aval de la rue des Cresses) : La mise en charge de ce point de mesure due aux mêmes raisons que celles-ci-dessus mentionnées pour le point V5 conduit à des résultats de hauteur et vitesse aberrants (sonde noyée par la mise en charge).
- ✓ Mireval point M4 (aval du réseau canalisé du bassin-versant de la Corène) : Le ø1000 qui rassemble eaux pluviales de ce bassin-versant urbanisé débouche dans un fossé très plat (pente de l'ordre de 1,1%), et de faible section, surtout au regard de sa profondeur. L'enquête de terrain a montré au travers des laisses abandonnées sur le chemin qui le longe, et des traces d'érosion superficielle de sa surface, qu'il débordait probablement de façon non rare. Il y a donc, même pour des précipitations assez courantes, à la fois un remplissage rapide du fossé et un écrêtement des débits apportés par le ø1000 vers la parcelle située à l'ouest du chemin.



En l'absence d'une connaissance topographique très fine du fossé (nombreux profils en travers rattachés à un profil en long détaillé sur toute la distance séparant l'exutoire du $\varnothing 1000$ du passage sous la route parallèle à la voie ferrée) et des terrains le longeant, le calage a donc essentiellement consisté à tenter de reproduire la hauteur atteinte par l'eau au débouché du $\varnothing 1000$ dans le fossé.

- **Les niveaux des exutoires des réseaux** sont difficiles à simuler. Cela est le cas pour le point suivant :
 - ✓ Mireval point M2 (aval du réseau canalisé du bassin-versant de la Canabière) : la faible cote topographique de cet exutoire expose les niveaux qui y sont atteints lors d'écoulements d'eaux pluviales à celui atteint dans la partie canalisée de la Canabière qui est en eau, y compris par temps sec (cf. photo ci-dessous). L'absence d'exutoire libre dans l'étang dû à des systèmes de martelières en place plus en aval conduit à un remplissage de ce « bief » dont le niveau entrave les écoulements. Les hauteurs d'écoulement n'augmentent pas de façon importantes, et sont couplées à des vitesses d'écoulement qui demeurent toujours faibles (hauteurs de 0.3 m correspondant avec des vitesses de 0,6 m/s), probablement en raison d'un étalement « naturel » des eaux par débordement du fossé dès que le niveau augmente dans celui-ci. Là aussi, le calage ne peut, en l'absence d'une connaissance très détaillée de la topographie du bief et des caractéristiques dimensionnelles et topographiques des martelières, que reposer sur les hauteurs observées.



- ✓ Des points de calage supplémentaires associés à des levés topographiques très détaillés seraient aussi nécessaires dans les parties les plus en aval des bassins-versants qui n'ont pas d'exutoire à proprement parler : Corène (fossé dont les dimensions sont sans rapport avec les débits provenant de ce bassin-versant), fossé à l'aval de la zone des Masques, terrains situés à l'aval des points V4 et V5 à Vic.
- Certains tronçons d'écoulement à ciel ouvert sont très encombrés par la végétation et ou/des branches et objets divers. Cet encombrement conjugué à la faiblesse de certaines sections induit des mises en charge dont un calage ne reposant que sur les dimensions théoriques ne peut rendre compte : aval points V4 et V5, aval point V3 à l'amont immédiat de l'exutoire dans la Robine, aval zone des Masques, passage de la Corène sous la route RD 116 située à l'aval de la voie ferrée (cf. photo ci-dessous).

ENTECH Ingénieurs Conseils



La platitude des réseaux engendre aussi dans certaines sections des dépôts de sédiment qui limitent les sections d'écoulement, information difficile à intégrer de façon quantifiée dans le modèle et qui perturbent aussi le calage du modèle¹ (points V3).

En résumé, la platitude des bassins-versants et des réseaux qui l'équipent nécessiteraient une connaissance topographique et dimensionnelle très poussée non seulement pour les infrastructures d'écoulement d'eaux pluviales, et notamment toutes les sections à ciel ouvert et leurs franchissements sous voiries, mais aussi pour les surfaces où elles sont implantées de façon à pouvoir estimer ce que deviennent les volumes débordés. La faible capacité des réseaux, notamment de ceux à ciel ouvert, conduit à des débordements pour des pluies très courantes comme celles sur lesquelles le calage a été tenté, et accroît la difficulté que représente la platitude du contexte hydrologique.

Une appréciation fine des débordements, des conditions dans lesquelles ils se produisent et des niveaux qu'ils induisent dans les tronçons d'écoulement à ciel ouvert requiert des données topographiques plus fines que celles qu'offrent des levés photogrammétriques².

Les fossés situés à l'aval du bassin-versant de Font Sorbière n'avaient pas été instrumentés tellement l'insuffisance de leur section observée lors des visites de terrain apparaissait manifeste.

¹ Vitesses mesurées supérieures aux vitesses simulées.

² Précision estimée à +/- 15 cm, peu cohérente avec les calculs de ligne d'eau qu'offrent les outils actuels de modélisation dans des contextes aussi plats.

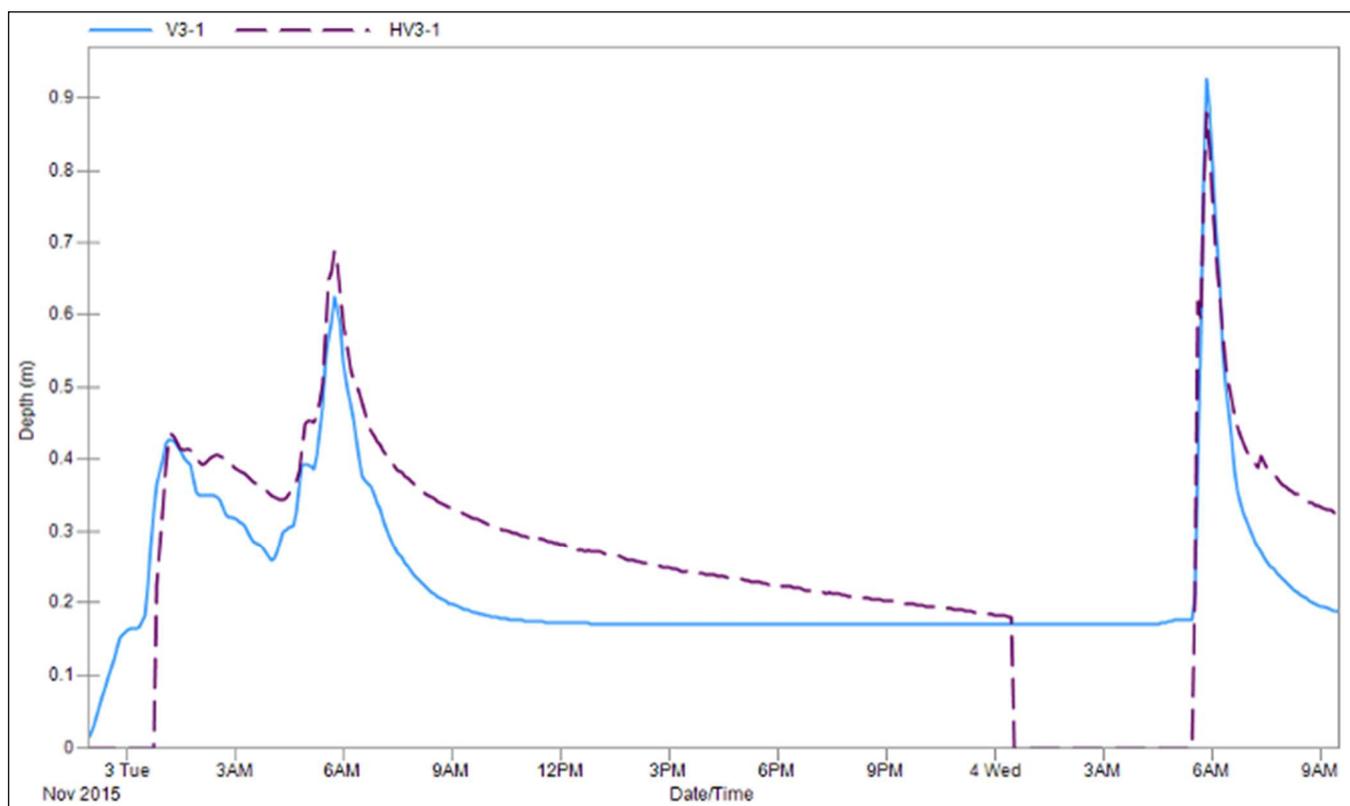
2.4.1 Résultats du calage

Les courbes en pointillé sur les graphiques suivants représentent les grandeurs mesurées.

Les points suivants ont été retenus pour le calage :

2.4.1.1 Point V3

Les courbes en pointillé sur les graphiques suivants représentent les grandeurs mesurées. Le point V3 est situé à Vic la Gardiole, rue du puits neuf, sur une canalisation : 2ø800. Le calage a été effectué à partir des hauteurs observées.



Le calage est assez précis pour les hauteurs supérieures à 0,4 m.

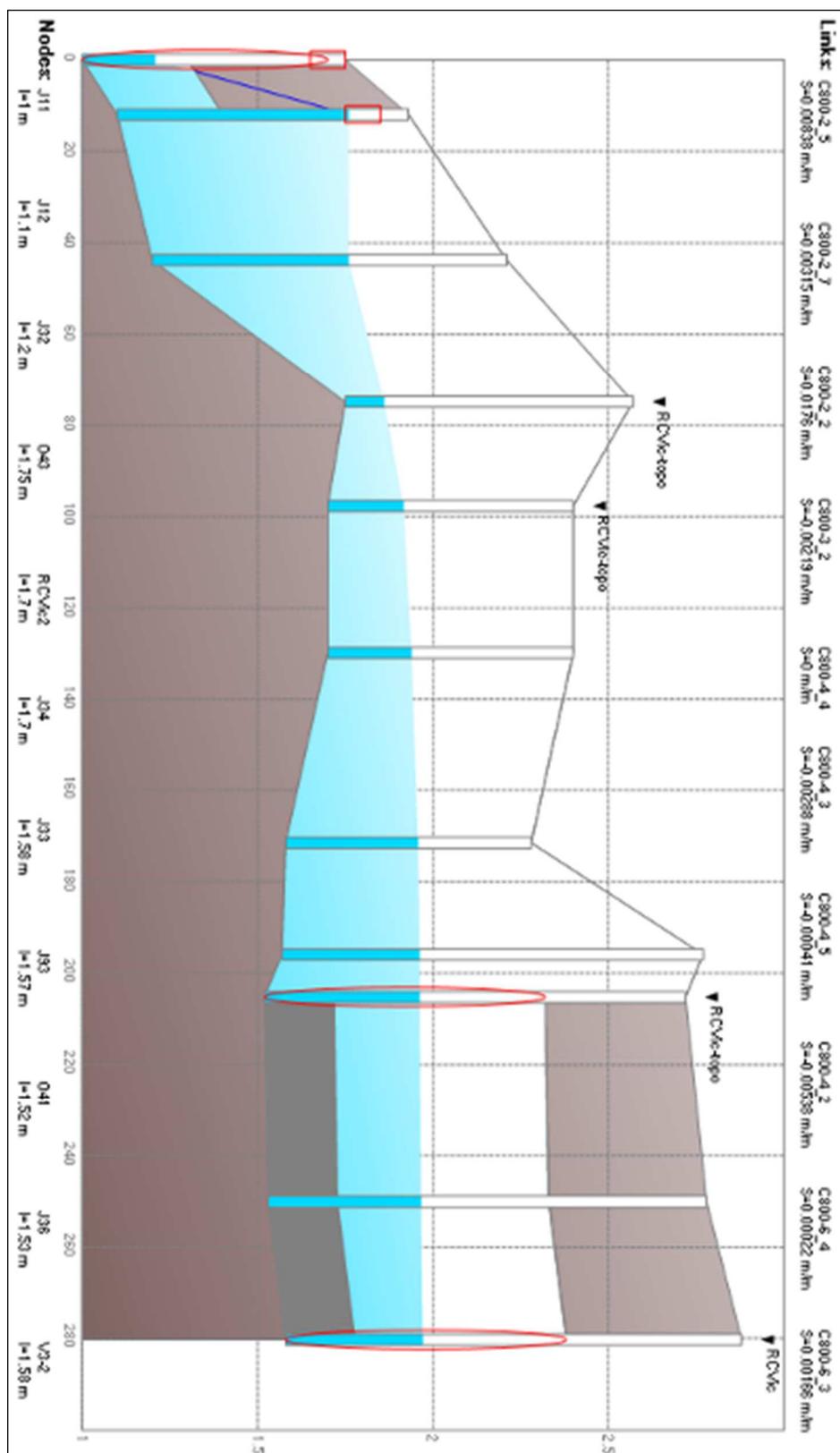
Les vitesses modélisées (pointe à 1 m/s) sont supérieures aux vitesses mesurées (pointe à 0.5 m/s), mais les elles restent dans l'ensemble faibles.

	H mesurée V3-1	H modélisée V3-1
Maximum	0.88 m	0.93 m

	Vitesse mesurée V3-1	Vitesse modélisée V3-1
Maximum	0.5 m/s	1.1 m/s

Le profil en long suivant illustre le phénomène de contrainte avale qui est observée en ce point de mesure : vitesses faibles pour des niveaux de remplissage importants.

ENTECH Ingénieurs Conseils

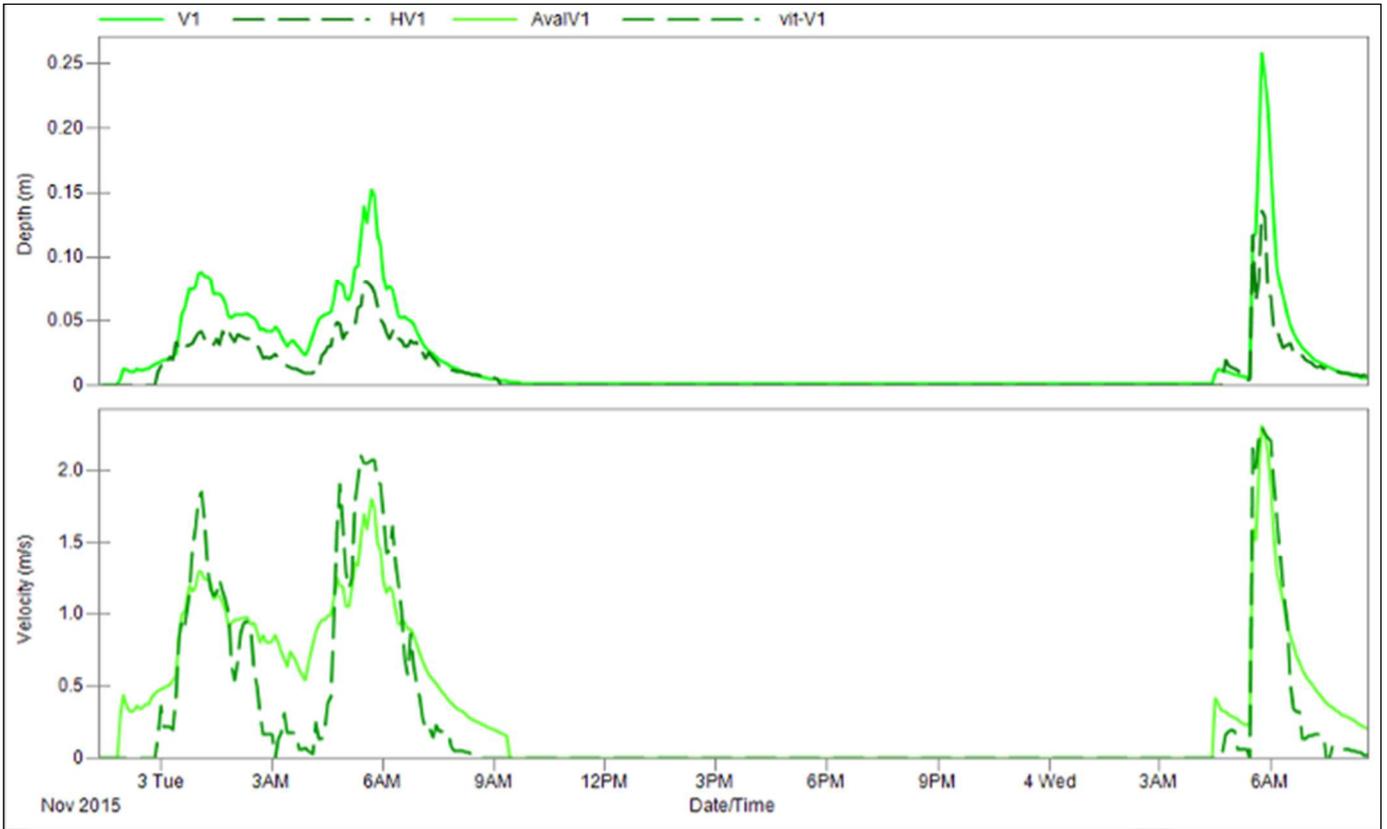


ENTECH Ingénieurs Conseils

2.4.1.2 Point V1 :

Les courbes en pointillé sur les graphiques suivants représentent les grandeurs mesurées. Le point V1 est situé à Vic, à l'amont de la rue du puits neuf, place du Meunier, sur une canalisation de \varnothing 600.

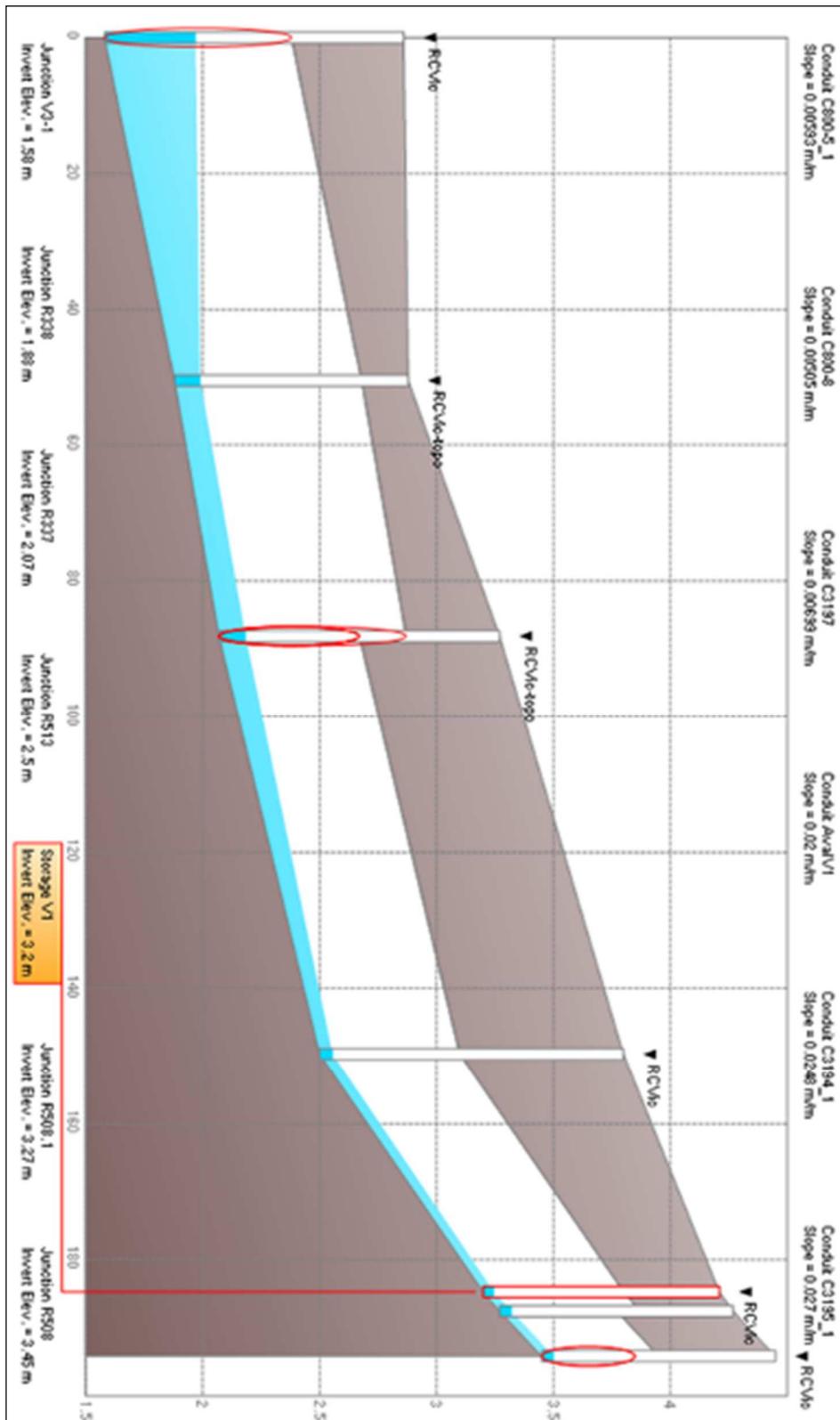
Le calage a été effectué à partir des vitesses observées, car la forte pente de la canalisation à cet endroit engendre des variations de vitesses significatives pour des variations de hauteurs d'écoulement beaucoup plus modérées.



	H mesurée V1	H modélisée V1
Maximum	0.14 m	0.26 m

	Vitesse mesurée V1	Vitesse modélisée V1
Maximum	2.3 m/s	2.3 m/s

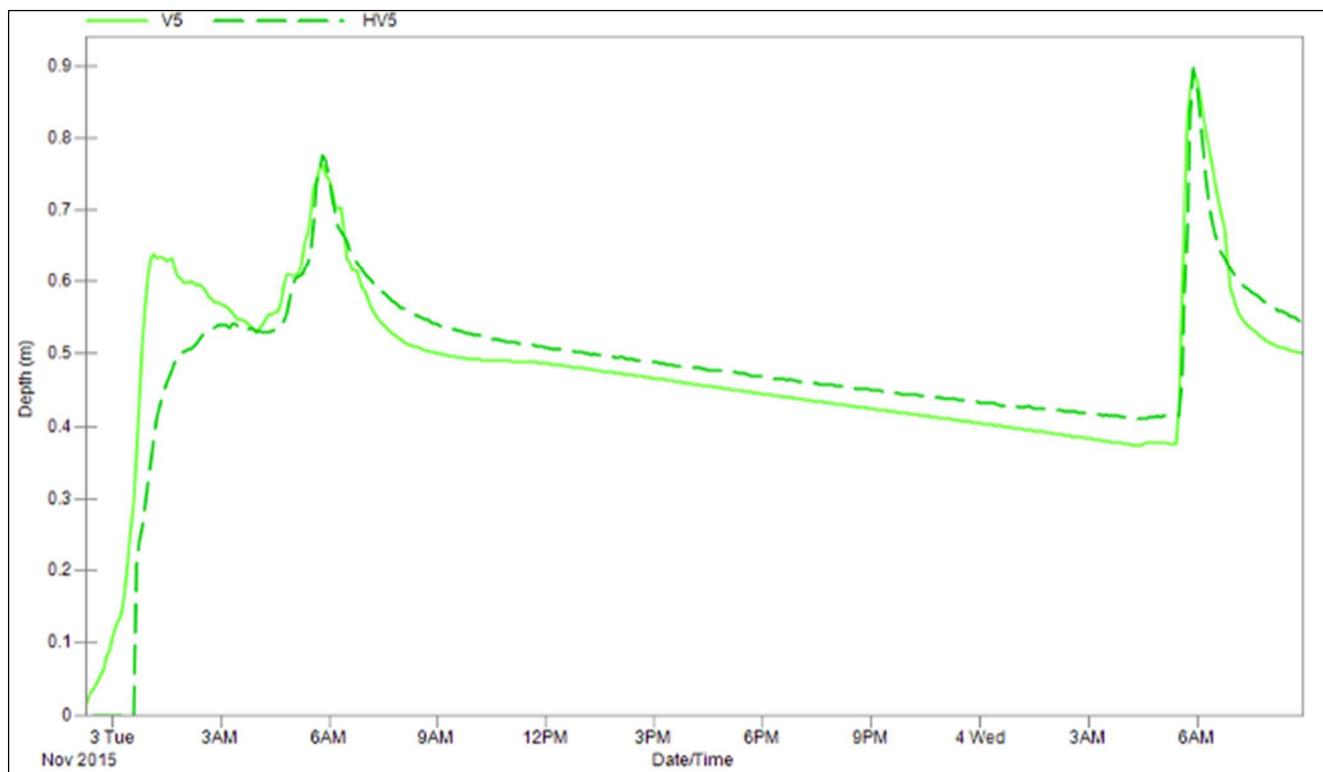
Pas de contrainte aval en ce point.



ENTECH Ingénieurs Conseils

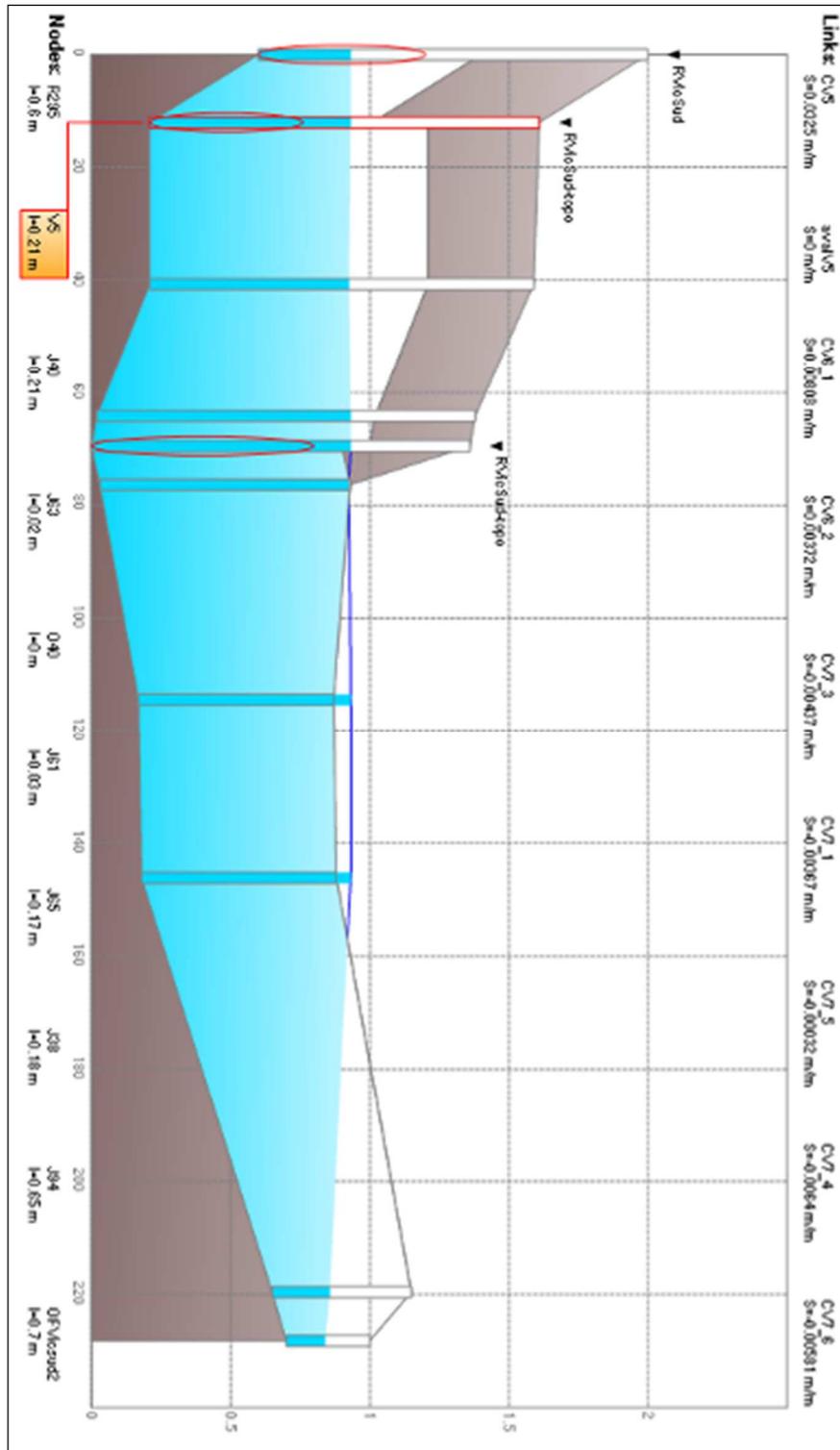
2.4.1.3 Point V5

Les courbes en pointillé sur les graphiques suivants représentent les grandeurs mesurées. Le point V5 est situé à Vic, rue des Cresses, sur une canalisation de \varnothing 1000. Le calage a été effectué sur les hauteurs, car les vitesses sont très faibles.



buse de \varnothing 1000	H mesurée V5	H modélisée V5
Maximum	0.9 m	0.89 m

Très forte contrainte aval en ce point :



ENTECH Ingénieurs Conseils

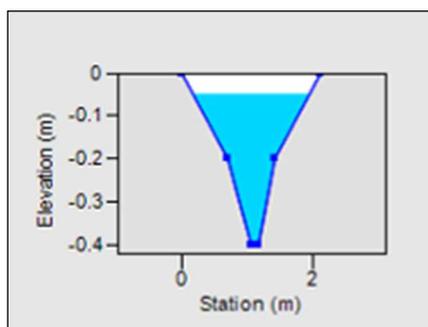
2.4.1.4 Point M4 :

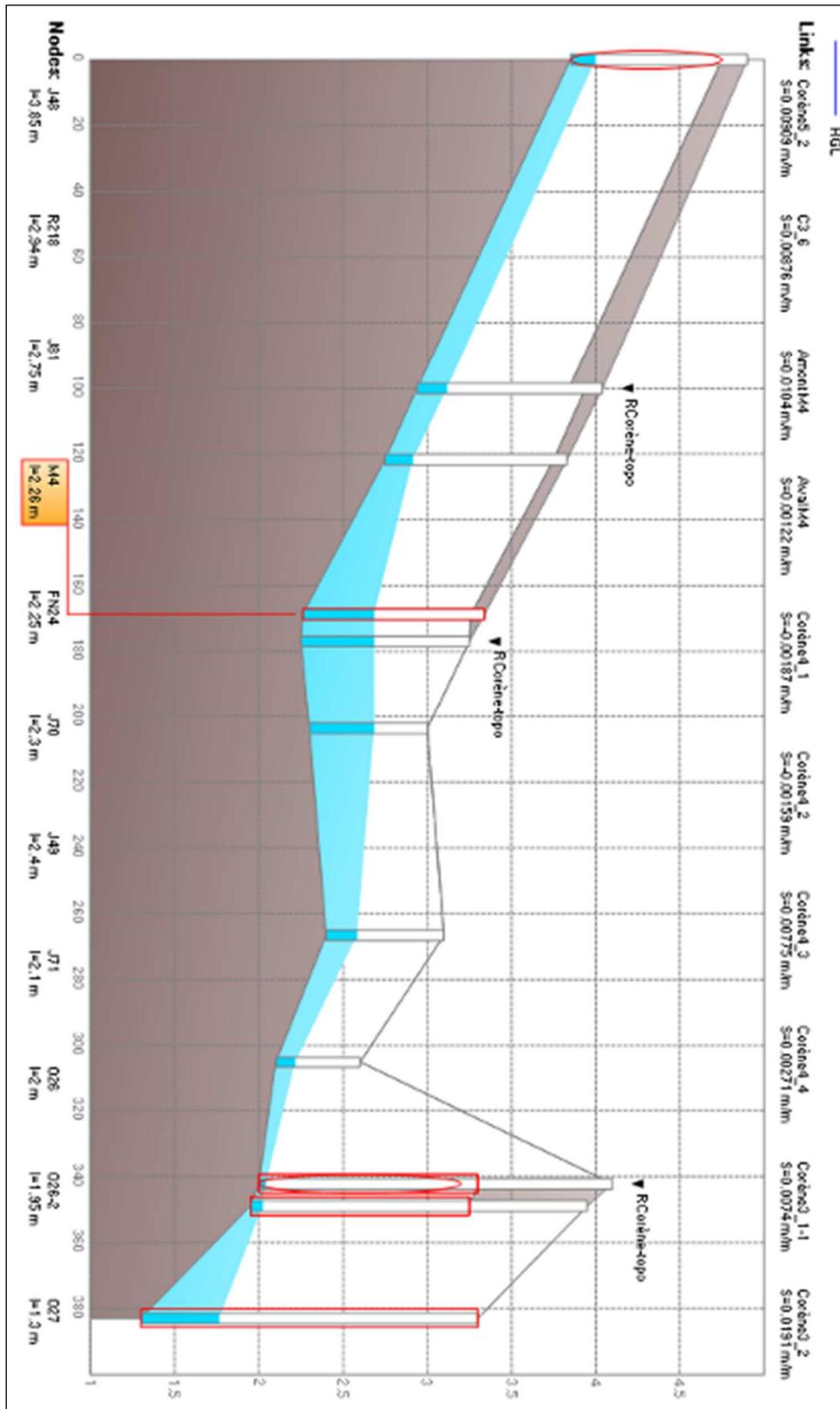
Le point M4 est situé à l'aval de Mireval sur la Corène, au croisement de la rue des Iris et du chemin de la Corène, sur une canalisation de \varnothing 1000 (qui débouche immédiatement après le point de mesure dans un fossé).

Le calage a été effectué sur les hauteurs et les vitesses.

Pour obtenir des hauteurs si importantes (la buse de \varnothing 1000 est remplie sur plus de 70 cm) et des vitesses si faibles (environ 0.5 m/s), seule une configuration de fossé très « contrainte » à l'aval pouvait être modélisée.

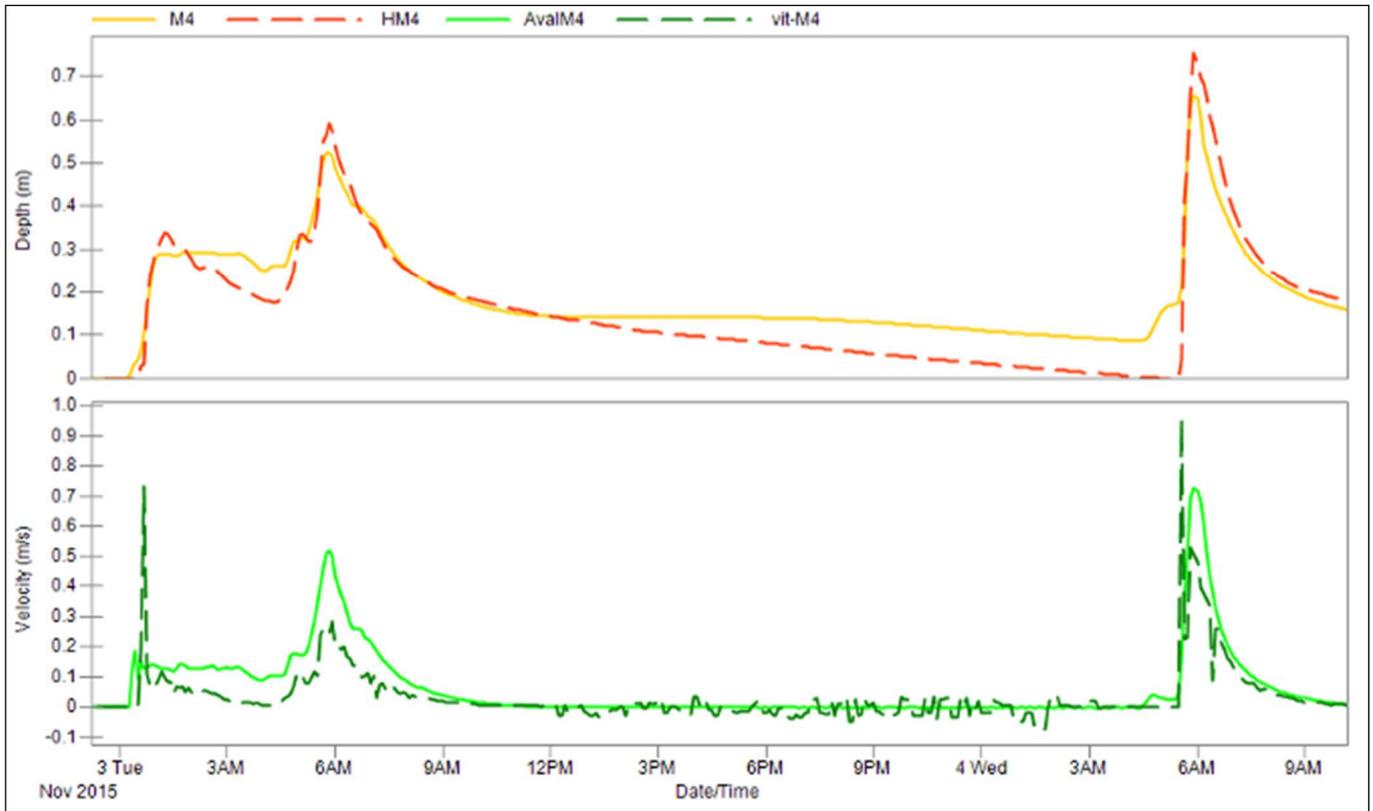
Le profil suivant illustre ce fossé, avec une section de passage étroite sur les 20 cm les plus profonds (de FN24 à J71) comme si il y avait eu un encombrement important.





ENTECH Ingénieurs Conseils

Le calage permet d'ajuster comme suit les hauteurs et vitesses obtenues :
 En rouge les hauteurs mesurées, en orange les simulées.
 En vert foncé les vitesses mesurées, et vert clair les simulées.



	H mesurée M4	H modélisée M4
Maximum	0.66 m	0.76 m

	Vitesse mesurée M4	Vitesse modélisée M4
Maximum	0.96 m/s	0.73 m/s

2.4.1.5 Point M2

Les courbes en pointillé sur les graphiques suivants représentent les grandeurs mesurées. Le point M2 est situé à l'aval de Mireval sur la Canabière, au niveau du passage sous la voie ferrée, sur un dalot de 2.4 de large et 1.2 de haut.

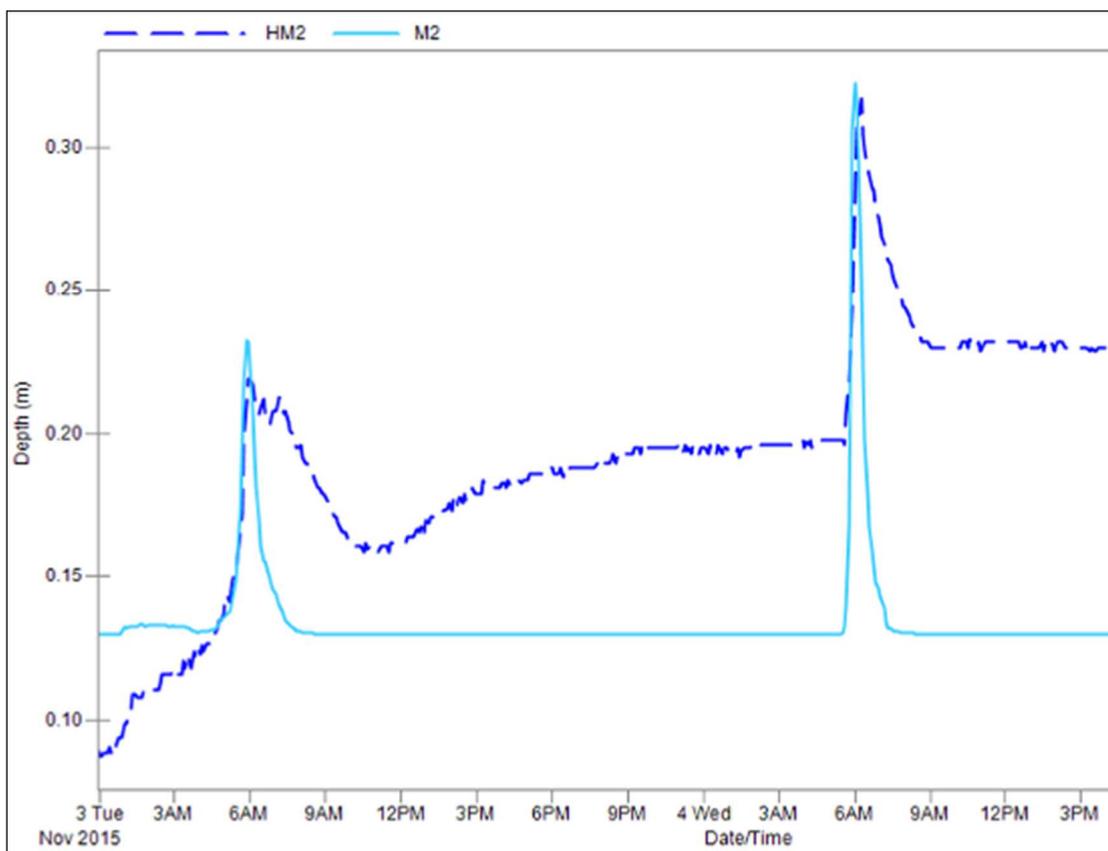
Seules les hauteurs ont été calées sur ce point, les vitesses mesurées apparaissant trop faibles pour représenter fidèlement les écoulements à l'aval d'un bassin versant dont 45 ha sont imperméabilisés.

Les conditions aval sont prépondérantes par rapport aux caractéristiques des bassins versants sur les conditions d'écoulement.

Le calage suivant ne peut être obtenu que pour un niveau à l'exutoire ne dépassant pas 0,5 mNGF.

En effet, le niveau du radier du point de mesure M2 se situe à environ 0,4 mNGF.

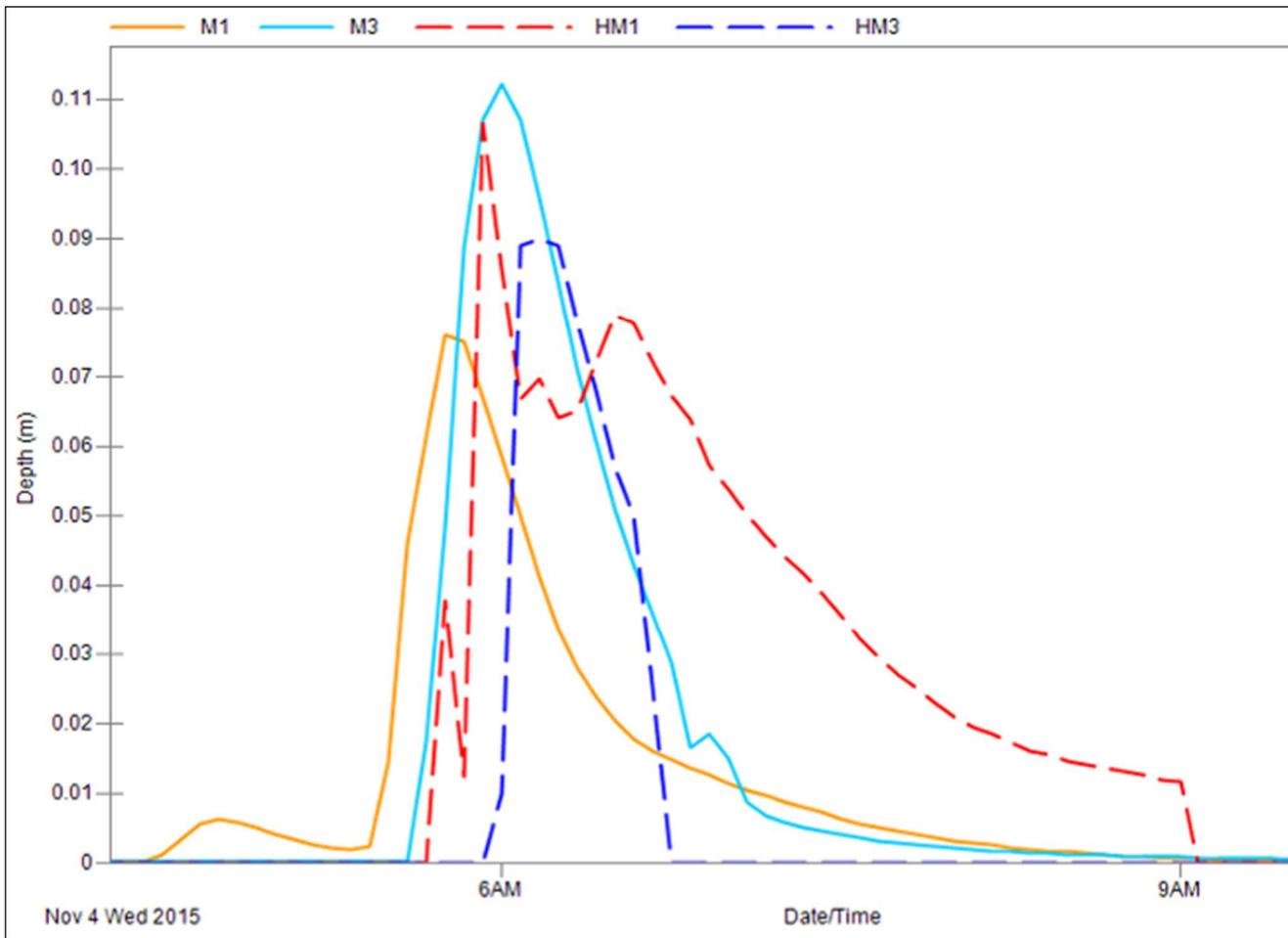
Il est probable que le niveau de la courbe bleue foncée en pointillés reflète directement le niveau de l'eau d'ans l'étang les 3 et 4 novembre 2015.



2.4.1.6 Points M1 et M3 :

Ces points sont situés à Mireval, à l'aval des bassins-versants ruraux et de la RD612. Les mesures en ces points avaient principalement pour objet de vérifier que les apports en provenance de ces bassins versants ruraux se limitent à de faibles quantités pour des pluies courantes. Les faibles hauteurs d'écoulement et surtout la brièveté de ces écoulements semblent montrer que les ruissellements constatés proviennent des petites surfaces imperméabilisées que constituent les tronçons de voiries situées à l'amont de ces points. Les hauteurs d'eau mesurées et simulées sont comparables et peu significatives. L'hypothèse d'apports nuls de la part des bassins-versants non urbanisés semble donc confirmée.

Les hauteurs d'eau mesurées et simulées sont comparables.



2.4.2 Test de sensibilité des résultats de calage

Les paramètres suivants ont été testés, afin d'estimer la robustesse du modèle à des variations raisonnables de l'état estimé des bassins versants et des conduites :

Paramètre	Amplitude de variation (en positif comme en négatif)
Largeur des bassins versants	50%
rugosité des surfaces imperméables	50%
rugosité des surfaces perméables	50%
stockage sur surfaces imperméables	100%
stockage sur surfaces perméables	100%
Taux d'infiltration minimum	100%
Pourcentage des surfaces imperméables qui ne retiennent aucune hauteur d'eau en surface	50%
Rugosité des conduites	50%

Le modèle est robuste vis-à-vis de la variation des principaux paramètres de calage, c'est-à-dire que les hauteurs et vitesses obtenues ne varient pas significativement lorsque l'on fait varier les caractéristiques des bassins versants et des conduites à l'amont.

Ce constat est valable pour des pluies de période de retour de l'ordre de celles utilisées pour le calage, qui restent modérées : il est probable qu'une analyse de sensibilité menée sur la même structure de modèle soumise à une pluie décennale indiquerait une sensibilité beaucoup plus importante. C'est l'une des limites du calage, qui est courante sur ce type d'études.

Le détail de ces tests de sensibilité figure en annexe.

3 RESULTATS DE LA MODELISATION EN SITUATION ACTUELLE

Les mesures effectuées sur le terrain apparaissent confirmer que les bassins-versants non urbanisés de la Gardiole qui surplombent Mireval et la partie Est de la commune de Vic (zone des Masques) ne génèrent pas de ruissellements lors de précipitations de période de retour courante.

Cela apparaît logique vu leur nature, caractérisée par un sol rocheux, caillouteux et très irrégulier qui conduit à un important stockage en surface et un sous-sol karstique favorable à des pertes.

Cependant, la présence d'argiles de décalcification dans les anfractuosités et fissures, et d'autre part les pentes assez fortes du massif, surtout dans sa partie haute, conduisent probablement pour des pluies rares à exceptionnelles, à des écoulements susceptibles d'être très forts.

Bien que le schéma directeur eaux pluviales porte sur les systèmes d'évacuation d'eaux pluviales mis en place pour drainer les secteurs urbanisés, il semble important d'examiner quelle est l'ampleur des débits qui pourraient converger vers l'aval de ces bassins-versants non urbanisés et quelles peuvent être leur destination.

Un chapitre spécifique a donc été consacré à l'analyse des écoulements générés sur ces bassins-versants qualifiés de « ruraux ». Ce chapitre est placé après celui consacré aux « bassins-versants urbanisés ».

3.1 BASSINS-VERSANTS URBANISES

Les anomalies structurelles des systèmes d'évacuation d'eaux pluviales des deux communes précédemment mentionnées rendent sans intérêt des simulations pour des pluies de période de retour élevée ($T > 10$ ans), car on a observé que même pour des pluies courantes ($T < 1$ an) comme celles utilisées pour le calage du modèle, des mises en charge très significatives des réseaux se produisaient.

Les simulations d'écoulements en situation actuelle ont donc été réalisées pour des pluies de périodes de retour T comprises entre 1 et 5 ans, sans niveau contraignant atteint dans les milieux où se déversent les eaux pluviales (étang, fossés et la Robine). On verra ci-après que ces seules configurations sont déjà très riches d'enseignements.

Les simulations d'écoulements en situation actuelle ont aussi été réalisées « pour mémoire » pour des pluies de périodes de retour T comprises entre 10 et 100 ans. **Les résultats et les cartes représentant les dysfonctionnements pour ces pluies plus rares figurent en annexe.**

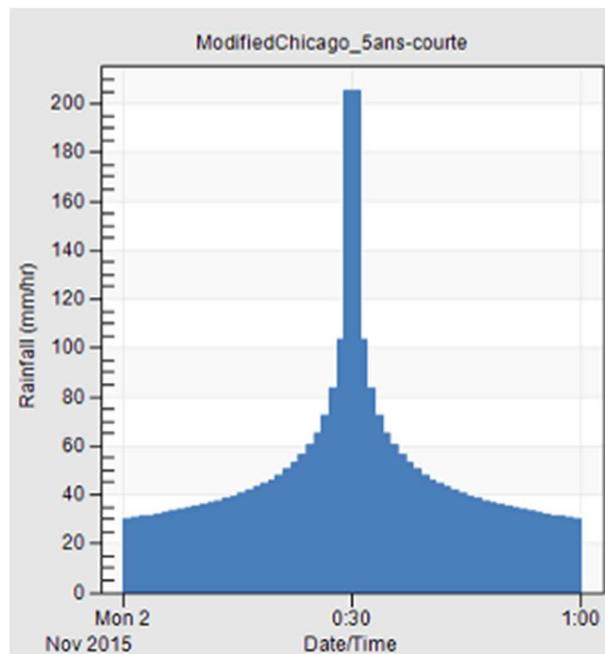
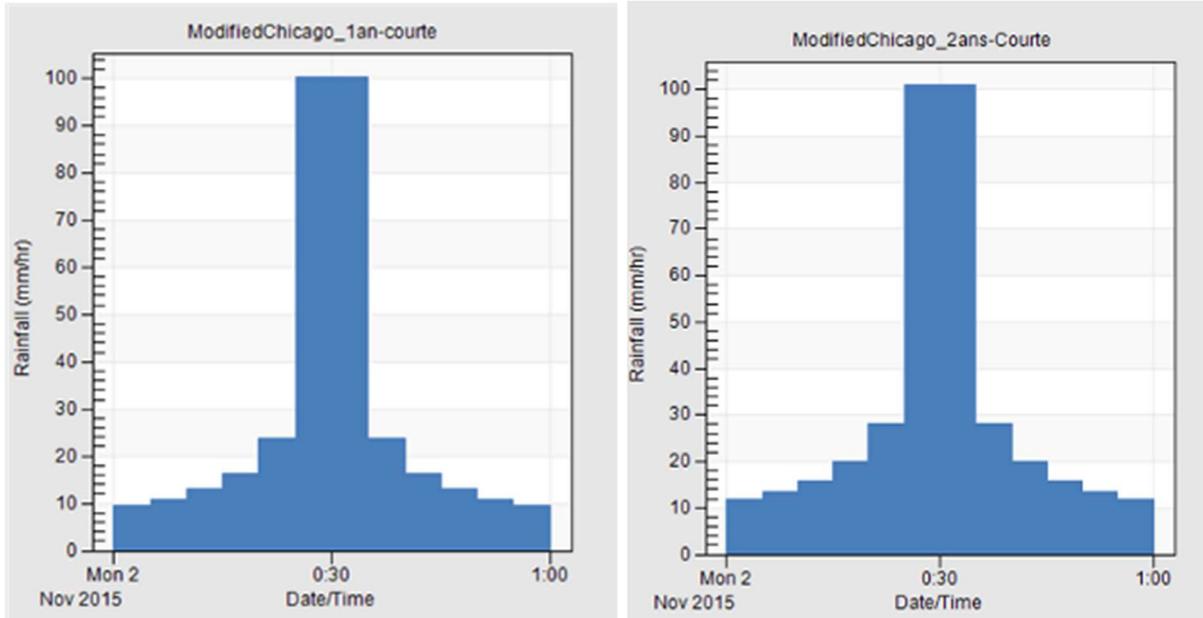
3.1.1 Scénarios modélisés

Conditions aval : niveau des étangs à 0,7 m NGF.

Pluies utilisées : pluies courtes (1h) de période de retour de 1, 2 et 5 ans, modélisées sous la forme de pluies de Chicago avec les coefficients de Montana de la station de Fréjorgues.

	a	b	Hauteurs d'eau sur une heure	Source
1 an	8,250	0,693	29 mm	A préciser
2 ans	7,469	0,647	31,6 mm	A préciser
5 ans	4,547	0,41	50,7 mm	A préciser

Les coefficients de Montana utilisés pour représenter la pluie de période de retour T = 1 an apparaissent conduire à des hauteurs de précipitations un peu fortes ((# +10% sur une heure, davantage pour des durées moindres).



3.1.2 Insuffisances des systèmes d'évacuation d'eaux pluviales en situation actuelle

Les insuffisances des systèmes d'évacuation en situation actuelle se traduisent notamment par de nombreux débordements y compris pour des précipitations de faible période de retour (1 an). Ces débordements sont ci-après décrits en termes de volumes débordés et grâce à leur localisation.

La faible connaissance de la topographie de surface des bassins-versants³ rendrait illusoire toute indication portant sur l'étendue des surfaces impactées par ces débordements et les hauteurs de submersion atteintes. **L'importance des volumes débordés suffit à apprécier l'ampleur des dommages potentiels qui découleraient de ces débordements.**

Le tableau suivant donne les volumes globaux débordés par les réseaux en zones urbaines, pour les principaux bassins versants, lors des pluies qui sont à l'origine des plus forts débits de pointe. Il ne tient pas compte des apports des zones rurales en amont des zones urbanisées⁴.

Au vu des volumes particulièrement importants qui débordent pour une pluie de période de retour de 5 ans, il n'a pas été jugé utile de détailler les volumes débordés pour les pluies plus rares. Des cartes en annexe illustrent les diagnostics pour les pluies de période de retour 10, 50 et 100 ans.

Période de retour de la pluie	volumes débordés sur l'ensemble Vic-Mireval (m ³)	volumes débordés sur Vic (m ³)	volumes débordés sur Mireval (m ³)
1 an	8 050	2 400	5 650
2 ans	9 890	2 970	6 920
5 ans	32 295	8 860	23 435

Le détail par bassins versants est le suivant :

débordements (m ³):	T=1 an	T= 2 ans	T= 5 ans
Masques	440	680	6 478
Corène	2 100	2 500	6 314
Canabière	3 110	3 740	10 643
Vic centre	900	1 180	3 290
Vic Sud	1 500	1 790	5 570
Total	8 050	9 890	32 295

Les images des paragraphes suivants indiquent :

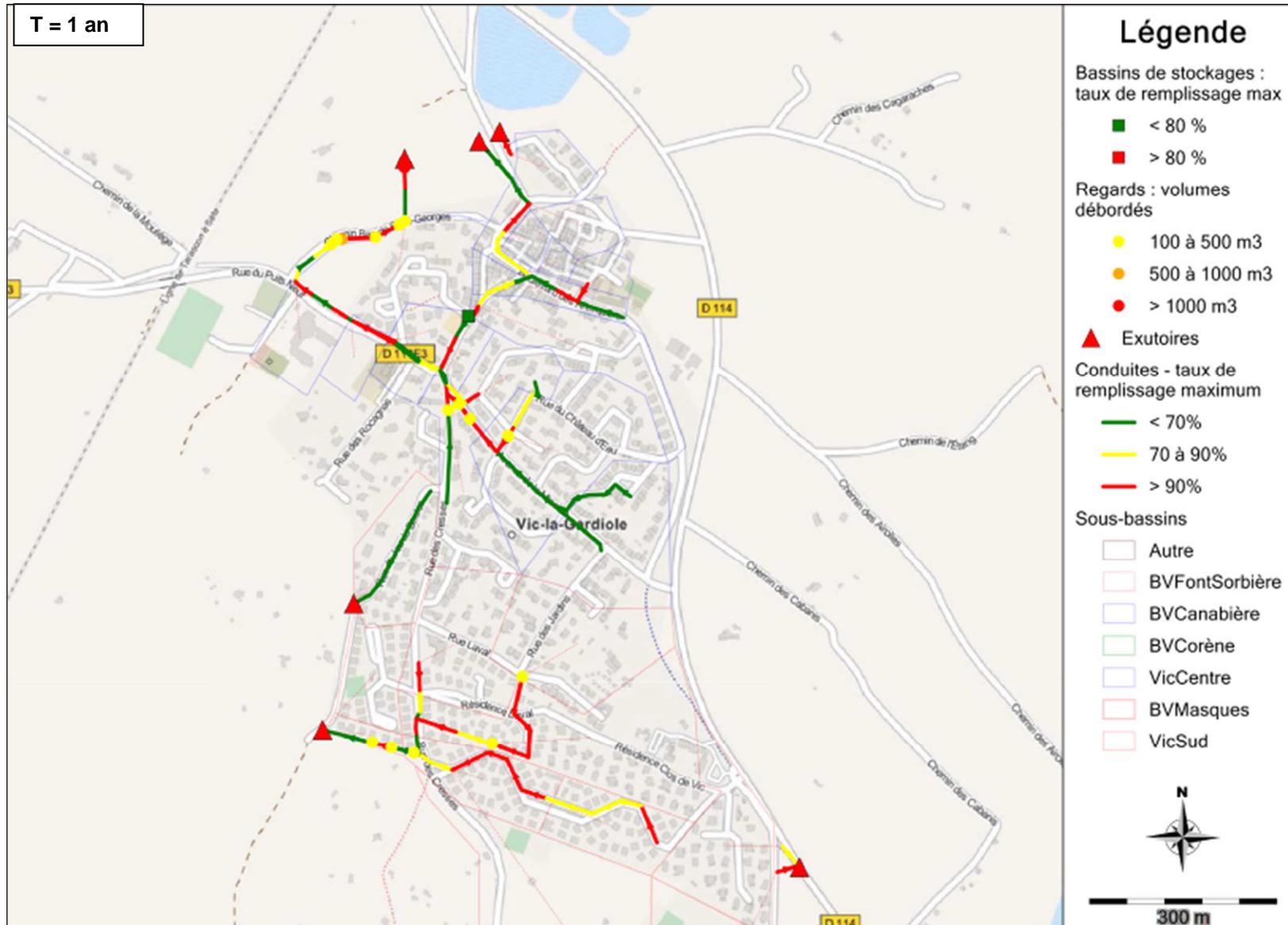
- la localisation et l'importance des débordements
- les taux de remplissage des conduites et fossés
- les taux de remplissage des ouvrages de stockage existants

³ Cf. paragraphe précédent consacré à la « procédure de calage ».

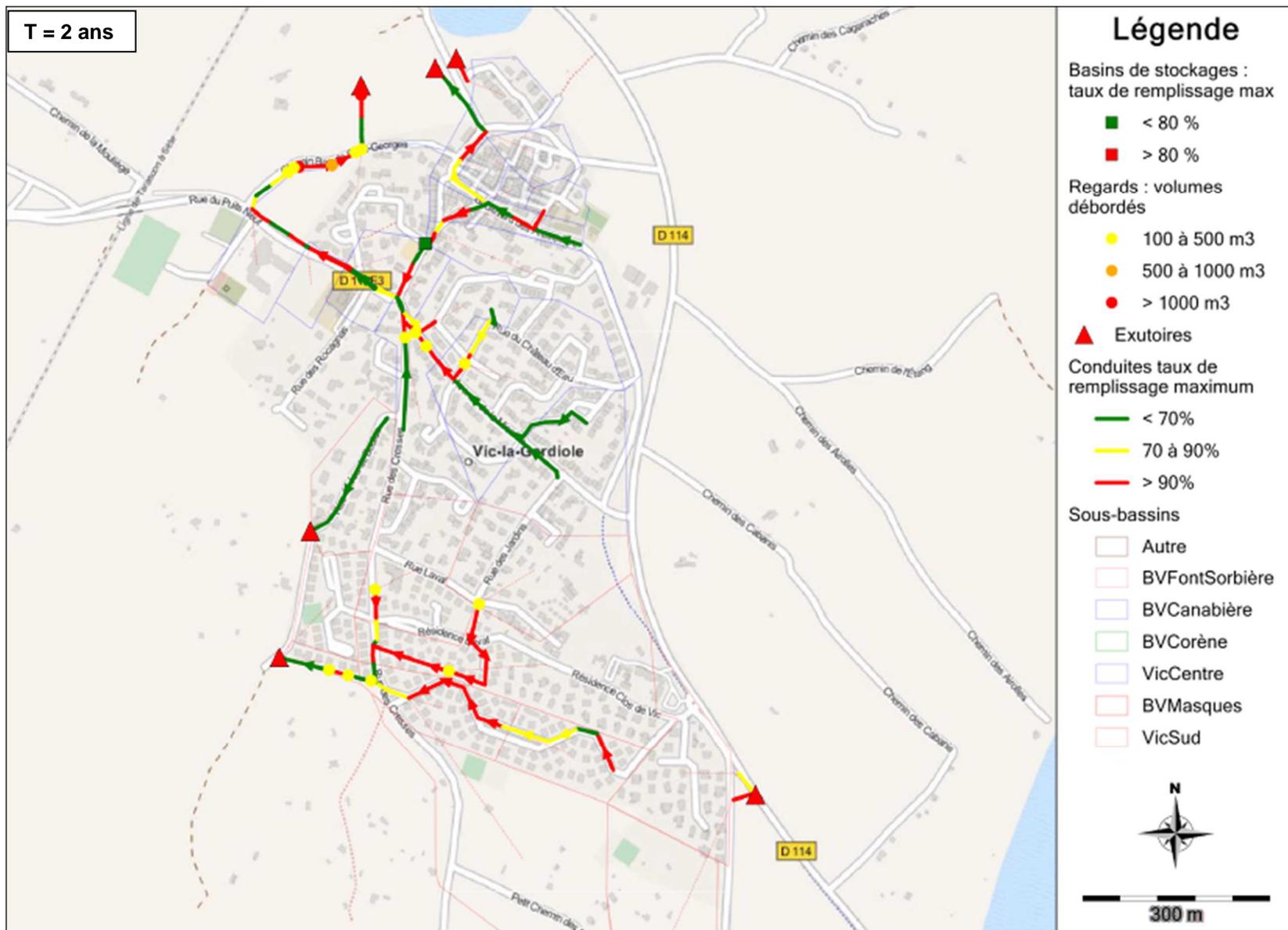
⁴ Du ruissellement sur les bassins-versants ruraux peut, pour de telles précipitations, commencer à apparaître, mais leur temps de concentration conduira à voir leurs écoulements atteindre les secteurs urbanisés de façon très retardée par rapport au moment où se produisent les pointes de débit à l'origine des débordements quantifiés dans le présent chapitre.

Il convient d'être prudent quant à l'interprétation qui peut découler de la localisation des débordements et des taux excessifs de remplissage des conduites. En effet, au-delà de la cause que peut représenter un dimensionnement insuffisant des ouvrages au droit-même de l'insuffisance constatée, il est très fréquent, surtout dans les contextes topographiques plats, que **la cause des débordements réside bien en aval du lieu de débordement**. Elle peut être imputable à un sous-dimensionnement d'ouvrage, et bien souvent à un niveau récepteur qui influe sur les écoulements amont (exutoires plus ou moins noyés à l'aval de tronçons à très faible pente).

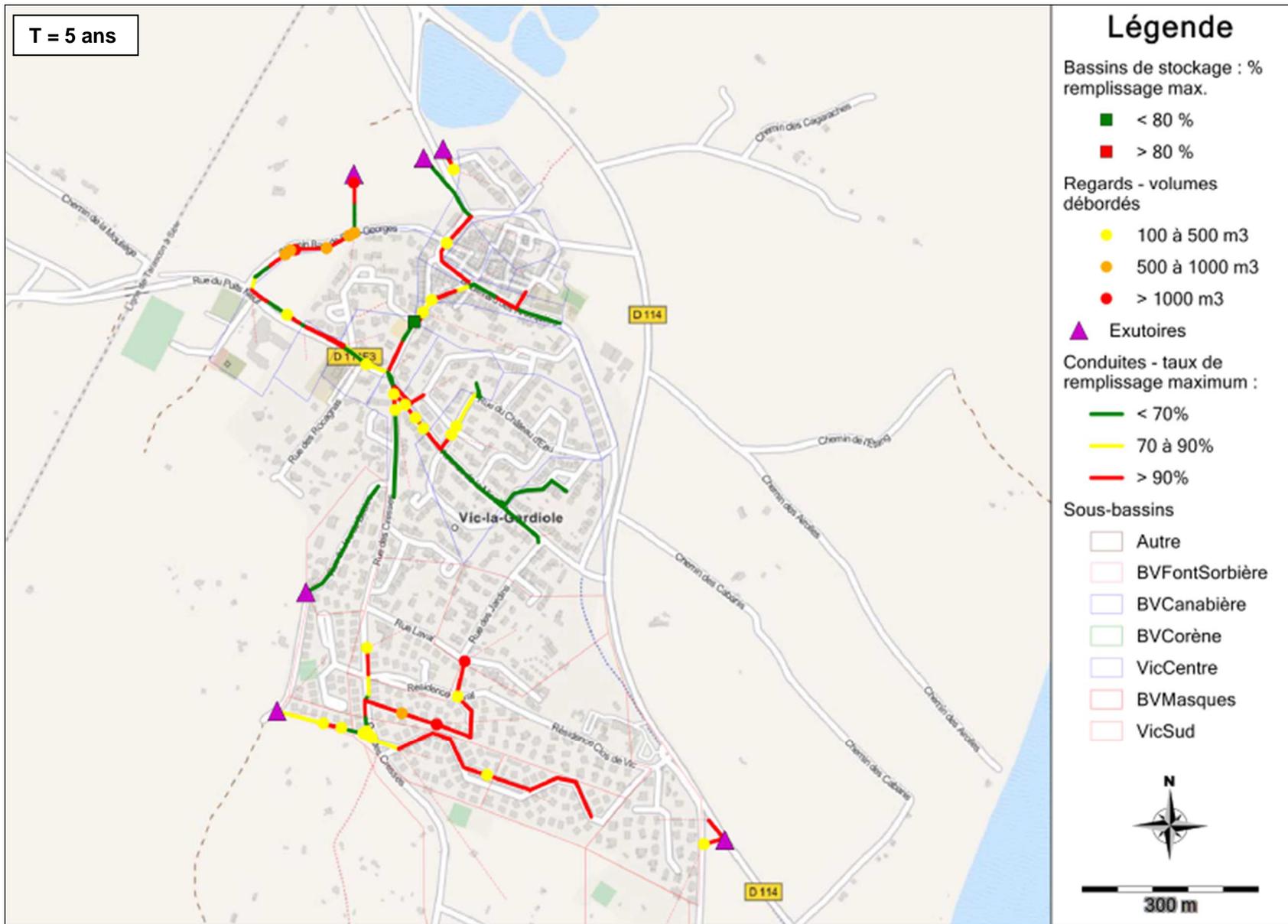
3.1.2.1 Localisation et ampleur des débordements constatés sur le centre de Vic La Gardiole



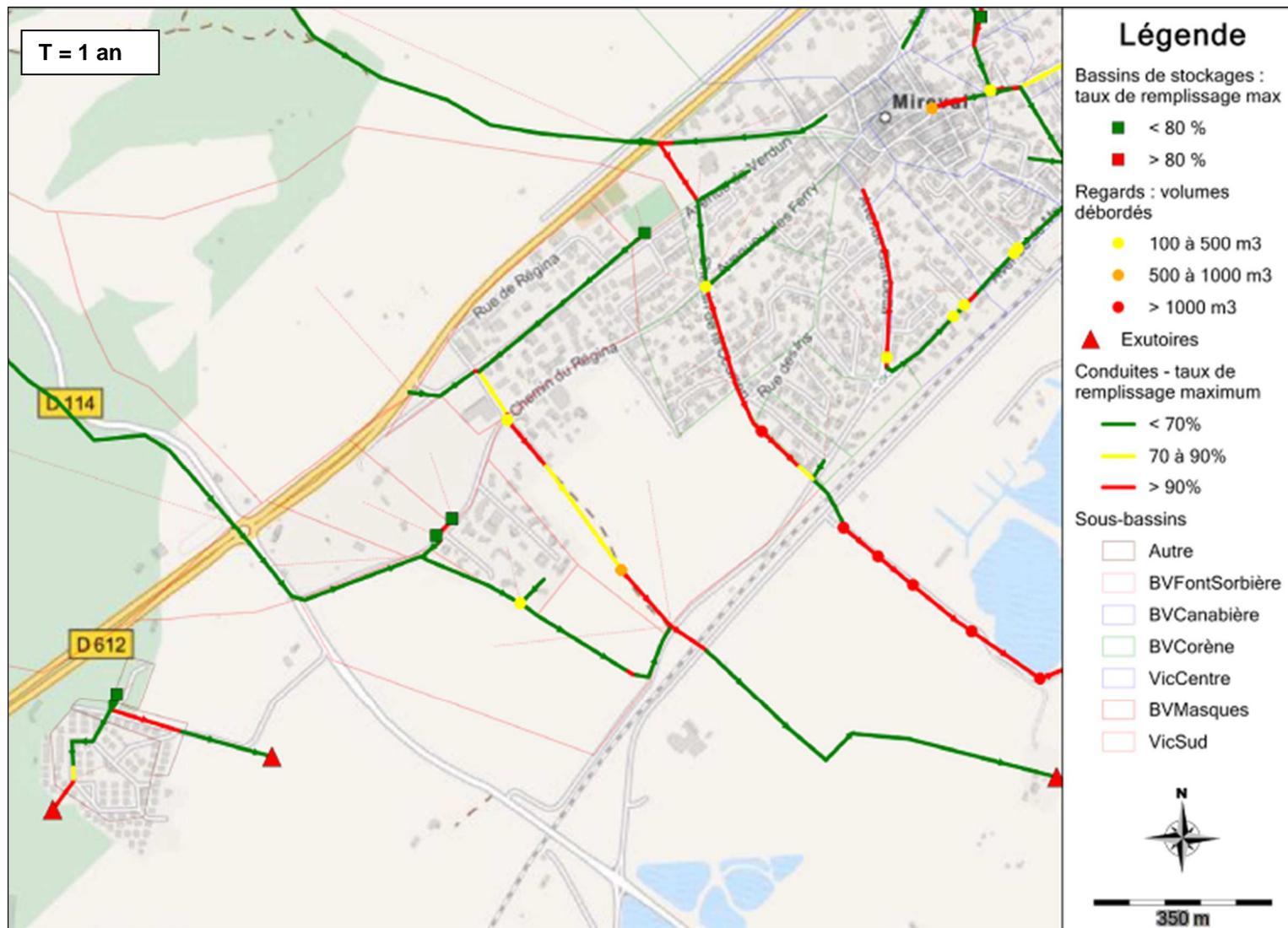
Débordements sur Vic La Gardiole pour une pluie de période de retour $T = 1$ an
volume total débordé = 2 400 m³



Débordements sur Vic La Gardiole pour une pluie de période de retour T=2 ans
volume total = 2 970 m³

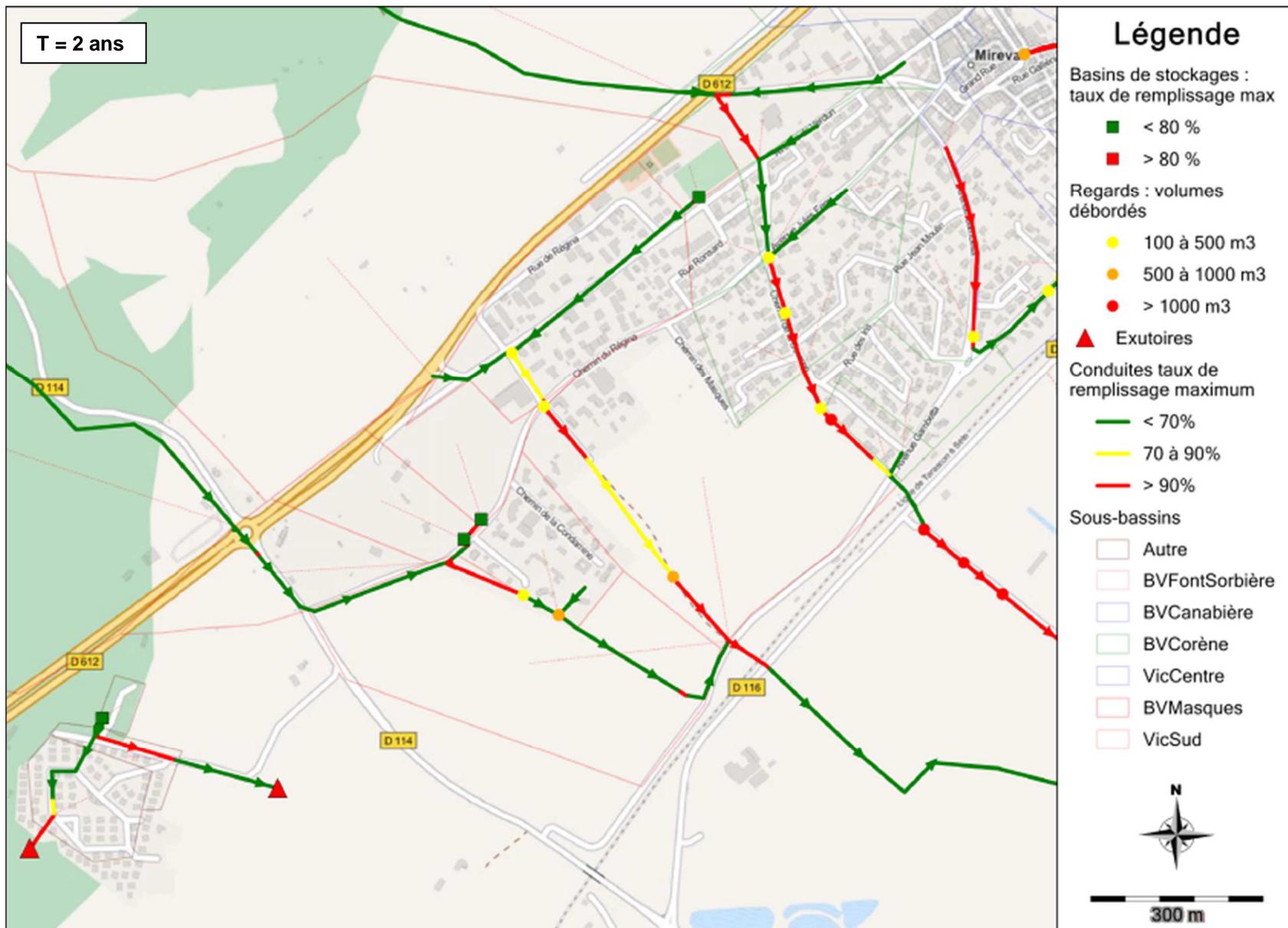


Débordements sur Vic la Gardiole pour une pluie de période de retour T= 5ans
volume total débordé = 8 860 m³



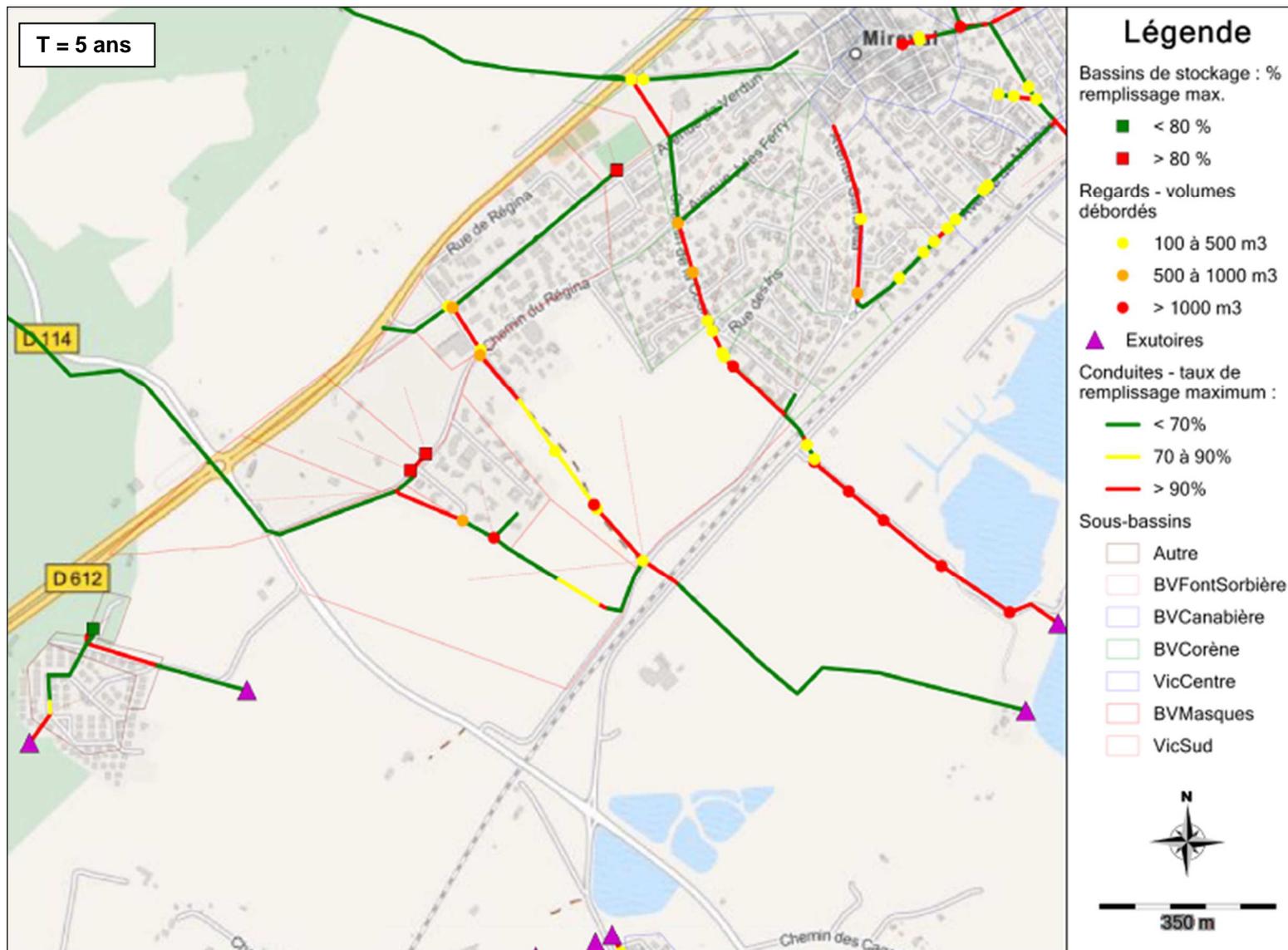
Débordements sur les secteurs Corène, Masques et fontaines pour une pluie de période de retour $T = 1$ an
volume total débordé secteur Corène = 2 100 m³

ENTECH Ingénieurs Conseils

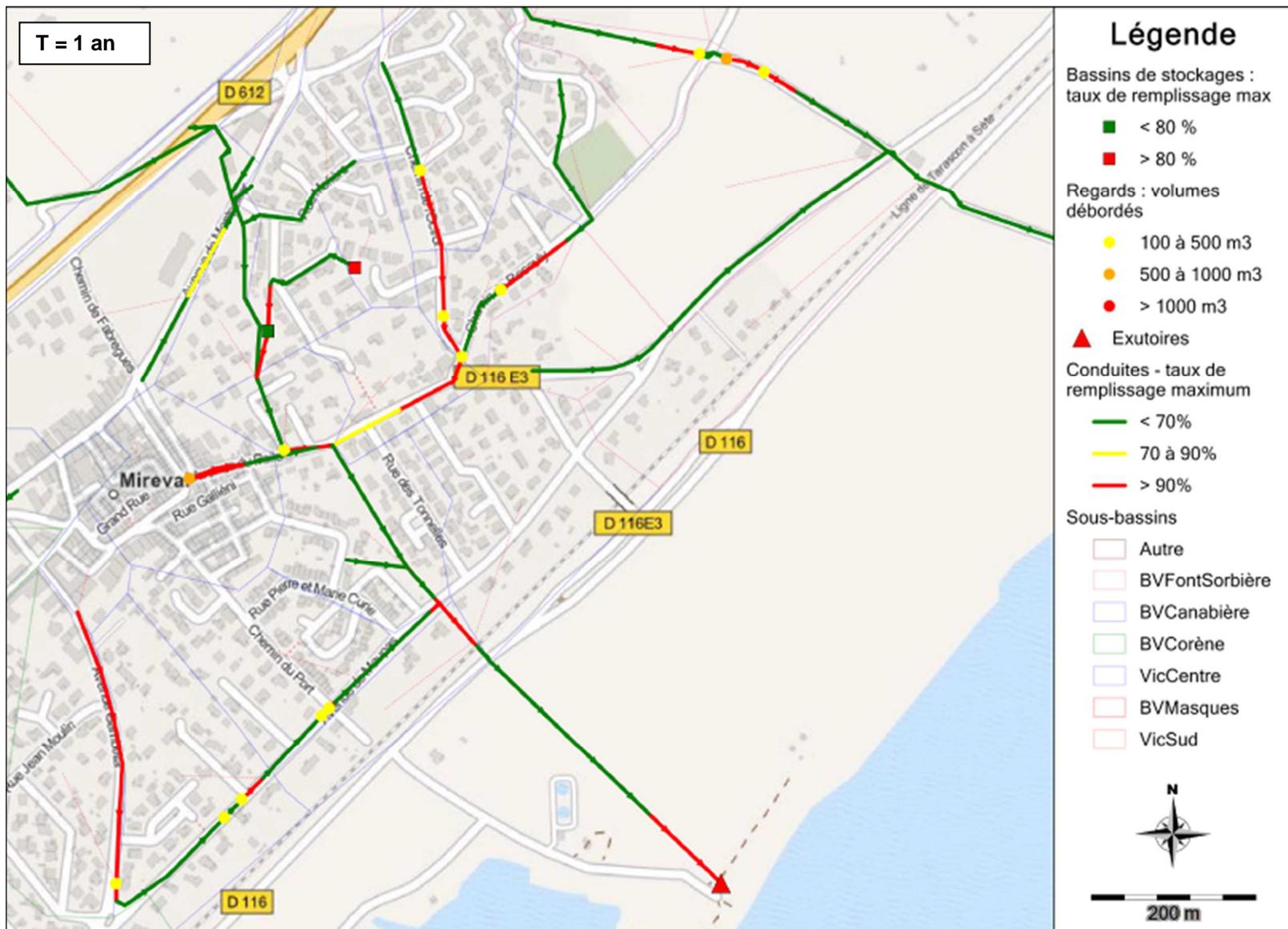


Débordements sur les secteurs Corène, Masques et fontaines pour une pluie de période de retour T = 2 ans
volume total débordé secteur Corène = 2 500 m³

ENTECH Ingénieurs Conseils

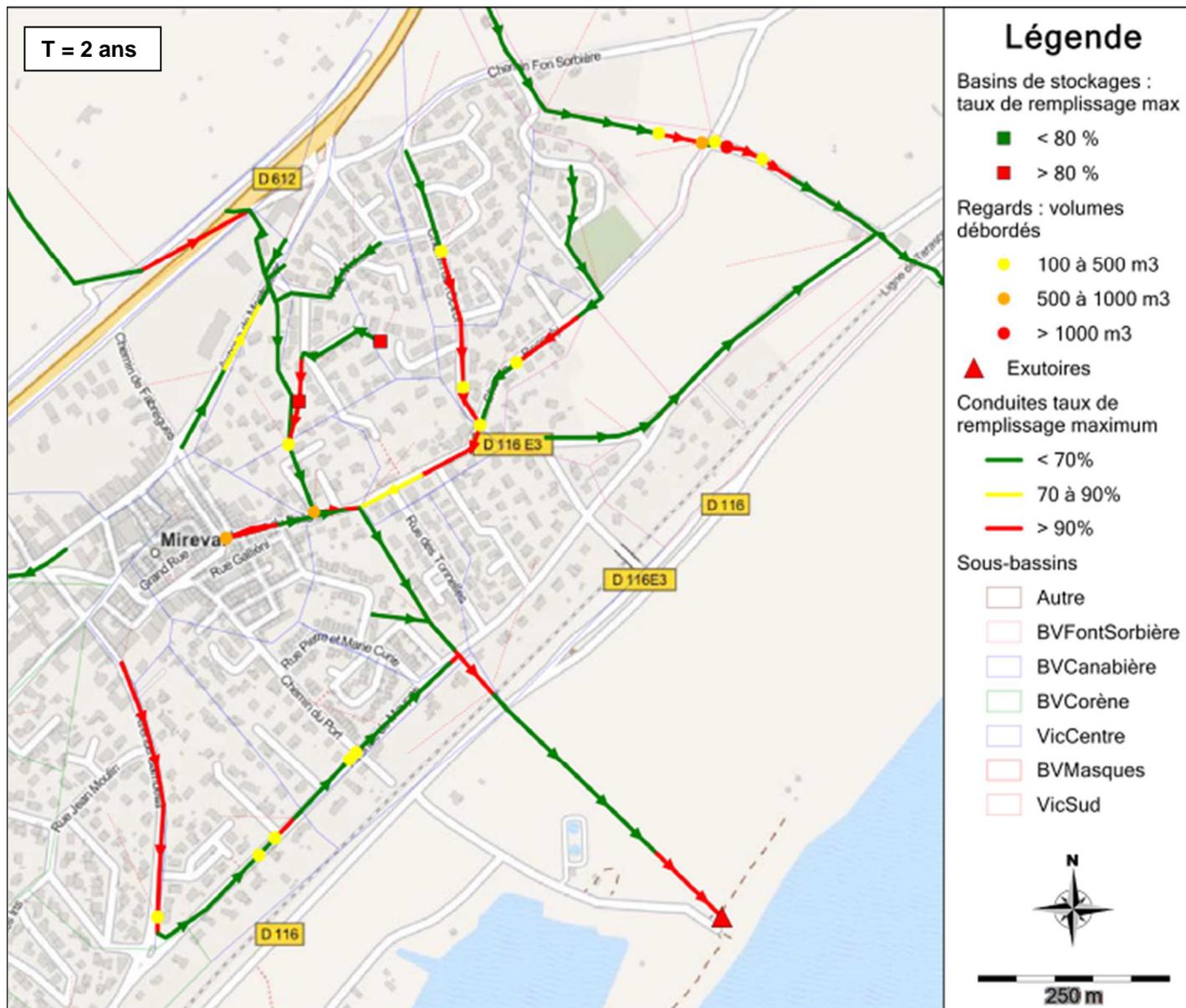


Débordements sur les secteurs Corène, Masques et fontaines pour une pluie de période de retour T = 5 ans
 SANS APPORTS DES BV RURAUX - **volume total débordé secteur Corène = 6 300 m³**



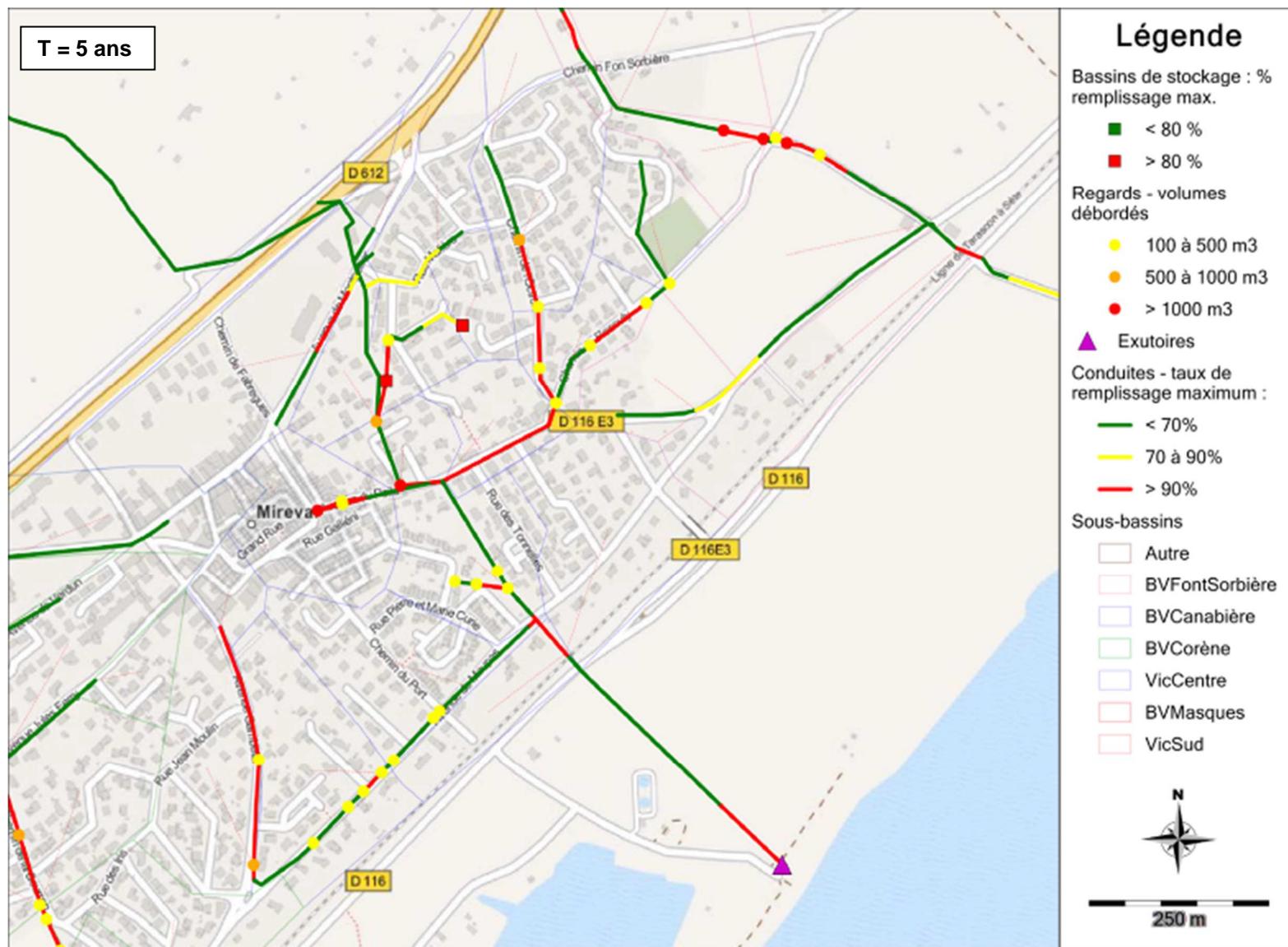
Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière pour une pluie de période de retour $T = 1$ an
volume total débordé secteur Canabière = 3 100 m³

ENTECH Ingénieurs Conseils



Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière pour une pluie de période de retour $T = 2$ ans
volume total débordé secteur Canabière = 3 740 m³

ENTECH Ingénieurs Conseils



Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière, pour une pluie de période de retour $T = 5$ ans
 SANS APPORTS DES BV RURAUX - **volume total débordé secteur Canabière = 10 600 m³**

ENTECH Ingénieurs Conseils

3.1.2.3 Limitation des débits transférables par les infrastructures en place

Le tableau qui suit synthétise les débits de pointe qui s'écoulent⁵ en des points remarquables des systèmes pluviaux de Vic et Mireval pour les précipitations analysées (T = 1 à 5 ans).

Bassin versant / Nœud			Débits de pointe s'écoulant en situation actuelle (m ³ /s)		
			Qp T = 2 ans	Qp T = 5 ans	Qp T = 10 ans
Vic	V3	V3	0,7	0,78	0,8
	V1	V1	0,53	0,53	0,55
	V2	V2	0,7	0,9	1,0
	V5	V5	0,6	0,6	0,60
	BV nord	O46	0,45	0,66	0,8
	Zone des Masques antenne ouest	J1	0,17	0,5	0,7
	Zone des Masques aval	J69	1,0	1,1	1,2
Mireval	Corène centre	J48	1,3	1,5	1,7
	Corène aval	O27	1,2	1,8	
	Aval immédiat du centre ancien	J74	0,05	0,06	0,06
	Canabière centre amont antenne issue centre ancien	O12	1,2	1,8	1,9
	Canabière aval	O16	2,2	2,9	3,5
	Font Sorbière	fn9	0,19	0,2	0,21

On y observe que pour beaucoup de points, il y a une stagnation des de ces débits peu conforme aux ratios usuellement rencontrés :

- Q1 ans = # 45% Q10 ans
- Q2 ans = # 60% Q10 ans
- Q5 ans = # 80% Q10 ans

Ou encore :

- Q10 ans = # 2,2 Q2 ans
- Q10 ans = # 1,25 Q5 ans
- Q5 ans = # 1,33 Q2 ans

La gravité des insuffisances présentées par les systèmes en place transparait donc aussi très nettement à l'examen de ce tableau.

⁵ Attention : Il s'agit de débits de pointe parvenant à s'écouler dans les infrastructures existantes et non de débits de pointe générés qui s'y écouleraient si les capacités des réseaux étaient suffisantes. Ces débits de pointe parvenant à s'écouler sont atténués par rapport à ces derniers à cause des écrêtements et débordements précédemment commentés.

3.1.3 Conclusions du diagnostic des installations actuelles

Les représentations précédentes témoignent d'une insuffisance « globale » des systèmes d'évacuation des eaux pluviales des deux communes.

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

Vic La Gardiole :

- 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.
- 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.
- Résidences Laval et Cabrols : 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, zone aval des lotissements : le fossé qui sert d'exutoire, quasiment inexistant, limite les écoulements.
- 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.

Mireval :

- 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.
- Chemin de l'Octroi et de Recouly : les dimensions du réseau sont très insuffisantes.
- 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.
- 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.
- 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.
- Amont Corène, chemin de la Corène : dimensions très justes du réseau.

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.

Pour mieux percevoir la gravité du problème posé par les conditions d'écoulement en aval de Vic et Mireval, on se reportera à l'annexe.

Conclusion du diagnostic :

Les réseaux d'évacuation des eaux pluviales actuels présentent des défauts notables, principalement en ce qui concerne leurs exutoires.

Un certain nombre de défauts sont aussi présents sur les parties plus « centrales » des réseaux en raison de leur aménagement « au fil » des projets successifs, sans plans de l'existant, sans étude des capacités à l'aval.

Ces défauts rendent les réseaux des 2 villages sujets à de nombreux dysfonctionnements, dommageables ou non, même pour des pluies assez courantes (T= 1 et 2 ans).

3.2 BASSINS-VERSANTS RURAUX

L'appréciation des débits émis par les bassins-versants non urbanisés de faible surface (quelques dizaines à quelques centaines d'hectares⁶) demeure aujourd'hui difficile faute d'outils adaptés à la complexité hydrologiques des écoulements qui s'y produisent.

Deux méthodes apparaissent pouvoir approcher les débits de pointe émis par des bassins-versants de quelques centaines d'hectares, pour des précipitations de période de retour supérieure ou égale 10 ans : La méthode SOCOSE extrapolée pour des surfaces proches ou inférieures à 200 ha, et la méthode dite « des experts⁷ » (J. Astier ; M. Desbordes ; Ph. Lefort ; A. Limandat, décembre 1993).

Cette méthode est présentée en annexe. C'est cette dernière que nous avons utilisée dans le cadre de la présente étude pour approcher les débits émis par les bassins-versants ruraux suivants :

- Canabière,
- Font Sorbière,
- Corène,
- Devès.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Débits de pointe émis par les bassins-versants ruraux qui dominent Mireval et la zone des Masques à Vic							
Bassin-versant	A (ha)	Débits de pointe émis (m ³ /s) et temps de concentration (h)					
		T = 10 ans		T = 30 ans		T = 100 ans	
		Qp	tc	Qp	tc	Qp	tc
Canabière	249	5,3	5,3	9,8	4,7	16,7	4,3
Font Sorbière	263	6,7	4,3	12,3	3,8	20,9	3,4
Corène	233	5,8	4,4	10,7	3,9	18,2	3,5
Devès	200	5,9	3,5	11,0	3,1	18,6	2,8

Etant assez dépendants d'une hypothèse toujours difficile à étayer qui est le « seuil de ruissellement » en deçà duquel il est estimé qu'il n'y a pas de ruissellement, valeur prise égale à 60 mm pour les résultats ci-dessus présentés, on peut estimer qu'il est très peu probable⁸ que les débits de pointe émis puissent s'écarter de plus de 35% par rapport à celles de ce tableau pour les précipitations de période de retour T = 10 ans, et de plus de 15% par rapport à celles de ce tableau pour les précipitations de période de retour T = 100 ans.

On voit donc que les débits susceptibles de rejoindre le réseau pluvial qui traverse les trois bassins-versants urbanisés de Mireval et celui de la zone des Masques à Vic (situé à l'aval du bassin-versant rural de la Devès) peuvent être très élevés :

- Pour T = 10 ans : 3,5 à 5,3 m³/s,
- Pour T = 30 ans : 10 à 12 m³/s,
- Pour T = 100 ans : 16 à 21 m³/s.

⁶ On n'a guère progressé depuis la méthode SOCOSE et l'étude publiée en janvier 1980 par le Ministère de l'Agriculture (SRAE / DASH / CTGREF) qui concernait les bassins-versants de surfaces comprises entre 2 et 200 km². On en reste souvent à des approches reposant sur la formule rationnelle couplée à une formule de temps de concentration. Les formules de temps de concentration usuellement utilisées (Ventura, Giandotti, Passini...) ont été conçues dans des contextes très spécifiques et sont généralement complètement inadaptées à ces petits bassins-versants. La disparité des résultats auxquels elles conduisent suffit à prouver cette inadaptation.

⁷ « Méthodologie et principes de calcul pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages de franchissement des petits bassins versants » élaborée pour le compte de la Direction Générale de la SNCF dans le cadre du « Projet de ligne à grande vitesse TGV Méditerranée ».

⁸ Si on considère que le « seuil de ruissellement » « P₀ » ne peut pas excéder 80 mm ou être inférieur à 40 mm.

Or nous avons montré que les infrastructures d'écoulement d'eaux pluviales actuellement en place à Mireval et Vic étaient saturées pour des valeurs de débit⁹ bien inférieures :

- BV Corène :
 - o Mireval, antenne principale de la Corène : # 1,3 m³/s,
- BV Canabière :
 - o antenne principale aval centre-ville : # 1,2 m³/s,
 - o antenne principale aval Mireval : # 2,2 m³/s,
- BV Font Sorbière :
 - o Fossé à l'est de Mireval # 0,2 m³/s,
- BV Devès / zone des Masques :
 - o Vic, antenne ouest de la zone des Masques : 0,2 à 0,7 m³/s (non saturé pour T = 2 ans),
 - o Vic, antenne ouest de la zone des Masques : 1 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 et la zone des Masques, 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 et la zone des Masques.

La présente étude n'a pas pour objet de vérifier les capacités d'écoulement offertes par les ouvrages du département (RD612), mais vu les valeurs de débit en jeu, la survenue de tels épisodes pluvieux menacerait aussi probablement la circulation routière sur cet axe.

Il convient de préciser en termes d'ordres de grandeur¹⁰, les volumes qui sont susceptibles de provenir de ces bassins-versants :

Volumes d'eau ruisselée mis en jeu par les bassins-versants ruraux qui dominent Mireval et la zone des Masques à Vic pour des précipitations de durée égale au temps de concentration				
Bassin-versant	A (ha)	Volumes pour t = tc (m ³)		
		T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans
Canabière	249	39 985	90 654	168 136
Font Sorbière	263	36 337	86 208	163 020
Corène	233	32 819	77 397	145 996
Devès	200	23 655	59 086	114 058

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...

⁹ Valeurs des débits parvenant à y transiter lors de pluies de période de retour égale à 2 ans (cf. tableau précédemment présenté après partie du diagnostic portant sur les débordements).

¹⁰ 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...

Annexes

Liste des annexes :

1. Configuration et options de modélisation
2. Caractéristiques des bassins versants
3. Coefficients de Montana
4. Débits de pointe calculés par d'autres études
5. Tests de sensibilité des résultats de calage
6. Localisation des volumes débordés pour l'état actuel
7. Examen détaillé et illustré des conditions d'écoulement en aval de Vic et Mireval
8. BV Ruraux

ANNEXE 1 : CONFIGURATIONS ET OPTIONS DE MODELISATION

Méthode de calcul :

Le logiciel PCSWMM est basé sur le moteur de calcul hydraulique et hydrologique SWMM5 développé par l'EPA (Environmental Protection Agency, Etats Unis).

Options utilisées :

- calcul hydraulique : onde dynamique,
- infiltration : loi de Horton.

Propagation du ruissellement :

En ce qui concerne la propagation du ruissellement, le logiciel permet de faire passer les débits issus des surfaces perméables sur les surfaces imperméables ou vice versa, ou de les ramener directement à l'exutoire du bassin-versant. Il a été considéré sur les bassins-versants essentiellement ruraux que les eaux de ruissellement des surfaces imperméabilisées transitent par des surfaces perméables avant d'atteindre l'exutoire. Pour les bassins-versants très urbanisés, à l'inverse, on estime que les eaux de ruissellement des surfaces perméables transitent par des surfaces imperméabilisées avant d'atteindre l'exutoire. Pour les autres bassins-versants, les ruissellements de chacune des surfaces sont considérés rejoindre directement l'exutoire.

Choix des paramètres de calcul :

Les pas de temps de calcul et de création de rapport du modèle ont été ajustés en fonction des durées de modélisation afin de ne pas appesantir les temps de calcul et d'affichage des graphiques.

pas de temps	Calage et projet
calcul	0,5 secondes
création de rapport	30 secondes

Il est nécessaire d'ajuster les options de calcul :

Selon le calage, les termes d'inertie de l'équation de Saint Venant seront amortis, et l'ajustement des pas de temps sera fixé à 75% .

Capacité d'infiltration des sols non imperméabilisés :

Elle est estimée sur la base de la formule de Horton :

$$F = F_c + (F_0 - F_c)e^{-kt}$$

avec	F	capacité d'infiltration du sol au temps t (mm/h)
	F_c	capacité d'infiltration asymptotique limite lorsque la pluie se prolonge ($t \rightarrow \infty$) (mm/h)
	F_0	capacité d'infiltration maximale en début d'averse (mm/h)
	k	constante (h^{-1})

Ces valeurs sont basées sur notre expérience, et sur les résultats d'un mémoire de stage réalisé en 2006 par Renaud Alric, intitulé « Analyse comparée des processus d'infiltration et des caractéristiques hydriques des sols du bassin versant de la Vène ». Ce travail de stage a l'avantage de fournir des mesures de la conductivité hydraulique à saturation des sols des environs de Poussan, soit à environ 8 km de notre zone d'étude, résumées dans le tableau ci-après.

	K_{d1} (mm.h ⁻¹)	K_{d2} (mm.h ⁻¹)	K_z (mm.h ⁻¹)	R (mm.h ⁻¹)	S (mm.h ⁻¹)
Essai 1	154	358	28	25	771
Essai 2	401	157	16	72	1246
Essai 3	198		16	72	164
Essai 4				27	

Tableau 1 Conductivité hydraulique des sols

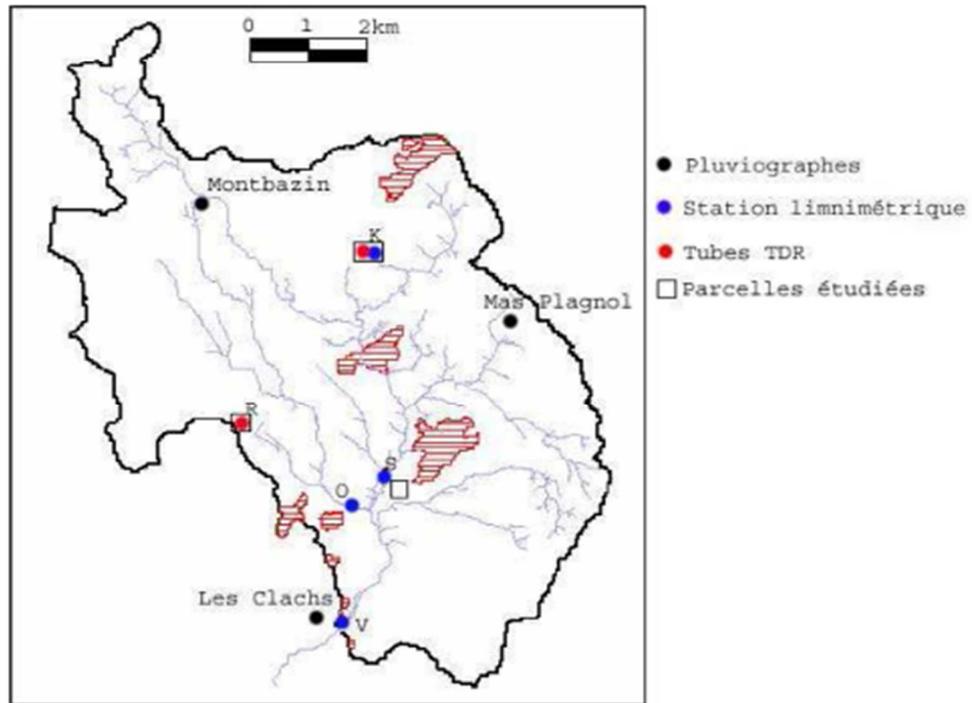


Figure 2 Positions des stations de mesure

Les valeurs du tableau indiquent une capacité d'infiltration des sols « à saturation », qui pourrait s'apparenter à une capacité d'infiltration minimale. Toutefois, cette valeur nous apparaissant plutôt élevée, par mesure de prudence, nous avons retenu la valeur haute du tableau, arrondie à 75 mm/h, et l'avons considérée comme la capacité maximale d'infiltration des sols (F_0).

Les paramètres de la formule de Horton retenus ont donc été les suivants :

Constante de décroissance k (h ⁻¹)	Taux d'infiltration maximal F_0 (mm/h)	Taux d'infiltration minimal F_c (mm/h)
4	40 à 75	3.5

ANNEXE 2 : CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS

Echantillonnage de surfaces homogènes d'un hectare pour évaluer l'imperméabilisation des secteurs « type »

	zone de mesure = 1 ha sur le BV :	m ² totalement imperméabilisés (toit + route)	m ² imperméabilisés en internes parcelles	total m ² imperméabilisés par ha	% imperméabilisation calculé / estimé	moyenne si plusieurs mesures / remarques	retenu pour la modélisation
		mesure sur échantillon	1/3 de m ² toit+route				
centre ville dense/ancien	mireval : BV Can 4	-	-	-	95%	arbitraire	95%
lotissement dense 1	mireval : BV Can 6	5672	1891	7563	76%	71%	70%
lotissement dense 2	mireval : BV Vic Sud 5	5083	1694	6777	68%		
lotissement dense 3	mireval : BV Vic Sud 6	5113	1704	6817	68%		
lotissement peu dense 1	mireval : BV Can 2-4	3503	1168	4671	47%	47%	50%
lotissement peu dense 2	mireval : BV Can 10	3108	1036	4144	41%		
lotissement peu dense 3	mireval : BV Can 9	3874	1291	5165	52%		
habitat épars	sud de vic	1438	479	1917	19%	peu utile au vu des BV	20%
zone d'activité/équipement public 1	sud de vic	5642	0	5642	56%	trop variable pour établir une moyenne représentative	selon les cas
zone d'activité/équipement public 2	BV Vic 16	6453	0	6453	65%		
zone d'activité/équipement public 3	mireval : BV Cor 2-4	7170	0	7170	72%		

Exemple de secteurs types et de délimitation des surfaces perméables et imperméables :
Secteur type centre ville dense/ancien : BV Can 4



imperméabilisation = 95%
surface voirie 3014 m²
% de la surface imperméabilisée sur laquelle un stockage d'eau en surface est possible : 32%

Secteur type lotissement dense : BV Can 6



surface toiture et route = 5672 m²
surface voirie 1664 m²
imperméabilisation = 76%
% de la surface imperméabilisée sur laquelle un stockage d'eau en surface est possible : 29%

Secteur type lotissement peu dense : BV Vic Sud 5



surface toiture et route : 5083 m²
surface voirie 1810 m²
imperméabilisation = 68%
% de la surface imperméabilisée sur laquelle un stockage d'eau en surface est possible : 36%



surface toiture et route : 5113 m²
surface voirie 1280 m²
imperméabilisation = 68%
% de la surface imperméabilisée sur laquelle un stockage d'eau en surface est possible : 25%

Secteur type habitat épars : sud de Vic



surface toiture et route : 1438 m²
surface voirie 782 m²
imperméabilisation = 19%
% de la surface imperméabilisée sur laquelle un stockage d'eau en surface est possible : 54%

ANNEXE 3 : COEFFICIENTS DE MONTANA

ENTECH a acheté les données suivantes pour les besoins de l'étude :

(**N.B.** : La vente, redistribution ou rediffusion des informations reçues, en l'état ou sous forme de produits dérivés, est strictement interdite sans l'accord de METEO-France)

Montpellier Fréjorgues Statistiques sur la période 1960 – 2012

Formule des hauteurs – Méthode du renouvellement

Coefficients de Montana pour des pluies de durée de 1 heure à 48 heures

Durée de retour	a	b
5 ans	18.242	0.744
10 ans	22.996	0.748
20 ans	28.313	0.75
30 ans	31.715	0.75
50 ans	36.32	0.75
100 ans	43.16	0.749

Coefficients de Montana pour des pluies de durée de 6 minutes à 1 heure

Durée de retour	a	b
5 ans	4.547	0.41
10 ans	5.248	0.403
20 ans	5.888	0.394
30 ans	6.234	0.388
50 ans	6.66	0.38
100 ans	7.279	0.373

ANNEXE 4 : DEBITS DE POINTE CALCULES PAR D'AUTRES ETUDES

SYBLE 2012 :

Tableau : Résultats des débits sur Vic et Mireval

Point de calcul	Surface du bassin versant (km ²)	Temps de concentration (mn)	Débit décennal (m ³ /s)	Débit centennal (m ³ /s)
Robine de Vic (Vic)	3.8	192	5.5*	10.9*
le Deves (Vic)	2.0	58.0	13.150	29.7
la Corene (Mireval)	2.4	162.0	10.870	29.6
La Canabière (Mireval)	0.8	56.8	6.718	14.6
le Font Sorbière (Mireval)	2.7	162.0	15.3	36.0

*Les débits de la robine de Vic sont plus faibles du fait de l'écrêtement important du bassin versant amont (stockage derrière le remblai routier).

Les hydrogrammes issus de cette étude sont triangulaires de temps de montée le temps de concentration.

Les calculs des petits bassins versants de Frontignan sont issus de l'étude d'aléa GINGER, 1999. Seul le ruisseau de la Rabasse, de bassin versant 2.8 km², concerne l'étude en cours.

Son débit de pointe 10 ans est estimé dans l'étude GINGER à 6 m³/s, le débit centennal à 29 m³/s, le temps de concentration à 160mn.

ANNEXE 5 : TESTS DE SENSIBILITE DES RESULTATS DE CALAGE

Les paramètres suivants ont été testés, afin d'estimer la robustesse du modèle à des variations de l'état estimé des bassins versants et des conduites :

Paramètre	Amplitude de variation (en positif comme en négatif)
Largeur des bassins versants	50%
rugosité des surfaces imperméables	50%
rugosité des surfaces perméables	50%
stockage sur surfaces imperméables	100%
stockage sur surfaces perméables	100%
Taux d'infiltration minimum	100%
Pourcentage des surfaces imperméables qui ne retiennent aucune hauteur d'eau en surface	50%
Rugosité des conduites	50%

Le modèle est robuste vis-à-vis de la variation des principaux paramètres de calage.

Ce constat est valable pour des pluies de période de retour de l'ordre de celles utilisées pour le calage, qui restent modérées : il est probable qu'une analyse de sensibilité menée sur la même structure de modèle soumise à une pluie décennale indique une sensibilité beaucoup plus importante. C'est l'une des limites du calage, qui est courante sur ce type d'études.

Les résultats point par point de ces tests de sensibilité sont les suivants :

On a jugé qu'une variation serait jugée sensible si elle entraînait :

- Une différence notable relative aux grandeurs enregistrées aux 2 principales pointes des courbes représentant des hauteurs
- Un changement notable de forme de la courbe

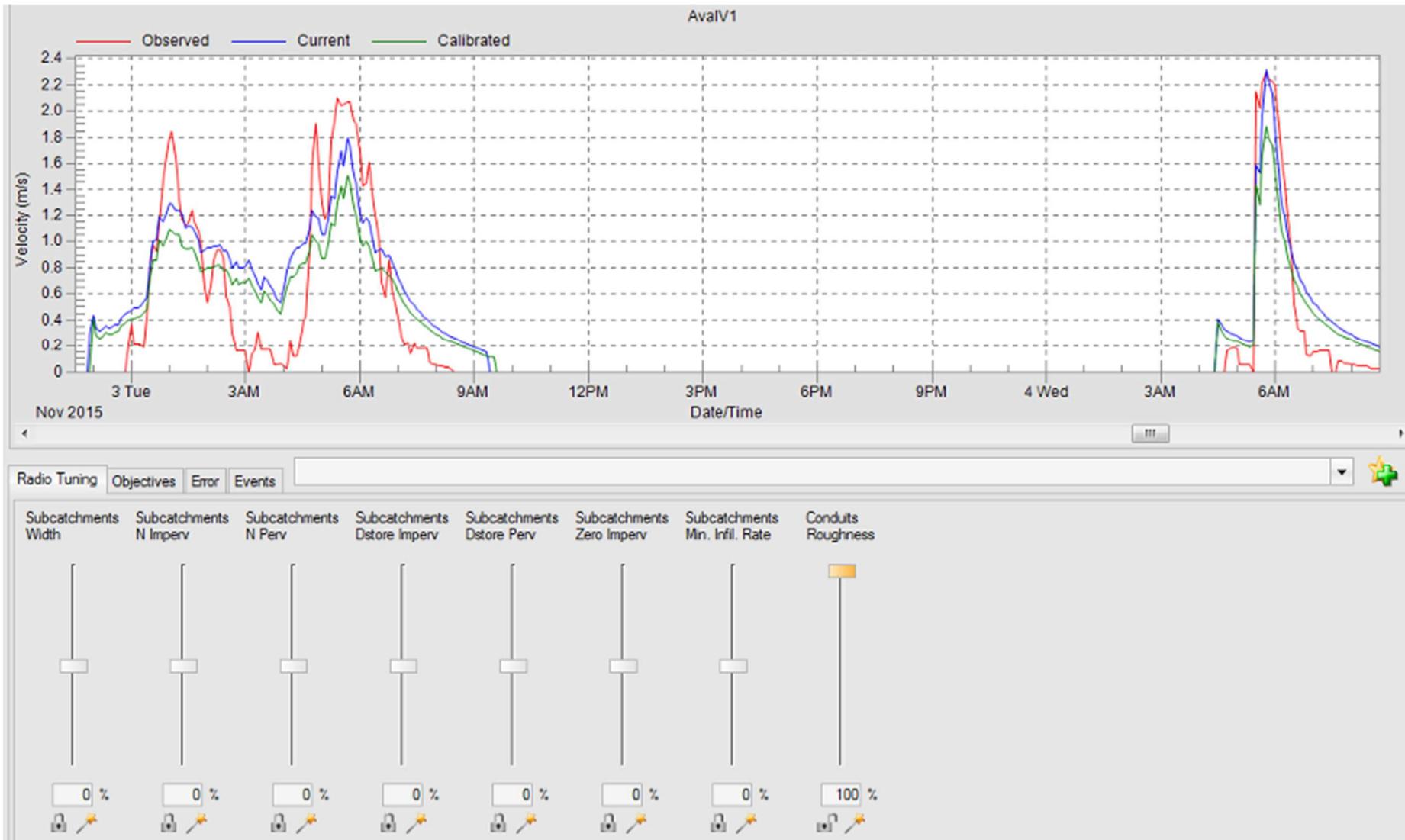
Sur les courbes indiquant la hauteur aux points V1, V3 et V5 : aucune modification sensible n'apparaît en faisant varier l'un ou l'autre des paramètres.

Sur M4, les paramètres largeur, rugosité des surfaces imperméables, et hauteurs de stockage sur surfaces imperméables peuvent modifier les hauteurs obtenues de façon assez significatives si on les fait varier de façon importante (au maximum des limites fixées). Toutefois, ces différences de hauteurs sont constatées uniquement sur la pointe de débit du 4 décembre, et de façon très « brèves », sous forme de pics : les volumes correspondants à ces pics sont probablement assez limités.

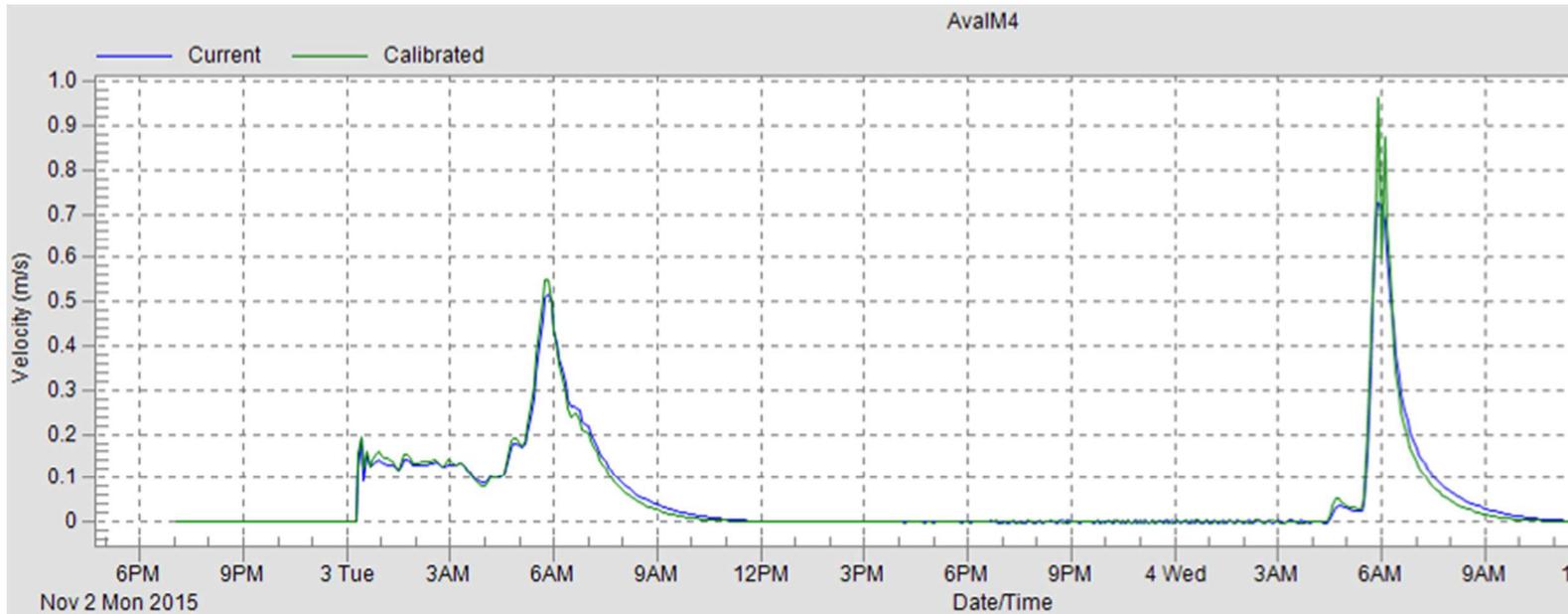
Sur les vitesses à l'aval du point V3 : aucune sensibilité aux variations des différents paramètres.

Sur les vitesses à l'aval du point V1 : certains paramètres ont une influence, qui reste toutefois légère.

Les vues ci-après illustrent les principales variations constatées en V1 et M4.



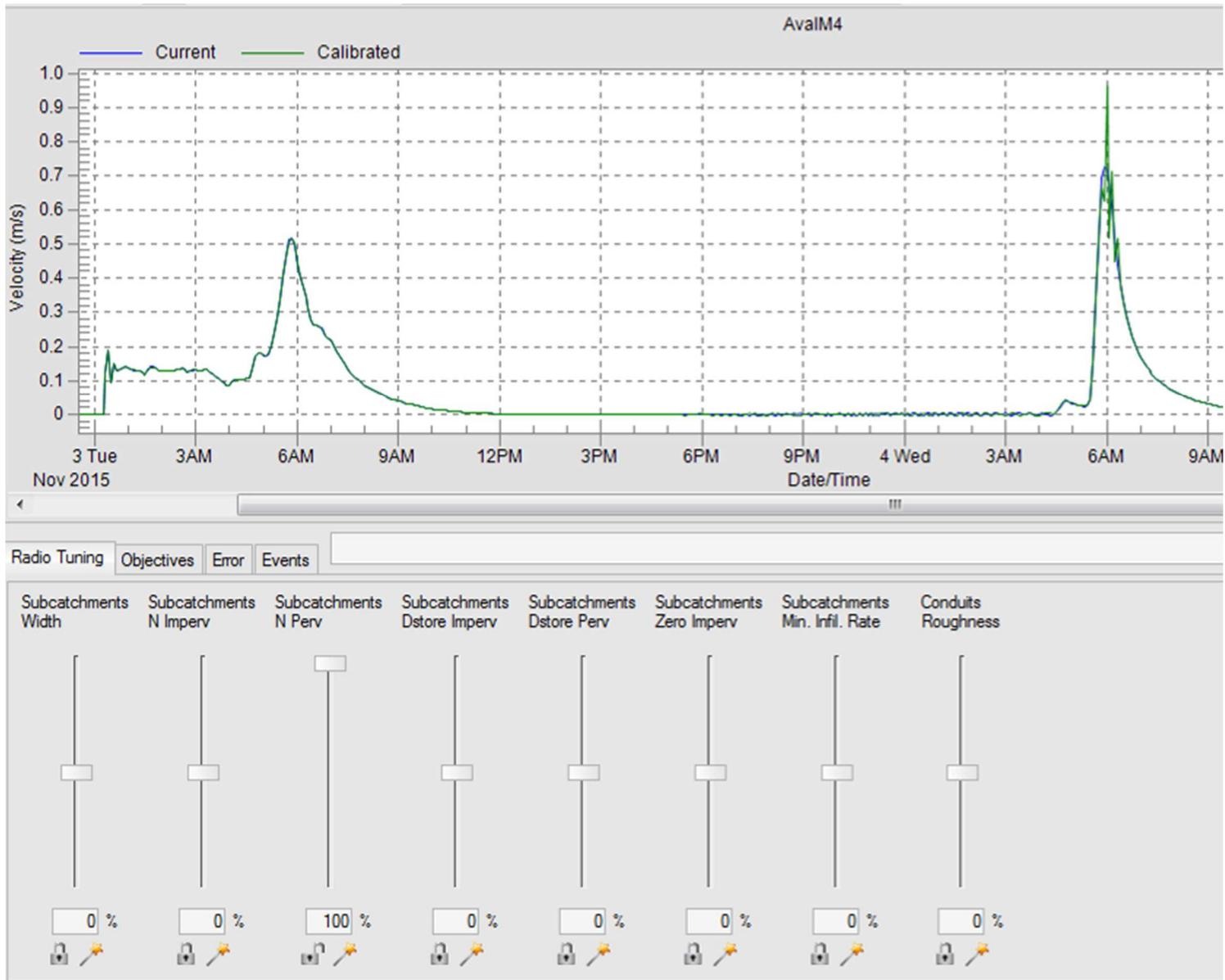
ENTECH Ingénieurs Conseils



Radio Tuning | Objectives | Error | Events

Subcatchments Width	Subcatchments N Imperv	Subcatchments N Perv	Subcatchments Dstore Imperv	Subcatchments Dstore Perv	Subcatchments Zero Imperv	Subcatchments Min. Infil. Rate	Conduits Roughness
100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

ENTECH Ingénieurs Conseils



ENTECH Ingénieurs Conseils

ANNEXE 6 : LOCALISATION DES VOLUMES DEBORDES POUR L'ETAT ACTUEL

Les cartes suivantes ont été réalisées pour les pluies de période de retour de 2 à 5 ans. Au-delà, les dysfonctionnements des structures en place sont très importants... Certains volumes ne sont pas indiqués (superposition des étiquettes lorsque les points sont trop proches).

Localisation et ampleur des débordements constatés sur le centre de Vic La Gardiole



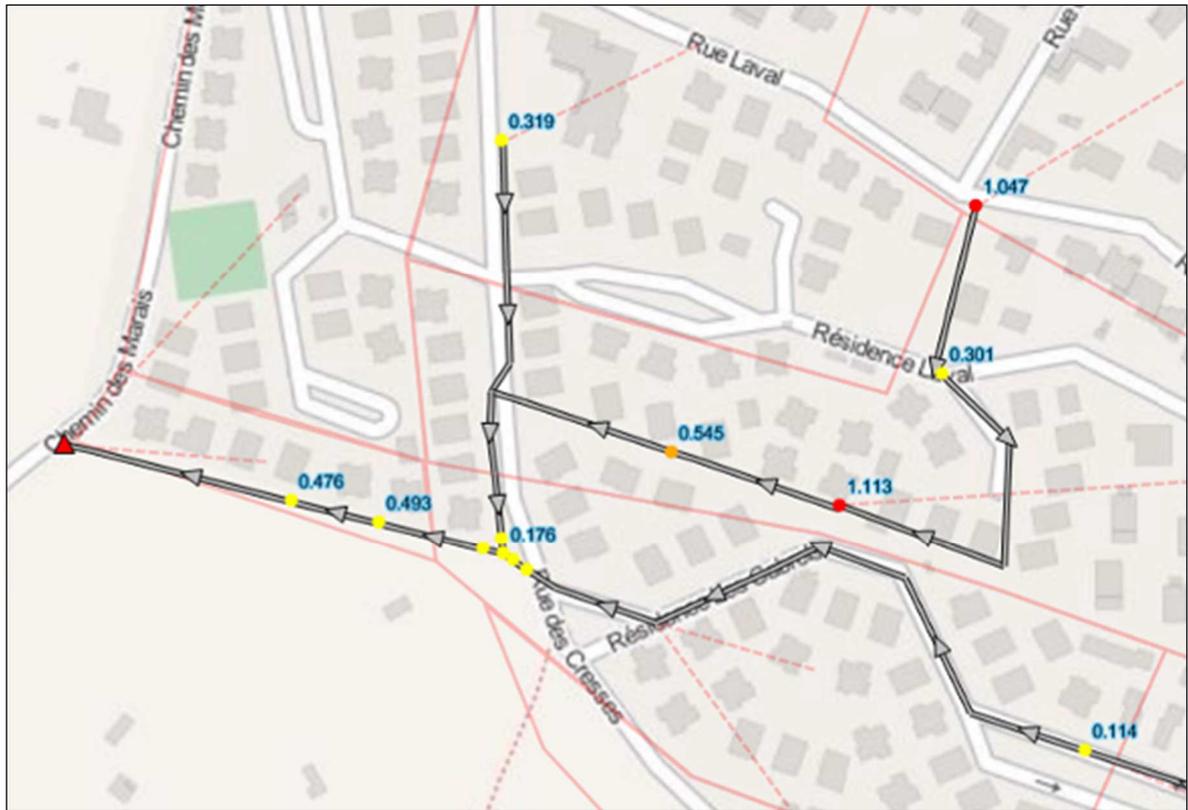
Débordements sur Vic La Gardiole pour une pluie de période de retour annuelle



Débordements sur Vic La Gardiole pour une pluie de période de retour bisannuelle

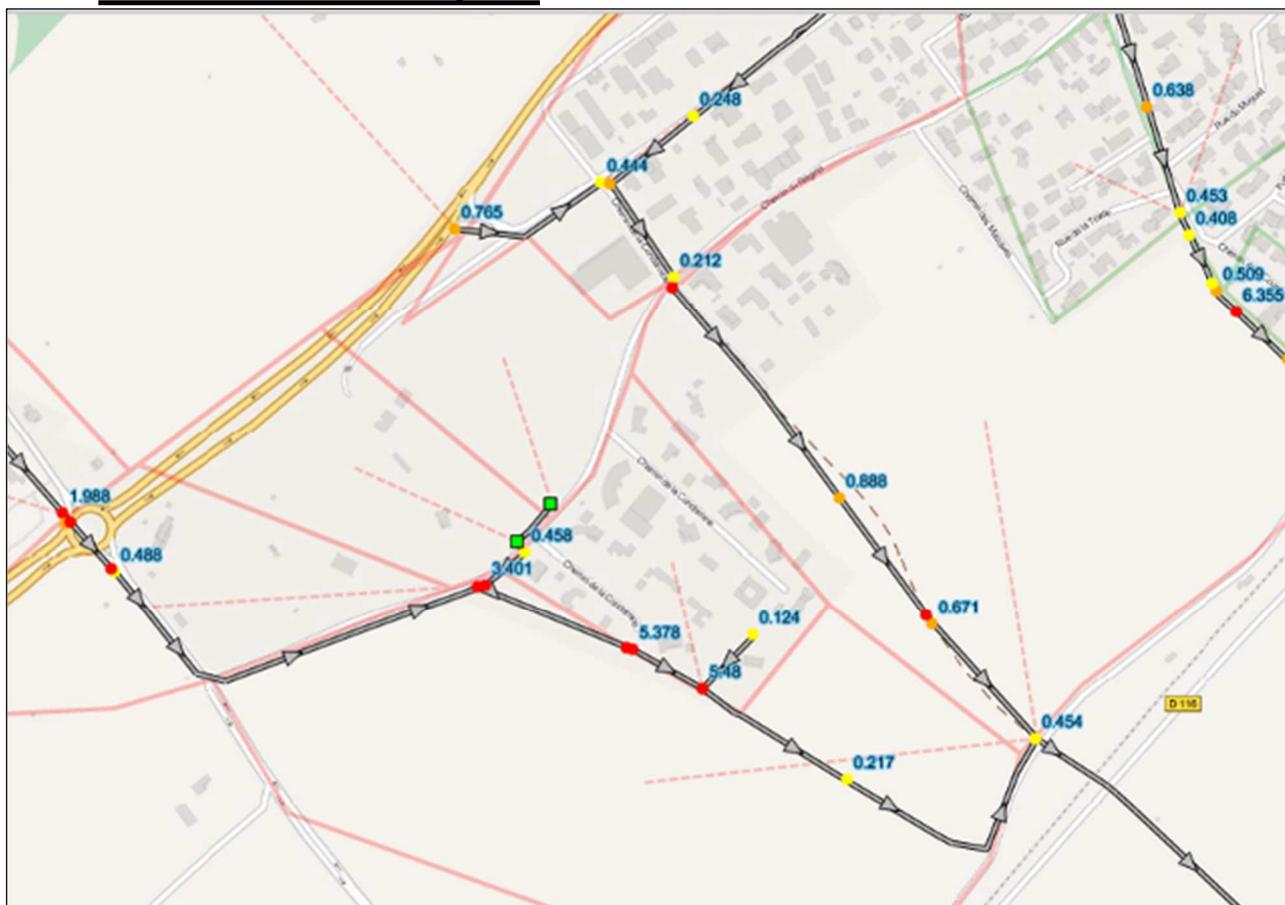


Débordements sur le centre ville de Vic la Gardiole pour une pluie de période de retour quinquennale



Débordements sur les lotissements Cabrols, Lavals et maisons du soleil à Vic la Gardiole pour une pluie de période de retour quinquennale

Localisation et ampleur des débordements constatés sur La zone des Masques



Débordements sur la zone des Masques, pour une pluie de période de retour quinquennale

Localisation et ampleur des débordements constatés sur Mireval



Débordements sur Mireval pour une pluie de période de retour annuelle



Débordements sur Mireval pour une pluie de période de retour bisannuelle

ENTECH Ingénieurs Conseils



Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière, pour une pluie de période de retour quinquennale
volume total débordé secteur Canabière = 44 200 m3

ENTECH Ingénieurs Conseils



Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière, pour une pluie de période de retour quinquennale
 SANS APPORTS DES BV RURAUX : **volume total débordé secteur Canabière = 10 600 m³**



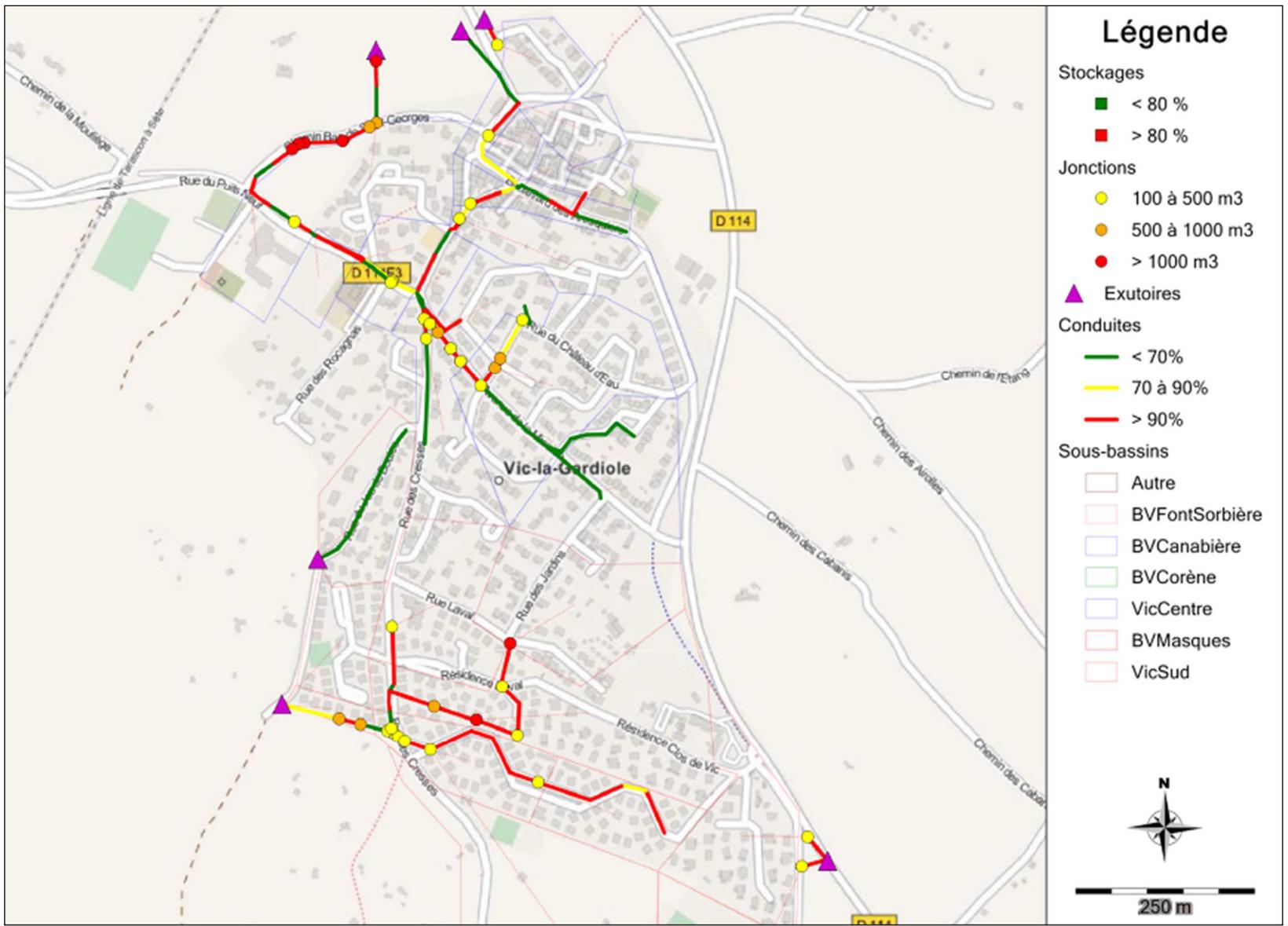
Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Corène, pour une pluie de période de retour quinquennale SANS APPORTS DES BV RURAUX
volume total débordé secteur Corène = 6 300 m³

Débordements pour des pluies de période de retour supérieur à 5 ans.

T= 10 ans	sans BV ruraux
débordements (m³):	
masques	10 500
corene	8 900
canabière	14 900
vic centre	4 900
vic Sud	8 100
Total	47 300

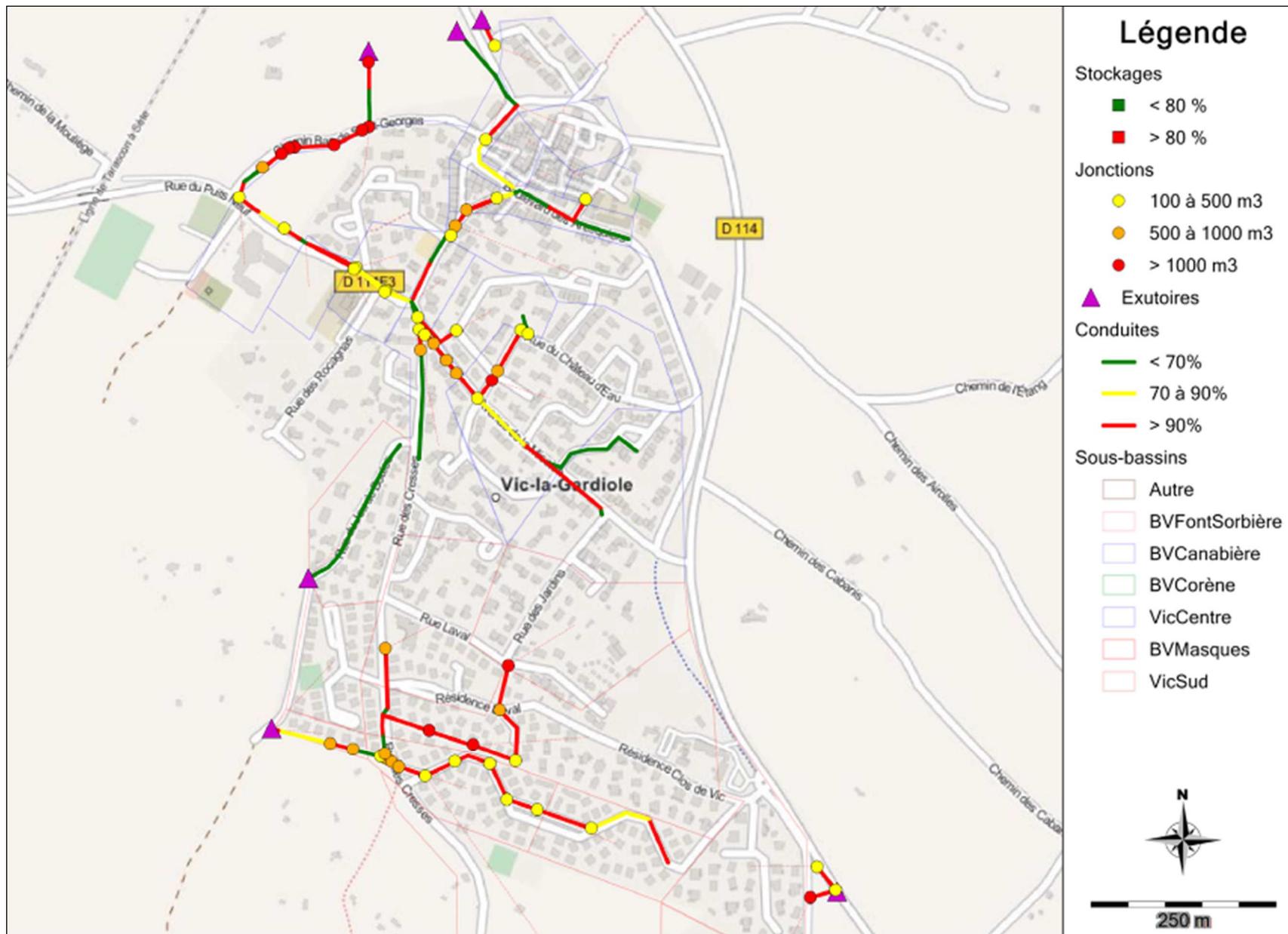
T= 50 ans	sans BV ruraux
débordements (m³):	
masques	22 300
corene	15 250
canabière	26 700
vic centre	9 000
vic Sud	14 800
Total	88 050

Localisation et ampleur des débordements constatés pour des pluies de période de retour de 10 ans et plus sur le centre de Vic La Gardiole



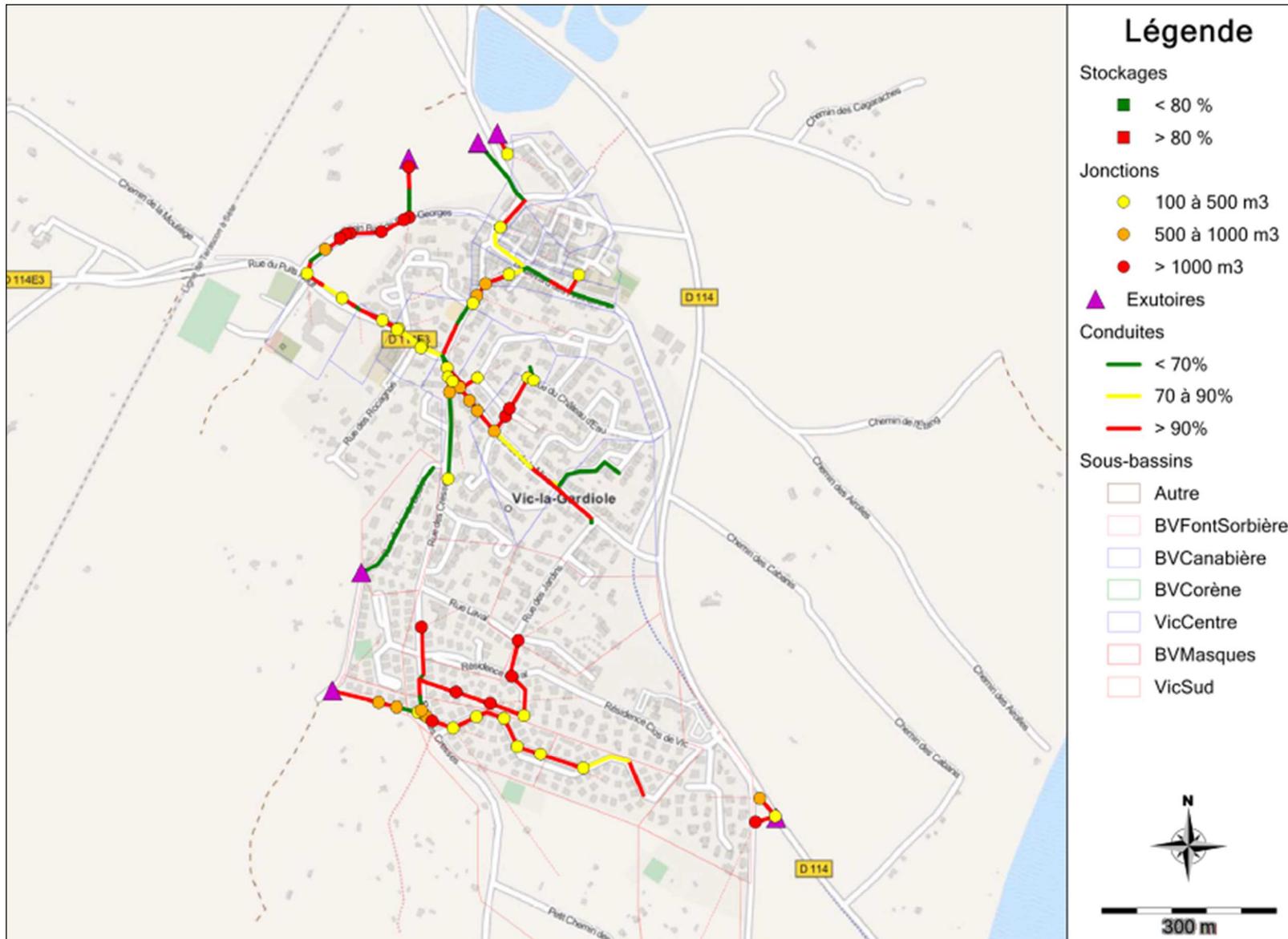
Débordements sur Vic la Gardiole pour une pluie de période de retour décennale

ENTECH Ingénieurs Conseils



Débordements sur Vic la Gardiole pour une pluie de période de retour 50 ans

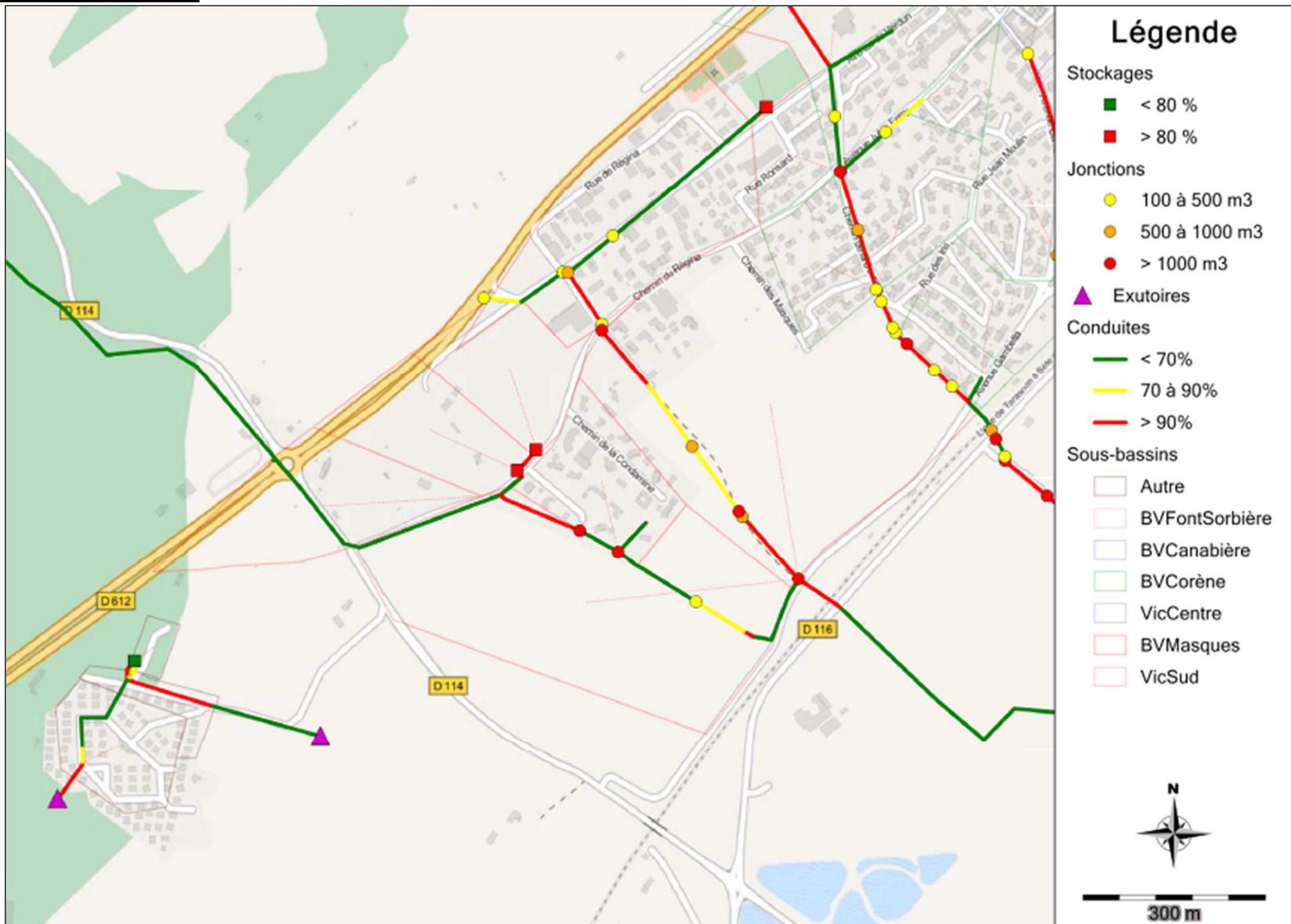
ENTECH Ingénieurs Conseils



Débordements sur Vic la Gardiole pour une pluie de période de retour 100 ans

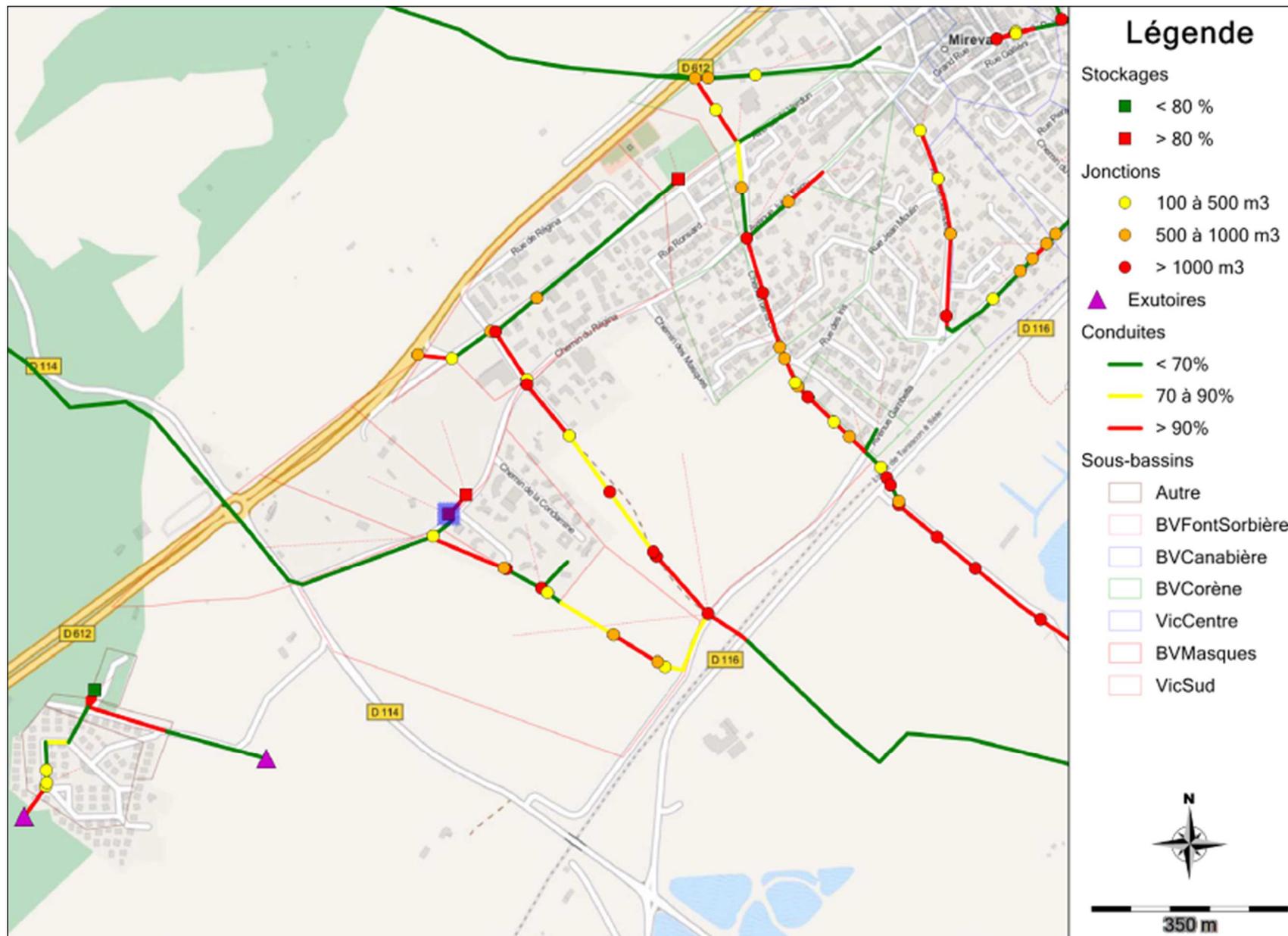
ENTECH Ingénieurs Conseils

Localisation et ampleur des débordements constatés pour des pluies de période de retour de 10 ans et plus sur Mireval et les secteurs des Masques et des résidences Fontaines



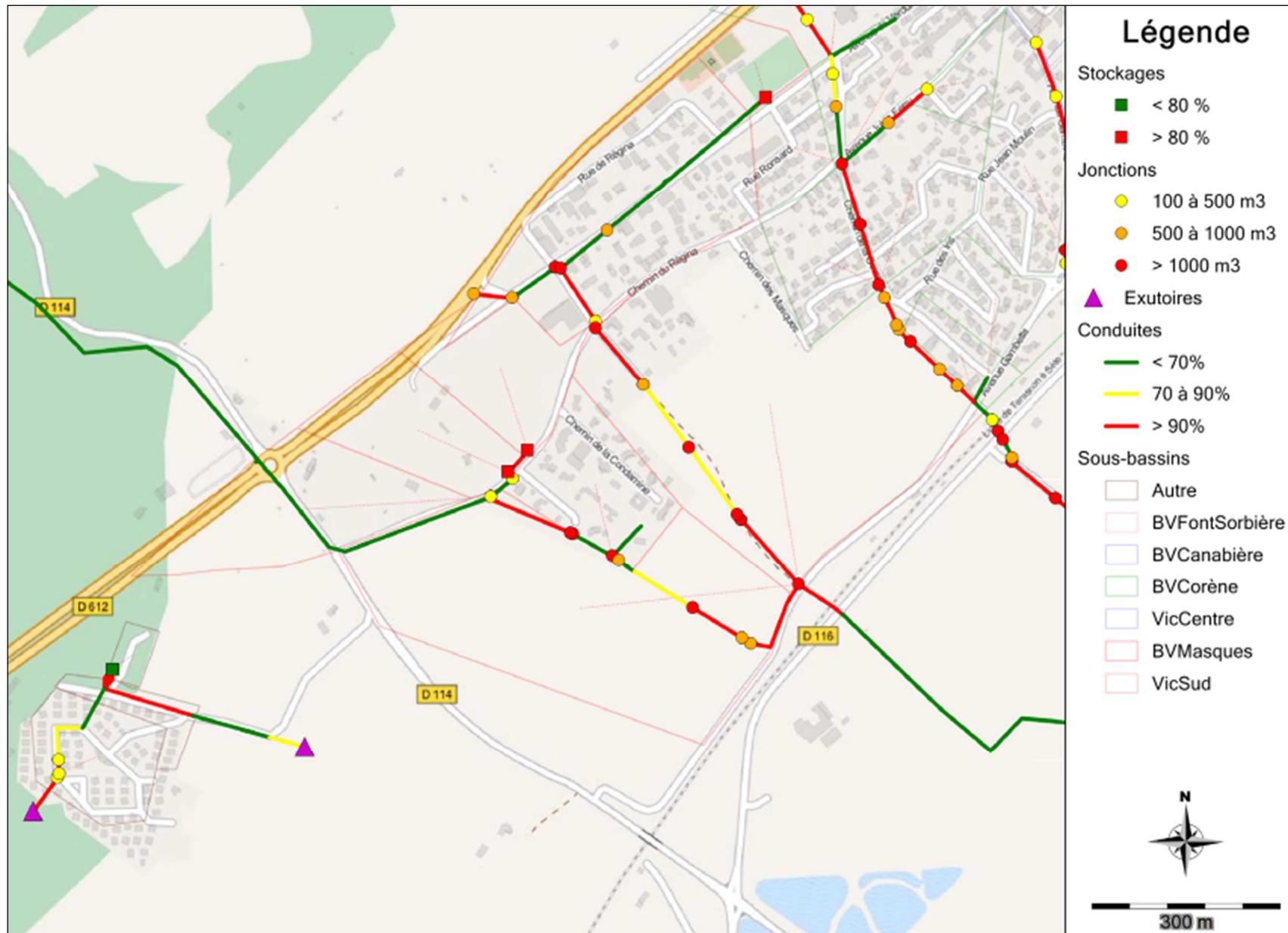
Débordements sur les secteurs Corène, Masques et fontaines pour une pluie de période de retour décennale

ENTECH Ingénieurs Conseils



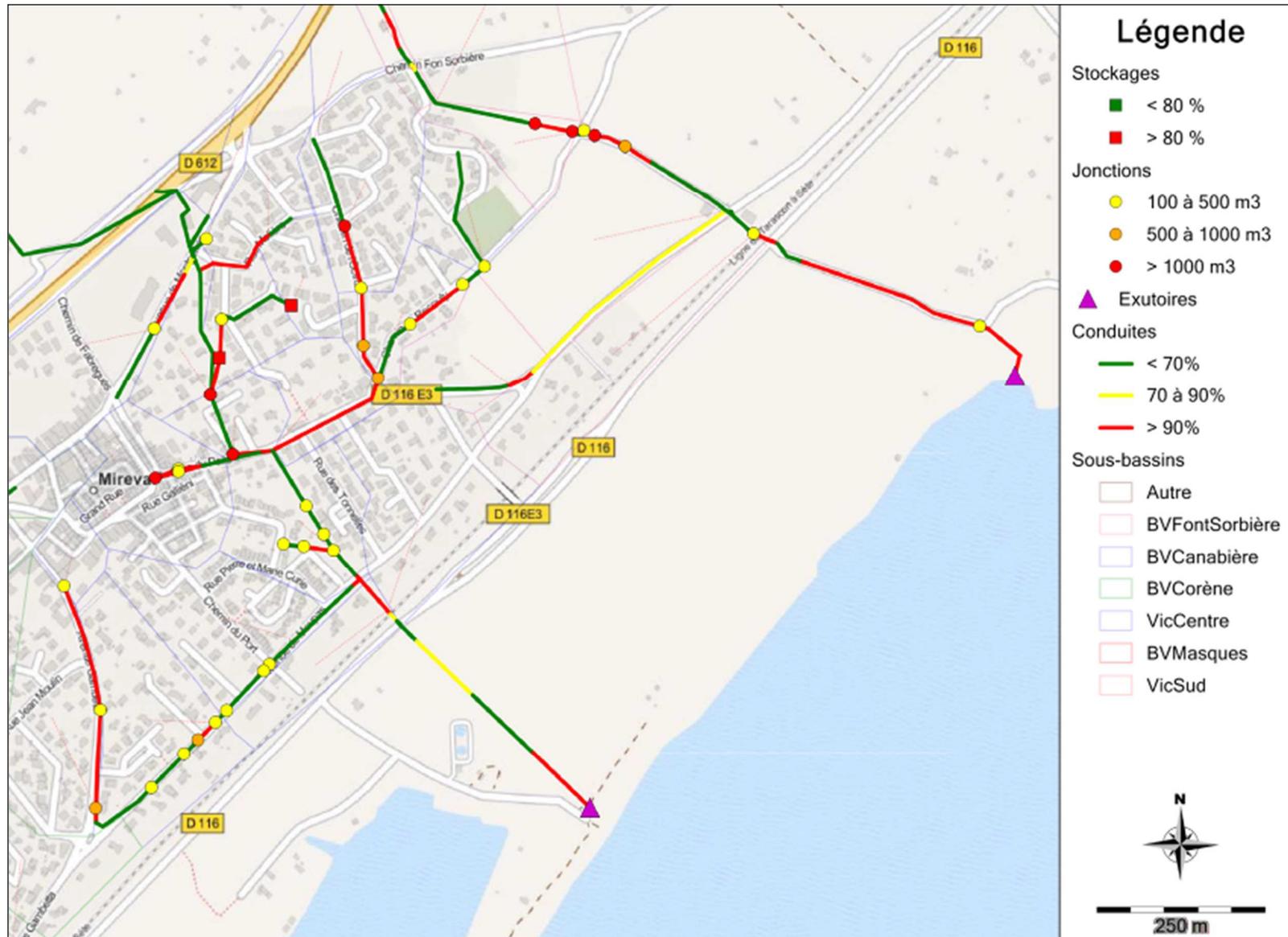
Débordements sur les secteurs Corène, Masques et fontaines pour une pluie de période de retour T=50 ans

ENTECH Ingénieurs Conseils

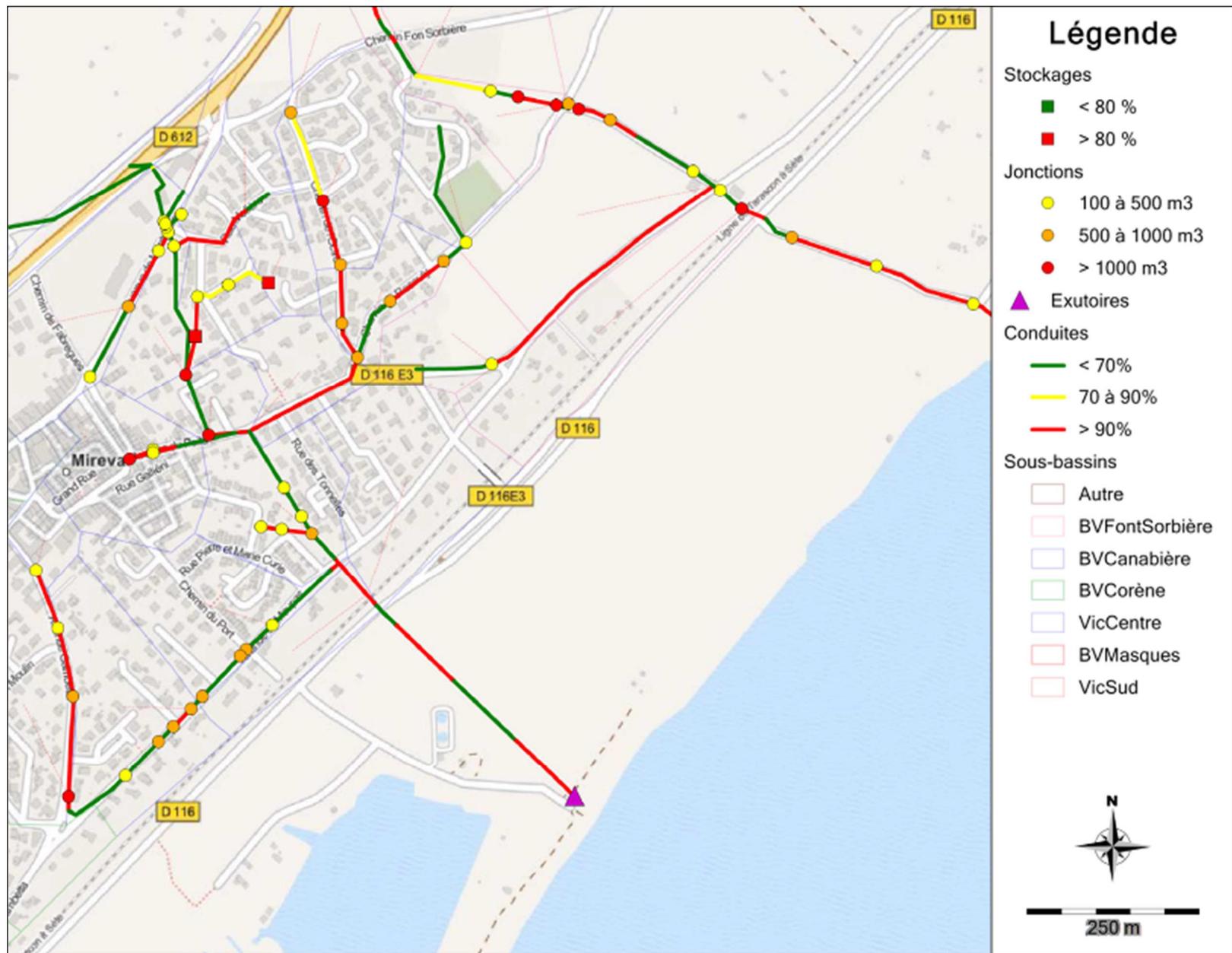


Débordements sur les secteurs Corène, Masques et fontaines pour une pluie de période de retour $T = 100$ ans

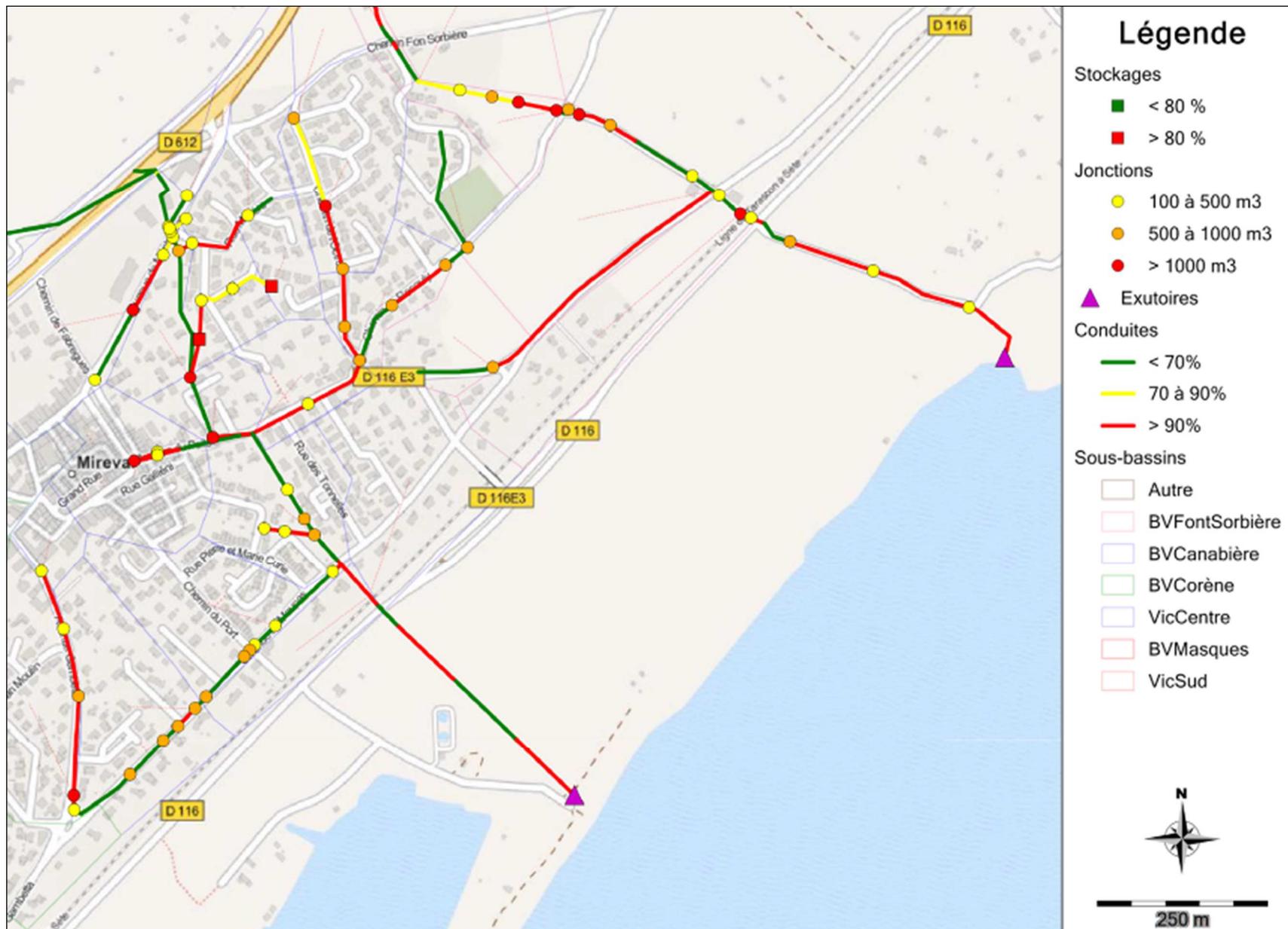
ENTECH Ingénieurs Conseils



Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière, pour une pluie de période de retour décennale



Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière, pour une pluie de période de retour T=50 ans



Débordements sur le centre ville de Mireval, secteurs Canabière et Font Sorbière, pour une pluie de période de retour $T=100$ ans

ENTECH Ingénieurs Conseils

ANNEXE 7 : EXAMEN DETAILLE ET ILLUSTRATION DES CONDITIONS D'ÉCOULEMENT EN AVAL DE VIC ET MIREVAL

Vic sud et centre

Les dimensions des 2 fossés qui évacuent les eaux du centre ville d'une part et des lotissements Maison du Soleil, Lavals et Cabrols d'autre part sont très insuffisantes. Les profils en long sont très contraints altimétriquement, et une contre pente notable existe sur l'exutoire des lotissements.

Les dimensions à l'aval des lotissements se restreignent à un fossé profond de 0.3 m et large de 1.2 m ! Pour le fossé à l'aval des 2Ø800 venant du centre ville, il se restreint à un fossé profond de 0.7 m, large au radier de 0.4m et de 2.4 m au niveau du TN.



A gauche, fossé chemin bas de St George et à droite fossé « exutoire » des lotissement au sud de Vic

Mireval et zone des Masques

Le tableau suivant détaille les conditions existantes de traversée des routes et de la voie ferrée à l'aval de Mireval et sur la zone des Masques.

Y sont mis en valeur les éléments qui contraignent particulièrement l'évacuation des eaux pluviales en situation actuelle.

Passages sous	route amont voie ferrée		voie ferrée		RD 116	
	cadre (h-L en m)	radier (mNGF)	Cadre (h-L en m)	radier (mNGF)	cadre (h-L en m)	radier (mNGF)
Masques	0.6-0.8	1.2	0.6-0.8	0.9	Ø900	0.9
Corène	1.3-1.6	2	2-2.5	1.2	2Ø1000	1.2
Canabière	1-1	0.4	1.2-2.4	0.4	2 ARMCO hauteur ±2m	0.3
Font Sorbière	2Ø600	2.1	1Ø600	1.6	1Ø600	1.4

Pour la Canabière, hormis le passage en 1m*1m sous l'avenue de Maupas, c'est principalement l'altimétrie qui contraint l'évacuation : le passage sous la RD est en permanence en eau, hormis en saison sèche, et son niveau est proche voire inférieur au niveau des eaux de l'étang.



Canabière : les passages sous RD116 et VF

Pour les 3 autres « exutoires », les passages sous la RD sont largement sous-dimensionnés. Les fossés d'évacuation à l'aval de la RD sont aussi sous dimensionnés voire inexistants.



Corène : fossé aval RD116

Pour le ruisseau Font Sorbière, il est pratiquement inexistant bien en amont de la RD, entre le chemin de Recouly et l'avenue de Maupas.



Font Sorbière, amont RD en haut, et passage RD et aval RD en bas

On comprend, au vu de ces photos et des dimensions mentionnées ci-avant, que l'évacuation des eaux sur ces zones est particulièrement contrainte par l'aval.

ENTECH Ingénieurs Conseils

Le diagnostic établi grâce au modèle confirme cela. Toute planification d'aménagements visant à protéger les villages de dégâts occasionnés par des pluies relativement courantes ou plus rare doit en priorité s'atteler à créer de véritables exutoires.

ANNEXE 8 : BV RURAUX

A : Présentation de la méthode dite « des experts »

La méthode des « experts » (J. Astier ; M. Desbordes ; Ph. Lefort ; A. Limandat, 1993) s'applique à des petits bassins versants (inférieurs à 5 km²) et repose sur la formule rationnelle qui s'écrit :

$$Q_P(T) \text{ (l/s)} = 2,78 C \cdot i(tc,T) \text{ (mm/h)} \cdot A \text{ (ha)} \quad (\text{eq.1})$$

Bien que très simple, cette formule suppose l'estimation de deux variables : le coefficient de ruissellement C et le temps de concentration tc. Ces deux variables sont de nature aléatoire. C dépend en effet de la pluie et des précipitations antérieures (humidité du sol). tc dépend du débit de ruissellement. La résolution de l'équation 1 devrait donc être implicite. On peut, cependant, simplifier les estimations de C et tc.

1 Temps de concentration

La littérature hydrologique propose de multiples formules de calcul de tc. Généralement empiriques, leur emploi devrait rester limité à leur domaine expérimental (climatologie, pédologie). C'est le cas, en particulier des formules « italiennes » type Passini, Turazza, Venturi, etc. De nombreux BE proposent ainsi des cocktails de formules pour lesquelles ils réalisent généralement une « moyenne » des résultats obtenus... Parmi ces formules figure également celle dite de Bressan-Golossov (FBG) dont j'ai montré qu'elle sous-estimait beaucoup les temps de concentration des petits bassins versants naturels ou ruraux. Elle s'écrit :

$$tc = L/v \text{ avec } v = 1 + (I - 1)/9 \quad (\text{eq.2})$$

L étant la longueur en m de l'axe principal d'écoulement, v la vitesse en m/s le long de cet axe et I la pente moyenne en %.

Il a été montré qu'elle sous-estimait significativement les temps de concentration des petits bassins versants naturels ou ruraux. On remarquera aussi qu'elle est bornée entre 1 et 2 m/s, ce qui signifie que pour I < 1% v = 1 m/s et pour I > 10% v = 2 m/s.

Nous proposons d'utiliser une formule développée par Ph Lefort et dérivée de celle d'Askew, soit :

$$tc = 1,8 \cdot L^{0,6} \text{ (km)} \cdot I^{0,33} \text{ (m/m)} \cdot R_m^{-0,23} \text{ (mm)} \quad (\text{eq.3})$$

où L est la longueur du chemin principal d'écoulement, I la pente moyenne des versants le long de ce chemin et Rm le ruissellement. Pour évaluer Rm, J. Astier propose de retenir :

$$R_m = 0,8 (P_j - P_0) \quad (\text{eq.4})$$

où Pj est la pluie journalière de période de retour T égale à celle du débit que l'on cherche et P0 un seuil de ruissellement extrait d'études réalisées pour la construction des autoroutes et dont les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous, dérivé du guide « Recommandation pour l'assainissement routier » du LCPC. Un fonctionnement hydrologique « à seuil » est caractéristique des bassins naturels ou ruraux, P0 correspondant à une perte initiale avant apparition d'un ruissellement superficiel significatif dans les minis réseaux de drainage superficiel.

Caractéristiques du bassin-versant			Valeurs de P ₀ (mm)		
Couvert	Morphologie	Pente	Sableux	Limoneux	Argileux compact
Boisé	plat	0 - 5%	90	65	50
	ondulé	5% - 10%	75	55	35
	pentu	10% - 30%	60	45	25
Prairie	plat	0 - 5%	85	60	50
	ondulé	5% - 10%	80	50	30
	pentu	10% - 30%	70	40	25
Culture	plat	0 - 5%	65	35	25
	ondulé	5% - 10%	50	25	10
	pentu	10% - 30%	35	10	0

On notera que pour des terrains sableux et peu pentus on a des valeurs élevées de P₀ qui pourraient être > P_j. Dans ces cas, pour autoriser l'utilisation de l'équation 3 nous proposons de retenir R_m = 1 mm.

2 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement se déduit d'un comportement à seuil et s'écrit :

$$C = 0,8 (1 - (P_0/P_j)) \quad (\text{eq.5})$$

avec C = 0 pour P₀ > P_j.

Pour calculer le coefficient de ruissellement d'un bassin versant naturel ou rural, on procède à une analyse de l'occupation des sols selon les critères du tableau. Pour chaque valeur P_{0k} on détermine la surface correspondante A_k et le coefficient particulier C_k. Le coefficient du bassin est la moyenne pondérée par les surfaces, soit :

$$C = 1/A \cdot \sum C_k \cdot A_k \quad (\text{eq.6})$$

B : Présentation détaillée des calculs des débits de pointe émis par les bassins-versants ruraux avec la méthode dite « des experts ».

Deves / (amont zone des Masques)

Tronçon	cote TN amont (mNGF)	cote TN aval (mNGF)	longueur (m)	pente (m/m)
1	150	100	450	0,1111
2	100	50	750	0,0667
3	50	25	600	0,0417
4	25	8	700	0,0243
5	0	0	0	0,0000
6	0	0	0	0,0000

Longueur du cheminement de plus long temps de parcours : 2500 m

Pente moyenne du bassin versant : 0,0458 m/m

BV rural du Deves : 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)	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2	200,2
L (km)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
I (m/m)	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046
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)					344	272	229	208	192	184	176	166
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) (m3/s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	1,4	3,5	5,9	8,9	11,0	13,9	18,6
(l/s/ha)	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1	7,2	17,7	29,6	44,4	54,9	69,5	93,0

Corène

Tronçon	cote TN amont (mNGF)	cote TN aval (mNGF)	longueur (m)	pente (m/m)
1	91	48	750	0,0573
2	48	25	1100	0,0209
3	25	11	800	0,0175
4	0	0	0	0,0000
5	0	0	0	0,0000
6	0	0	0	0,0000

Longueur du cheminement de plus long temps de parcours : 2650 m

Pente moyenne du bassin versant : 0,0249 m/m

BV rural de la Corène : 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)	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) (m3/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

Canabière

Tronçon	cote TN amont (mNGF)	cote TN aval (mNGF)	longueur (m)	pente (m/m)
1	185	75	1000	0,1100
2	75	36	950	0,0411
3	36	15	750	0,0280
4	15	10	850	0,0059
5	0	0	0	0,0000
6	0	0	0	0,0000

Longueur du cheminement de plus long temps de parcours : 3550 m

Pente moyenne du bassin versant : 0,0233 m/m

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 _j (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)					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) (m3/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

Font Sorbière

Tronçon	cote TN amont (mNGF)	cote TN aval (mNGF)	longueur (m)	pente (m/m)
1	175	61	1000	0,1140
2	61	25	1200	0,0300
3	25	15	750	0,0133
4	0	0	0	0,0000
5	0	0	0	0,0000
6	0	0	0	0,0000

Longueur du cheminement de plus long temps de parcours : 2950 m

Pente moyenne du bassin versant : 0,0324 m/m

BV rural de Font Sorbier : 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)	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 _j (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) (m3/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

Dans la « formule des experts », en dehors des données d'entrée assez facilement quantifiables que sont les hypothèses pluviométriques (paramètres de Montana pour des précipitations de durées comprises entre 1 heure et 24 heures) et les caractéristiques hydrologiques des bassins-versants (surface, longueur du cheminement de plus long temps de parcours, pente « équivalente » le long de ce cheminement), un paramètre plus difficile à évaluer a une assez forte influence sur la valeur des débits de pointe à laquelle la formule aboutit. Il s'agit de « P₀ », « seuil de ruissellement » en deçà duquel il est estimé qu'il n'y a pas de ruissellement. Les valeurs qui figurent dans le tableau précédemment présenté avec la formule ne s'appliquent pas vraiment à un bassin-versant constitué de garrigue, implanté sur une zone reconnue fortement karstique.

La valeur $P_0 = 60$ mm a été retenue car elle correspond, avec les coefficients de Montana appliqués à la zone d'étude, à un ruissellement qui n'apparaîtrait qu'à partir de précipitations dont la période de retour est comprise¹¹ entre 6 mois et 1 an.

Si une valeur plus faible avait été retenue, les débits obtenus seraient à majorer de :

$P_0 = 50$ mm :

- 28% pour une période de retour $T = 5$ ans,
- 18% pour une période de retour $T = 10$ ans,
- 11% pour une période de retour $T = 30$ ans,
- 7% pour une période de retour $T = 100$ ans.

$P_0 = 40$ mm (valeur très faible a priori) :

- 57% pour une période de retour $T = 5$ ans,
- 37% pour une période de retour $T = 10$ ans,
- 21% pour une période de retour $T = 30$ ans,
- 14% pour une période de retour $T = 100$ ans.

Si une valeur plus forte avait été retenue (peu probable au vu des commentaires figurant dans la littérature spécialisée), les débits obtenus seraient à minorer de :

$P_0 = 80$ mm :

- 35% pour une période de retour $T = 10$ ans,
- 13% pour une période de retour $T = 100$ ans.

On observe donc que les ordres de grandeur auxquels on parvient pour les pluies les plus rares ne sont donc pas complètement remis en cause par la valeur adoptée pour ce seuil de ruissellement « P_0 ». Des valeurs plus fortes de « P_0 » n'ont pas été retenues, car elles correspondraient à des terrains très perméables ou caractérisés par des pertes importantes.

¹¹ $P_0 = 67$ mm pour apparition d'un ruissellement avec une période de retour $T = 1$ an, et $P_0 = 49$ mm pour apparition d'un ruissellement avec une période de retour $T = 6$ mois.