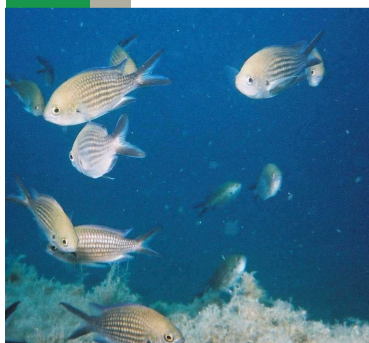




Ville de Milhaud



PHASE 1 : Diagnostic de l'état actuel

Schéma d'aménagement hydraulique et de
protection des zones habitées contre les
inondations

Commune de Milhaud

Indice F (rapport final)



PHASE 1 : Diagnostic de l'état actuel

Schéma d'aménagement hydraulique et de protection des zones habitées contre les inondations

Commune de Milhaud

Date	Avril 2009
N° de version	Indice F (rapport final)
Référence Affaire	08MEN012
Rédacteur	Damien ALLIAU
Vérificateur	Arnaud BONNAFE

SOMMAIRE

1	Préambule.....	8
1.1	Objectifs.....	8
1.2	Périmètre d'étude.....	9
2	Bilan de la collecte de données.....	10
2.1	Entretiens avec les acteurs locaux.....	10
2.2	Bibliographie	11
2.3	Éléments topographiques	12
2.3.1	Études antérieures.....	12
2.3.2	Besoins identifiés.....	12
2.4	Reconnaissances de terrain.....	12
2.4.1	Objectifs	12
2.4.2	Déroulement des campagnes	13
2.4.3	Élaboration des plans des réseaux pluviaux	13
3	Pré diagnostic pluvial.....	15
3.1	Ossature du réseau pluvial.....	15
3.2	Principaux secteurs sensibles	17
3.2.1	Galerie amont au dessableur.....	17
3.2.2	Dessableur	17
3.2.3	Problèmes de dépôt sur le réseau unitaire.....	18
3.2.4	Raccordement de l'ovoïde sur le nouveau réseau EU	19
3.2.5	Ossature de réseaux incohérent : chemin des Carrauds	19
3.2.6	Raccordement de la partie aval de la rue Madame de Sévigné.....	20
3.2.7	Ancienne galerie pluviale	20
3.2.8	Surverse du regard NIM005	21
4	Définition état initial.....	22
4.1	Hydrologie du secteur.....	22
4.1.1	Préambule.....	22
4.1.2	Bassins versants ruraux	24
4.1.3	Bassins versants urbains.....	29
4.1.4	Pluviométrie de référence	31
4.1.5	Calcul des débits de référence	37
4.1.6	Hydrogrammes et volumes de crue.....	43
4.2	Programme d'aménagements contre les inondations.....	46

4.3	Construction des modèles hydrauliques	47
4.3.1	Élaboration des modèles hydrauliques	47
4.3.2	Calage du modèle	51
4.3.3	Sensibilité des cours d'eau au coefficient de rugosité	58
4.4	Modélisation pluviale : résultats	61
4.4.1	Hypothèses	61
4.4.2	BRANCHE Est	62
4.4.3	BRANCHE Centre	65
4.4.4	BRANCHE Ouest	67
4.5	Modélisation à surface libre : résultats	70
4.5.1	Hypothèses	70
4.5.2	Crue 100 ans	70
4.5.3	Crue d'octobre 1988	81
4.6	Synthèse	90
5	Annexes	91

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation du site d'étude et réseau hydrographique.	9
Figure 2 : Ossature des réseaux EU/EP.	16
Figure 3 : Localisation des bassins versants.....	26
Figure 4 : Comparaison quantiles SHYPRE et Météo France (région Nîmes).	32
Figure 5 : Hyétogramme observé au poste de Castanet pour les épisodes des 6 et 8 septembre 2005.....	33
Figure 6 : Hyétogramme de l'événement du 8 septembre 2005 sur le poste de Castanet et hyétogramme de l'événement 1988 sur Nîmes.	35
Figure 7 : Hydrogrammes de la Poudre pour les crues historiques – état sans aménagements (source : EGIS Eau).....	41
Figure 8 : Hydrogrammes de la Poudre pour les crues historiques – état actuel (source : EGIS Eau).....	42
Figure 9 : Débits de cadereaux en fonction de la surface des bassins versants.	42
Figure 10 : Crue de projet 100 ans – hydrogramme par méthode réservoir linéaire.	43
Figure 11 : Crue de projet 10 ans – hydrogramme par méthode SOCOSE.	44
Figure 12 : Principe de couplage MIKEFLOOD.....	47
Figure 13 : Synthèse des données topographiques 2009 (source : B3R).....	48
Figure 14 : Limites du modèle	49
Figure 15 : Profil en travers P64 (chemin de Larrière).....	50
Figure 16 : PHE relevées pour la crue du Vistre - Septembre 2005	52
Figure 17 : Carte des hauteurs maximales atteintes – crue de septembre 2005.....	53
Figure 18 : Profil en long de la Poudre - Écarts aux PHE – septembre 2005	54

Figure 19 : Dynamique de crue – septembre 2005 – secteur Pondre.....	55
Figure 20 : Dynamique de crue – septembre 2005 – secteur Larrière.....	56
Figure 21 : Dynamique de crue – septembre 2005 – secteur Pondre.....	57
Figure 22 : Ouvrages hydrauliques – amont Pondre.....	58
Figure 23 : Hauteurs d'eau dans la Pondre en modèle filaire pour la crue Septembre 2005 pour différents coefficients de rugosité.....	59
Figure 24 : Écart par rapport à la ligne d'eau de Septembre 2005 pour un coefficient de rugosité de 30.....	60
Figure 25 : Synoptique du réseau MOUSE.	62
Figure 26 : Résultats BRANCHE Est – 5 ans.....	64
Figure 27 : Résultats BRANCHE Centre – 5 ans.	66
Figure 28 : Résultats BRANCHE Ouest – 5 ans.....	69
Figure 29 : Cartes des hauteurs maximales atteintes - crue 100 ans.....	71
Figure 30 : Profil en long de la Pondre - Crue 100 ans	71
Figure 31 : Dynamique des débordements sur la Pondre - Crue 100 ans.....	72
Figure 32 : Schéma de la dynamique générale des débordements.....	73
Figure 33 : Dynamique de la crue 100ans - secteur Sud.....	74
Figure 34 : Dynamique de la crue 100 ans - Secteur Nord-Est.....	75
Figure 35 : Dynamique de la crue 100 ans - Secteur Centre-Sud	76
Figure 36 : Localisation de deux ouvrages limitant au Nord de la zone d'étude.....	77
Figure 37 : Hydrogrammes de la crue en divers endroits du cours d'eau	78
Figure 38 : Ouvrages hydraulique de la bretelle d'autoroute - Sud de la commune	79
Figure 39 : Relation Q/h des ouvrages de la bretelle d'autoroute.....	79
Figure 40: Caractéristiques de l'ouvrage 24 du vallon de Larguière.....	81
Figure 41 : Passage de la crue dans les rues de Milhaud – Octobre 88.....	83
Figure 42 : Niveau d'eau dans la Pondre – Crue Octobre 88.....	83
Figure 43 : Dynamique de la crue à l'Est de la zone urbaine – Octobre 1988	84
Figure 44 : Réalimentation de la Pondre par les eaux de débordement - Crue Octobre 1988.	85

Figure 45 : Lignes de force des écoulements pour la crue d'Octobre 1988.....	85
Figure 46 : Ecrêtement par l'ouvrage 18 pour la crue d'Octobre 1988	86
Figure 47 : Création de zones de stockage en amont de l'autoroute - crue Octobre 1988.....	87
Figure 48 : Hydrogrammes amont et aval des OH 15 et 17 – Crue Octobre 1988.....	87
Figure 49: Caractéristiques de l'ouvrage 24 du vallon de Larguière.....	89

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Entretien réalisés et personnes contactées	10
Tableau 2 : Synthèse des études hydrologiques disponibles.	23
Tableau 3 : Caractéristiques physiques des bassins versants ruraux.....	25
Tableau 4 : Rétention initiale en fonction des paramètres de perméabilité et d'occupation du sol.....	27
Tableau 5 : Estimation de la rétention initiale au sein des bassins versants ruraux.	27
Tableau 6 : Temps de concentration des bassins versants.....	29
Tableau 7 : Caractéristiques physiques des bassins versants urbains.	29
Tableau 8 : Temps de concentration et de réponse pour les bassins versants urbains.....	30
Tableau 9 : Estimation des fortes précipitations à la station de Nîmes Courbessac.	31
Tableau 10 : Quantiles de pluies SHYREG du CEMAGREF (source : étude Cadereau BCEOM).....	31
Tableau 11 : Cumul de pluie observée lors de l'évènement de septembre 2005 (mm).....	33
Tableau 12 : Précipitations maximales pour l'épisode d'octobre 1988.	34
Tableau 13 : Caractéristiques des pluies de projet.	36
Tableau 14 : Résultats hydrologiques – bassins versants ruraux.....	39
Tableau 15 : Résultats hydrologiques – bassins versants ruraux intermédiaires et urbains ...	43
Tableau 16 : Récapitulatif des volumes de crue – bassins versants ruraux.....	45
Tableau 17 : Écarts aux PHE – septembre 2005.....	54
Tableau 18 : Incidence de la variation du coefficient de rugosité.....	60
Tableau 19 : Résultats de simulation du réseau MOUSE – branche Centre.....	65

Tableau 20 : Résultats de simulation du réseau MOUSE – branche Ouest.	67
Tableau 21 : Récapitulatif du fonctionnement des ouvrages de la Pondre – Crue 100 ans	80
Tableau 22 : Récapitulatif du fonctionnement des ouvrages de la Pondre - Crue Octobre 1988	88

1

Préambule

1.1 Objectifs

La commune de Milhaud est sujette à de fréquentes inondations, responsables de 16 arrêtés de Catastrophe Naturelle depuis 1988. Le territoire est vulnérable aux risques inondations par débordements et également au risque de ruissellement pluvial.

L'état actuel des connaissances du réseau surfacique et pluvial ne permet pas à la commune d'avoir une vision claire et rationnelle des causes de ces problèmes récurrents.

C'est pourquoi la commune a souhaité lancer une étude hydraulique qui définira les zonages et les prescriptions relatives au risque inondation dans sa démarche d'aménagement du territoire, en intégrant un schéma d'aménagement hydraulique et de protection des zones habitées.

L'étude se décompose en 2 phases :

- **Phase 1** : Diagnostic de l'existant ;
- **Phase 2** : Elaboration du « schéma d'aménagement pluvial et de protection des zones habitées contre les inondations ».

Ce rapport technique correspond à la phase 1 de l'étude.

1.2 Périmètre d'étude

La commune de Milhaud est située dans le département du Gard, au Sud Ouest de la ville de Nîmes, sur un territoire de 18,5 km². La commune s'inscrit dans un réseau hydrographique complexe décrit dans le paragraphe 4.1, et dont les principaux axes figurent ci-dessous.

A noter que seule la zone urbaine (limite en pointillés rouges) est concernée par les modélisations hydrauliques.

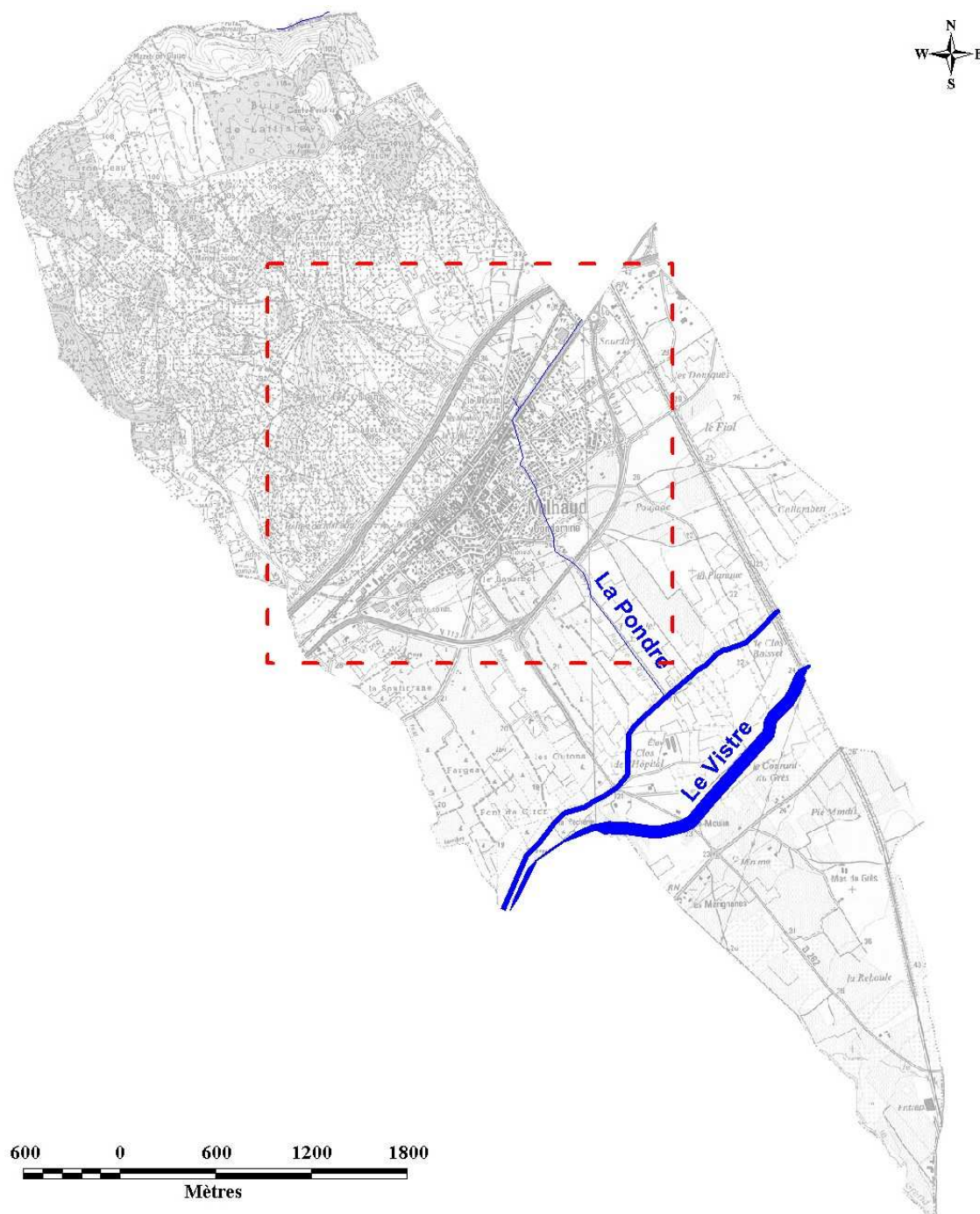


Figure 1 : Localisation du site d'étude et réseau hydrographique.

2 Bilan de la collecte de données

Le schéma d'aménagement hydraulique a débuté par les opérations suivantes :

- entretiens avec les principaux acteurs locaux ;
- données bibliographiques disponibles ;
- données topographiques antérieures et besoins identifiés ;
- campagnes de terrain.

2.1 Entretiens avec les acteurs locaux

Une série d'entretiens a été menée afin de préciser et de comprendre :

- l'historique des aménagements existants au niveau du réseau pluvial (canalisations et fossés) ;
- le fonctionnement des bassins versants et les interconnexions avec le réseau pluvial communal ;
- l'historique des débordements et des dégâts ;
- les aménagements en projet ;
- les enjeux de chaque zone.

Les contacts qui ont été pris sont :

Organisme/Société	Rôle	Personnes contactées	Dates
Mairie de Milhaud	Maître d'Ouvrage Services techniques municipaux	Mr LOPEZ	19/02/08 - 21/02/08
Ville de Nîmes	Maître d'Ouvrage Programme CADEREAU	Mr NUEL	18/02/08
SDEI	Gestionnaire réseau EU/EP	Mme FANGUEDE	25/02/08
Syndicat du Vistre	Gestionnaire du bassin versant	Mme SERRE-JOUE	18/02/08

Tableau 1 : Entretiens réalisés et personnes contactées

2.2 Bibliographie

Les études suivantes ont été recensées (en date du mois de février 2008) :

- [1] *Etudes complémentaires sur le PPCI Extra Muros* (PPCI Primaire), BCEOM pour la ville de Nîmes, avril 2007 ;
- [2] *Etude pour un aménagement cohérent et durable des cadereaux* (Programme CADEREAU), BCEOM/EGIS Eau pour la commune de Nîmes, rapport provisoire non validé, janvier 2008 ;
- [3] *Etudes spécifiques hydrauliques en préalable à l'Avant Projet Détaillé de contournement ferroviaire de Nîmes et Montpellier – Lot 6 Le Vistre*, INGEROP pour la Direction régionale Languedoc-Roussillon/Réseau Ferré de France, septembre 2007 ;
- [4] *Crue du Vistre et de ses affluents du 6 au 8 septembre 2005*, SAFEGE pour la Direction Départementale du Gard, juin 2006 ;
- [5] *Etude générale d'aménagement hydraulique du Vistre – Rhône*, BCEOM pour la Direction Départementale du Gard, décembre 1992 ;
- [6] *Atlas hydrogéomorphologique des zones inondables des bassins versants du Vidourle, du Vistre et du Rhône*, CAREX pour la DIREN Languedoc Roussillon, juillet 2004 ;
- [7] *Diagnostic hydraulique sur le territoire de Nîmes Métropole*, BCEOM pour la communauté d'agglomération Nîmes Métropole, juillet 2005 ;
- [8] *Expertise hydraulique sur le site de l'école maternelle*, BCEOM pour la commune de Milhaud, août 2005 ;
- [9] *Etude de faisabilité de l'assainissement pluvial*, SIEE pour la commune de Milhaud, juin 1995 ;
- [10] *Etude de caractérisation de l'événement de septembre 2005 sur le Vistre*, CETE Méditerranée pour la Direction Départementale du Gard, mai 2006 ;
- [11] *Etude de réhabilitation du Vistre en aval de Nîmes*, BURGEAP pour le Syndicat Mixte du Bassin Versant du Vistre, juin 2007 ;
- [12] *Etude morphologique du bassin du Vistre*, CEDRAT Développement pour l'Agence de l'Eau Rhône Méditerranée Corse et le Syndicat Mixte du Bassin Versant du Vistre, août 1999 ;
- [13] *Elaboration d'un plan de gestion pour l'entretien des fossés agricoles sur le bassin moyen du Vistre*, rapport de stage ENSAM pour le Syndicat Intercommunal d'Assainissement du Bassin Moyen du Vistre et le Syndicat Mixte du Bassin Versant du Vistre, juillet 2006 ;
- [14] *Rapport des travaux réalisés – curages de réseau unitaire*, SDEI pour la commune de Milhaud, décembre 2006 ;

- [15] *Rapport de diagnostic de l'état du réseau pluvial*, service Urbanisme de commune de Milhaud.
- [16] *Schéma Directeur d'Aménagement pour la Protection contre les Inondations dans le département du Gard*, ISL pour le Conseil Général du Gard, mars 2006.

2.3 Éléments topographiques

2.3.1 Études antérieures

Les seuls éléments topographiques disponibles au travers des études précédemment citées sont les suivants :

- Photogrammétrie issue du Programme CADEREAU sur la partie Est de la commune de Milhaud, gracieusement mise à la disposition de la commune de Milhaud par les services techniques de la ville de Nîmes ;
- Gabarits de fossés agricoles sur la plaine du Vistre au Sud du centre urbain de Milhaud : ces données ne sont toutefois pas nivelées en NGF ;
- Plans des réseaux Eaux Usées (EU) et Eaux Pluviales (EP) transmis par la société SDEI sur la commune de Milhaud : toutefois ces données ne contiennent que le réseau EU en mode séparatif ou unitaire.

2.3.2 Besoins identifiés

Faisant suite à toutes les investigations de terrain du mois de février 2008 et de l'analyse pour répondre aux objectifs de l'étude, SAFEGE a établi un cahier des charges pour la réalisation de prestations topographiques.

Les éléments suivants sont requis :

- 88 profils en travers (largeur moyenne de 20 m);
- 32 ouvrages hydrauliques (largeur inférieure à 20 m);
- lever terrain naturel (TN) de 126 plaques (tampons) du réseau EP ;
- lever fil d'eau uniquement sur 35 exutoires du réseau EP (à la Poudre);
- semis de points sur 200 hectares à raison d'au moins 20 points/ha : seuls 50 ha de ce semis est en zone « naturelle », le reste ne concerne que du milieu urbain.

2.4 Reconnaissances de terrain

2.4.1 Objectifs

La reconnaissance du réseau pluvial (fossés, talweg, réseaux structurés, ouvrages,...) a pour objectif la compréhension de son fonctionnement, de ses caractéristiques hydrauliques et la définition des points sensibles.

Les principaux éléments structurants du réseau ont été identifiés (canalisations supérieures ou égales à un diamètre de 400 mm notamment), **afin de représenter au mieux les axes d'écoulements.**

La campagne de terrain menée dans le cadre de cette étude est destinée à :

- identifier le fonctionnement du réseau surfacique et pluvial depuis les entrées en réseau jusqu'à ses exutoires (fossés communaux pluviaux) ;
- apprécier les interconnexions de ce réseau avec les réseaux EU ;
- évaluer l'état général des réseaux ;
- définir les besoins en données topographiques complémentaires nécessaires ;
- dresser les plans de réseau pluviaux.

2.4.2 Déroulement des campagnes

Les campagnes de terrain se sont déroulées durant les mois de février et mars 2008 (environ 130 tampons ont été soulevées, et 40 exutoires recensés).

La nature et les caractéristiques des ouvrages de collecte existants ont été ainsi repérés :

- nature de collecteur (pluvial, eaux usées, mixte) ;
- diamètre ;
- gabarit de fossé ;
- profondeur du radier et des fils d'eau ;
- sens d'écoulement.

2.4.3 Élaboration des plans des réseaux pluviaux

L'élaboration des plans des réseaux pluviaux a été réalisée en parallèle aux reconnaissances de terrain.

La saisie a été réalisée sous un applicatif assainissement SAFEGE élaboré sous AUTOCAD.

Il est bien entendu entièrement compatible avec AUTOCAD, mais également MapInfo ainsi que MOUSE, le logiciel de modélisation hydraulique qui sera utilisé lors des phases ultérieures.

Le fond de plan utilisé est le cadastre informatisé et géoréférencé (format Autocad).

Les éléments suivants ont été reportés sur le plan :

- Regards des réseaux pluviaux avec profondeur du radier et fil d'eau ;
- Tracé des conduites avec diamètres et pente ;
- Tracé des fossés avec gabarit des ouvrages et fils d'eau ;

- Sens d'écoulement ;
- Ossature du réseau d'irrigation.

Les plans sont fournis en annexe du présent rapport.

Les données mesurées sont rattachées à une cote universelle NGF par le nivellement des cotes tampons compris dans la prestation topographique.

3 Pré diagnostic pluvial

3.1 Ossature du réseau pluvial

Les investigations de terrain ont permis d'identifier les principaux axes du réseau pluvial : la figure suivante présente globalement l'étendue de ce réseau, en comparaison avec le réseau d'eaux usées (séparatif ou unitaire) transmis par la SDEI.

Le réseau EU n'a pas d'autre intérêt ici que de montrer qu'il comprend une part «pluviale » dans son fonctionnement sur le vieux centre urbain : celui-ci dispose d'avaloirs et de grilles qui envoient directement dans le réseau EU puis dans l'ovoïde rue du Moulin. Cet ovoïde fait actuellement l'objet de travaux de mise en séparatif, et à terme sa vocation sera uniquement pluviale (exutoire dans la Pondre).

L'âge du réseau EP est varié. La partie la plus ancienne se situe au niveau du vieux centre ville. Les parties les plus récentes sont situées à hauteur des derniers lotissements construits (entre 2000 et 2002).

Le réseau est globalement en bon état. Quelques avaloirs sont totalement inefficaces car bouchés.

Deux principaux exutoires sont identifiés :

- La Pondre (captant environ 40 exutoires) ;
- Le fossé le long de la RD262 (aval collège) en direction de la RN113.

La figure suivante positionne également les principaux secteurs sensibles décrits au paragraphe suivant.

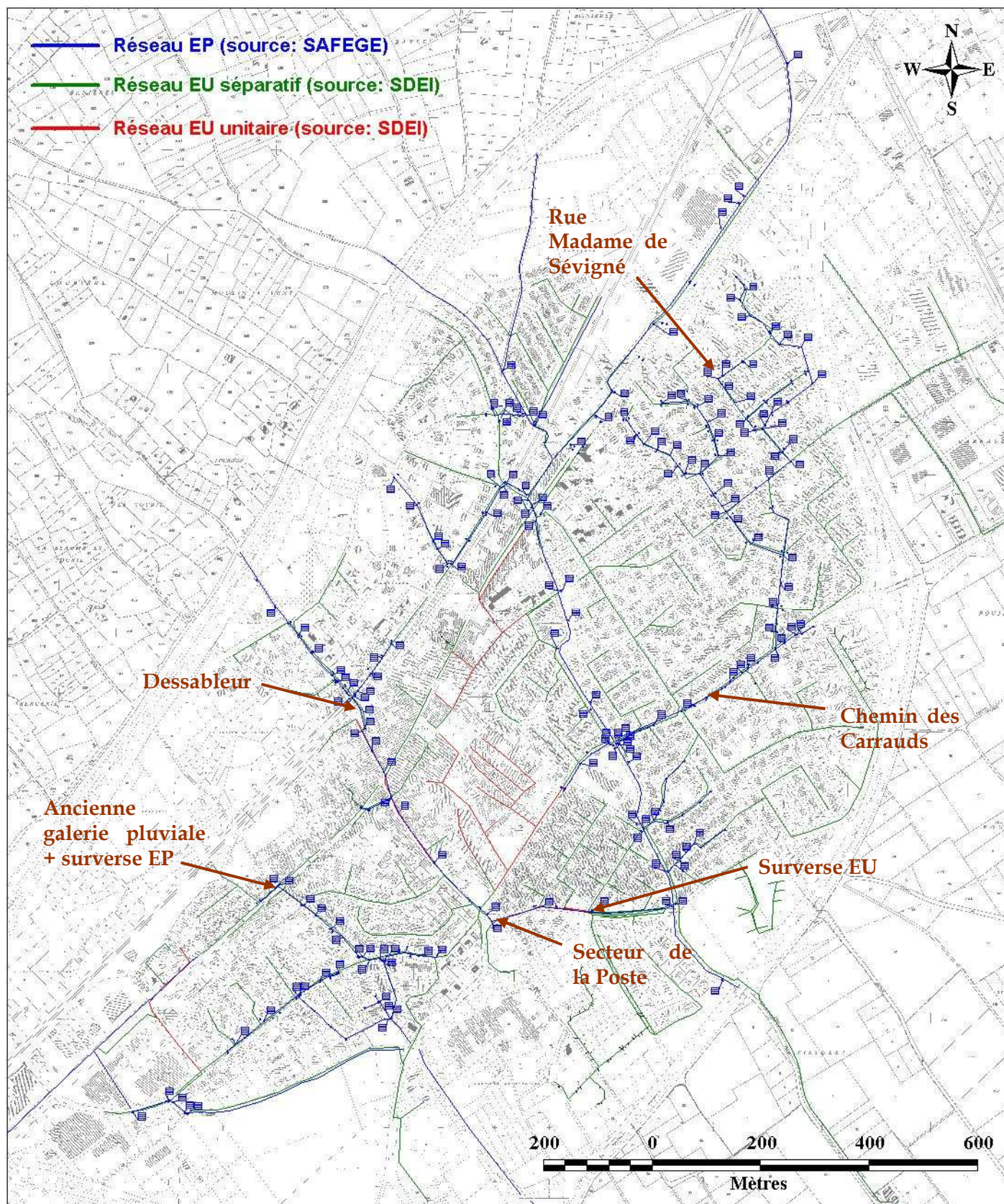
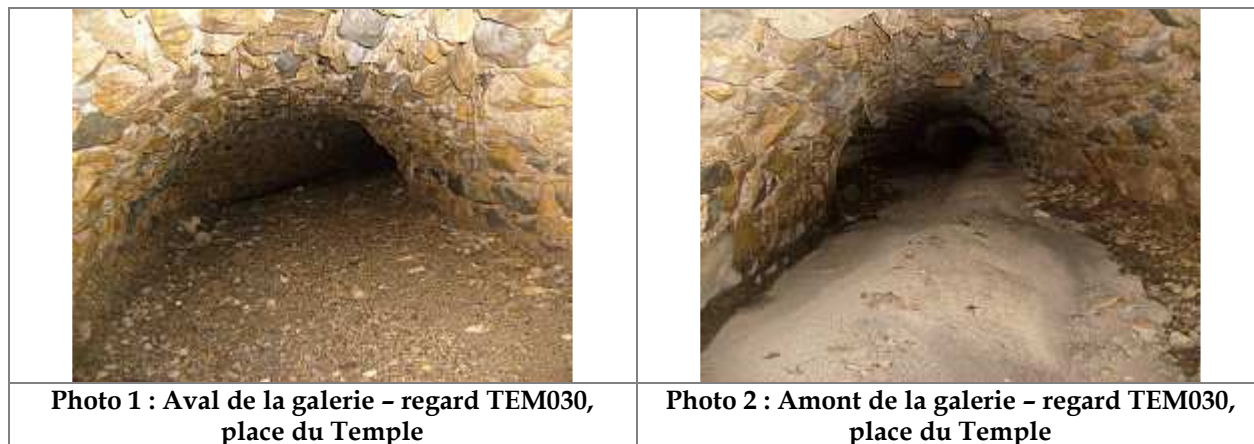


Figure 2 : Ossature des réseaux EU/EP.

3.2 Principaux secteurs sensibles

3.2.1 Galerie amont au dessableur

Le réseau amont au dessableur entre les regards CRU010 (rue de la Cruivière) et TEM025 (rue du Temple) est constitué par une ancienne galerie maçonnée.



La galerie présente un important dépôt de gravier et sables.

Lors des inondations de 2003, cette galerie a menacé de s'écrouler. Depuis elle a été confortée par des injections de béton, notamment dans la partie située sous la voie ferrée.

3.2.2 Dessableur

Un dessableur des eaux pluviales est implanté sous la place rue du Temple au niveau du regard-grille TEM025. Il reçoit les effluents pluviaux stricts du tronçon de la rue de la Cruivière.

Le dessableur présente une structure maçonnée qui se compose d'une chambre rectangulaire permettant de piéger les sédiments.





Photo 5 : Vue aval du dégrilleur – regard TEM025, place du Temple

Après ce traitement, les eaux se déversent dans un ovoïde du réseau unitaire* en amont du regard TEM015 après être passé au travers d'un dégrilleur grossier qui permet de piéger les flottants les plus importants.

Le dessableur et le dégrilleur sont complètement colmatés, si bien qu'ils ne peuvent plus remplir leur rôle.

** Il est important de souligner que des travaux de mise en séparatif du réseau sont actuellement en cours sur la rue du Moulin (ovoïde n'ayant à terme uniquement un rôle pluvial).*

3.2.3 Problèmes de dépôt sur le réseau unitaire

Des dépôts d'origine pluviale (ruissellements de surface sur bassin versant amont) ont été observés en différents points du réseau unitaire. Notamment au niveau des regards ARE005 (proximité des arènes) et ARE010 sur le parking de la poste.



Photo 6 : Dépôt de sable et graviers – regard ARE005, place de la Poste



Photo 7 : Avaloir en charge – avenue des Troènes

La présence de ces dépôts peut être imputée aux dysfonctionnements du dessableur/dégrilleur de la place rue du Temple.

Sur ces tronçons, l'ovoïde est en charge. Cette mise en charge peut être une conséquence directe des dépôts d'origine pluviale observés. Mais elle peut aussi provenir d'une pente plus faible du réseau sur cette zone ou encore être causée par les freins hydrauliques qu'engendre la présence de coudes sur l'ovoïde au niveau de la Poste.

3.2.4 Raccordement de l'ovoïde sur le nouveau réseau EU

Au niveau du regard TRO005 (rue des Troènes), peu avant l'exutoire du réseau dans la Pondre, l'ovoïde est connecté en radier au nouveau réseau d'eaux usées par un tube PVC DN200.



Photo 8 : Surverse vers le réseau EU - regard
TRO005, rue des Troènes

Ainsi par temps sec les eaux usées transitant par l'ovoïde sont déversées dans le nouveau réseau d'eaux usées.

Par temps de pluie, ce dispositif présente deux inconvénients :

- le réseau d'eaux usées se trouve surchargé ce qui peut entraîner des mises en charge et des dysfonctionnements notamment au niveau du poste de refoulement situé juste à l'aval.
- une partie des eaux usées du réseau est directement déversée dans la Pondre, une fois que le DN200 PVC arrive à saturation.

3.2.5 Ossature de réseaux incohérent : chemin des Carrauds

A l'Est de la zone urbanisée de la commune, un important réseau de canalisations pluviales en DN500 drainant les rues Pasteur, Pagnol, Montaigne, Madame de Sévigné, des Clauses, Georges Sand et Edgar Quinet est connecté sur la branche en DN400 chemin de Carraud au niveau du regard CAR025.

Cette réduction de diamètre engendre certainement un engorgement du réseau pluvial sur ce secteur.

Cette constatation semble se vérifier au niveau de l'embranchement entre l'impasse du Carraud et le chemin du Carraud. Un clapet de nez est posé sur l'arrivée de la branche drainant l'impasse, au niveau du regard-grille CAR020.



Photo 9 : Clapet de nez - regard CAR020, chemin de Carraud

Ce clapet a pour but d'éviter les remontées d'eau depuis le réseau principal du chemin du Carraud dans la branche de l'impasse. Ceci traduit une mise en charge certaine du réseau principal par temps de pluie.

Ce clapet de nez peut par ailleurs renforcer les difficultés d'écoulement sur ce tronçon. En effet il obstrue partiellement le regard CAR020, ce qui crée un frein conséquent à l'écoulement.

3.2.6 Raccordement de la partie aval de la rue Madame de Sévigné

La branche de réseau comprise entre les regards SEV035(rue Madame de Sévigné), SEV015 située sur la partie aval de la rue Madame de Sévigné, semble n'être raccordée à aucun réseau. La reconnaissance de terrain n'a pas pu déterminer sur quel tronçon cette branche peut être connectée.

Selon les dires des riverains, la grille située juste en amont de l'intersection entre la rue Madame de Sévigné et la rue Edgar Quinet ne s'écoule pas par temps de pluie, elle ne serait pas raccordée au réseau.

Les grilles de cette partie de la rue présente d'importants dépôts de béton qui obstruent partiellement les canalisations.

3.2.7 Ancienne galerie pluviale

Une ancienne galerie pluviale maçonnée débute au niveau du regard NIM005, elle part en direction de Nîmes. Un départ en direction de Montpellier a été condamné. Le regard est situé à l'intersection de la route de Montpellier et de la rue de la plaine.



Photo 10 : Départ galerie maçonnée - regard NIM005, route de Montpellier

Cette ancienne galerie n'est visible sous aucun autre regard du réseau. La galerie draine vraisemblablement quelques grilles situées sur le trottoir en direction de Nîmes. Ces grilles sont plus ou moins obstruées ce qui semble fortement limiter les apports d'eau.

Une branche en DN300 béton est aussi raccordée à la galerie au niveau du regard NIM005. Cette branche collecte deux grilles placées à l'intersection de la route de Montpellier et de la rue des Acacias. En revanche, un caniveau et une grille à l'aval de la rue des Acacias, sont encore raccordés au tronçon obstrué de la galerie.

	
Photo 11 : caniveau et grille – angle rue des Acacias, route de Montpellier	Photo 12 : branchement obstrué – angle rue des Acacias, route de Montpellier

Ils ne semblent aujourd'hui raccordés à aucun autre réseau et sont donc dans l'impossibilité de s'écouler.

3.2.8 Surverse du regard NIM005

Une surverse a été aménagée au niveau du regard NIM005. Cette surverse en DN300 béton, raccorde le tronçon encore en service de l'ancienne galerie au réseau de la rue de la plaine via le regard PLA035.



Cette surverse semble être la seule possibilité d'écoulement de l'ancienne galerie vers un réseau aval.

4 Définition état initial

4.1 Hydrologie du secteur

4.1.1 Préambule

Les études citées précédemment ont fait l'objet d'une analyse hydrologique spécifique, dont la synthèse figure sur le tableau suivant.

Il est toutefois utile de noter ici qu'aucune donnée hydrologique sur le Vistre n'a été retenue, en raison de sa configuration hydraulique très spécifique : selon l'étude du CETE Méditerranée *« il faut accepter le fait que personne n'est honnêtement capable de donner la valeur du débit centennal (ou même d'une crue historique) en tout point d'un bassin versant aussi complexe que celui du Vistre »*.

On rappellera ici aussi les limites d'utilisation des résultats de calculs produits par le BCEOM et l'emploi du logiciel de transformation pluie-débit SIREA, *« surtout conçu pour les réseaux d'assainissement pluvial en zone urbaine »*, toujours selon le CETE Méditerranée.

Concernant le fonctionnement hydraulique de la Pondre, on retiendra que « la Pondre, pénètre sur la zone au Nord Ouest, et apporte 110 m³/s [octobre 1988]. Les secteurs en amont de l'A9 et de la RN113 sont ainsi inondés, mais dans des proportions raisonnables (moins de 50 cm). Au niveau de la RN113, le tracé naturel de la Pondre tourne vers Milhaud, mais la configuration du site ne permet pas de contenir l'intégralité des 110 m³/s et de les diriger vers Milhaud. Ainsi la Pondre se décharge d'environ 40 m³/s qui continuent à transiter sur la zone d'étude pendant que les 70 autres vont vers le village de Milhaud. Ces 40 m³/s viennent s'épandre à l'Est de la voie ferrée descendant au Vistre, et rejoindre les eaux du cadereau de Valdegour », selon BCEOM.

Ces estimations seront analysées et comparées au travers du modèle hydraulique de l'état initial qui sera établi au cours de l'étude SAFEGE.

Nom d'étude	Bassin versant	Surface de bassin (km²)	Méthode(s) hydrologique(s) appliquée(s)	Description des paramètres hydrologiques calculés	Occurrences calculées	Débit de pointe calculé (m3/s)	Débit pseudo spécifique (m³/s/km ^{1.6})	Informations hydrauliques
Diagnostic hydraulique sur le territoire de Nîmes Métropole - BCEOM	Pondre	13.5	Pluie Desbordes sur MF Nîmes Courbessac 4h (185 mm) de durée intense 2h (136 mm) / transformation pluie-débit SIREA	Cr Experts = 0.6 / Tc formule de Richards = 110 min	100 ans	103	12.8	Intègre BR Caveirac / perte débit 40 m³/s
	Pondre	13.5	Hyétogramme Mas de Ponge / transformation pluie-débit SIREA	Cr Experts = 0.6 / Tc formule de Richards = 110 min	oct-88	110	13.7	Pas d'OH de rétention / perte débit 40 m³/s
Etude de faisabilité de l'assainissement pluvial - SIEE	Pondre + BV urbains	14	Pluie MF Nîmes Courbessac 4h de durée intense 30 min / transformation pluie-débit HYDROWORKS	Cr = 0.3 (rural) / Cr = 0.5 - 0.7 (urbain)	1 à 30 ans	-	-	-
Expertise hydraulique école maternelle - BCEOM	Pondre	11.82	Pluie Desbordes sur MF Nîmes Courbessac ?h (176 mm) de durée intense 60 min (90 mm) / transformation pluie-débit SIREA	-	100 ans	75	10.4	Rappel perte débit 40 m3/s aval RN113
	Pondre	11.82	Hyétogramme Mas de Ponge / transformation pluie-débit SIREA	-	oct-88	70	9.7	
Etude de franchissement LGV du Rieu et des Campagnolles - SAFEGE	Rieu	8.2	Données SHYREG / Méthode du Gradex	Cr Experts = 0.72 / Tc formule de Lefort	100 ans	62	11.5	-
	PC	3.9			100 ans	28	9.4	
	GC	13.7			100 ans	81	10.0	
	Rieu	8.2	Données SHYREG / Méthode CRUPEDIX	Cr Experts = 0.48 / Tc formule de Lefort	10 ans	21	3.9	
	PC	3.9			10 ans	12	4.0	
	GC	13.7			10 ans	33	4.1	
Etudes complémentaires sur le PPCI Extra Muros - BCEOM	Pondre	-	Pluie MF Nîmes Courbessac 4h de durée intense 1h / transformation pluie-débit RERAM	absorption initiale = 0 - 20 mm / Ci = 0.03 - 0.15 (rural) ou > 0.3 (urbain)	PPCI	-	-	Hypothèses PPCI (capacité max. Pondre = 23 m³/s)
	Pondre	10.8	Hyétogramme Castanet / Quantiles pluies MF Nîmes Courbessac (comparé aux données SHYREG) / transformation pluie-débit SIREA (méthode rationnelle BV ruraux et réservoir linéaire pour BV urbains)	Tc non décrit / Ci = 0.5 - 0.7 / Cr = 0.44 / absorption initiale = 120 mm / coef abattement = 0.8	sept-05	95	14.2	Modèle non calé sur limni de la Pondre (à dire d'expert) - état 1988
	Pondre	10.8			sept-05	63	9.4	Modèle non calé sur limni de la Pondre (à dire d'expert) - état 2005
	Pondre	10.8			sept-05	44	6.6	Modèle non calé sur limni de la Pondre (à dire d'expert) - état actuel
Etude pour un aménagement cohérent et durable des cadereaux - EGIS Eau	Pondre	10.8	Evaluation par commission hydraulique de janvier 1989	-	oct-88	240	35.8	
	Pondre	10.8	Hyétogramme Castanet / Quantiles pluies MF Nîmes Courbessac (comparé aux données SHYREG) / transformation pluie-débit SIREA (méthode rationnelle BV ruraux et réservoir linéaire pour BV urbains)	Tc non décrit / Ci = 0.5 - 0.7 / Cr = 0.51 / absorption initiale = 120 mm / coef abattement = 0.8	sept-05	99	14.8	Modèle non calé sur limni de la Pondre (à dire d'expert) - état 1988
	Pondre	10.8			sept-05	64	9.5	Modèle non calé sur limni de la Pondre (à dire d'expert) - état 2005
	Pondre	10.8			sept-05	44	6.6	Modèle non calé sur limni de la Pondre (à dire d'expert) - état actuel
	Pondre	10.8	-	Cr = 0.85 - 1	oct-88	245	36.5	état 1988 (sans aménagements)
	Pondre	10.8			oct-88	140	20.9	état actuel
	Pondre	10.8	Pluie MF Nîmes Courbessac 4h de durée intense 1h / transformation pluie-débit RERAM	absorption initiale = 0 - 20 mm / Ci = 0.03 - 0.15 (rural) ou > 0.3 (urbain)	PPCI	161	24.0	état 1988 (sans aménagements)
	Pondre	10.8			PPCI	92	13.7	état actuel

Tableau 2 : Synthèse des études hydrologiques disponibles.

Le secteur d'étude est concerné par 3 types de bassins versants :

- Bassins versants ruraux (cadereaux) captés par les ouvrages de franchissement de l'autoroute A9 ;
- Bassins versants ruraux intermédiaires entre l'A9 et la voie ferrée ;
- Bassins versants urbains sur la zone urbaine de Milhaud, entre la voie ferrée et la déviation de la RN113.

4.1.2 Bassins versants ruraux

4.1.2.1 Caractéristiques physiques

Le secteur urbanisé de la commune de Milhaud est alimenté par un ensemble de bassins versants ruraux dont les caractéristiques sont présentées ci-après :

- **La Pondre** : ce ruisseau prend source sur la commune de Caveirac. Il draine une partie des eaux de la route de Sommières ainsi que la zone industrielle de St Césaire, sur la commune de Nîmes, avant de franchir l'autoroute A9 en direction de la commune de Milhaud. Son cours est alors sinueux et sa section diminue à l'abord du centre ancien avant de reprendre de l'ampleur dans la traversée des lotissements nouveaux (amont de la RN113). La Pondre se jette dans le Grand Courant, affluent du Vistre. Son régime hydrologique est celui d'un cadereau hormis à sa source et dans la partie aval. Lors de l'événement de septembre 2005, le bassin de rétention construit à l'amont de la commune dans le cadre du PPCI de la ville de Nîmes n'était pas fini et n'a donc pas joué de rôle. Par contre, la carrière d'extraction de granulats située sur la commune de Caveirac en amont de la commune de Milhaud a permis un stockage non négligeable des eaux provenant de la tête du bassin versant de la Pondre (ruisseau de Rianse).
- **Le ruisseau du Boulidou** : il prend sa source dans les garrigues au Nord de la commune, en amont de l'A9. Son régime hydrologique est celui d'un cadereau. Il vient se jeter dans la Pondre en rive droite, en amont du centre du village, dans le secteur le plus méandreux et étroit. Il est évoqué qu'historiquement la Pondre se jetait dans le Boulidou.
- **Un fossé situé parallèlement au ruisseau du Boulidou** draine une grande partie des eaux venant des hauteurs au Nord du village vers le centre ville. Le fonctionnement de ce fossé est semble-t-il perturbé par la présence du mur antibruit associé à l'autoroute. La mairie a obtenu le permis de démolition de ce mur. L'écoulement de ce fossé se fait également dans la Pondre.
- **Le cadereau de la Cruvière** : situé à l'Ouest du ruisseau du Boulidou, il draine des eaux de ruissellement provenant de la garrigue en amont de l'A9. Il franchit l'autoroute, avant d'emprunter la rue du cimetière, passant par un ouvrage « dessableur », s'engage ensuite par la rue des Moulins en direction du Lycée. On peut penser que le phénomène de ruissellement n'est pas nouveau car en 1861 l'ouvrage de franchissement construit sous la voie ferrée était largement dimensionné. Il apparaît également que sur le précepte de cadastre de 1830, la Cruvière est figurée de manière plus importante que la Pondre elle-même.

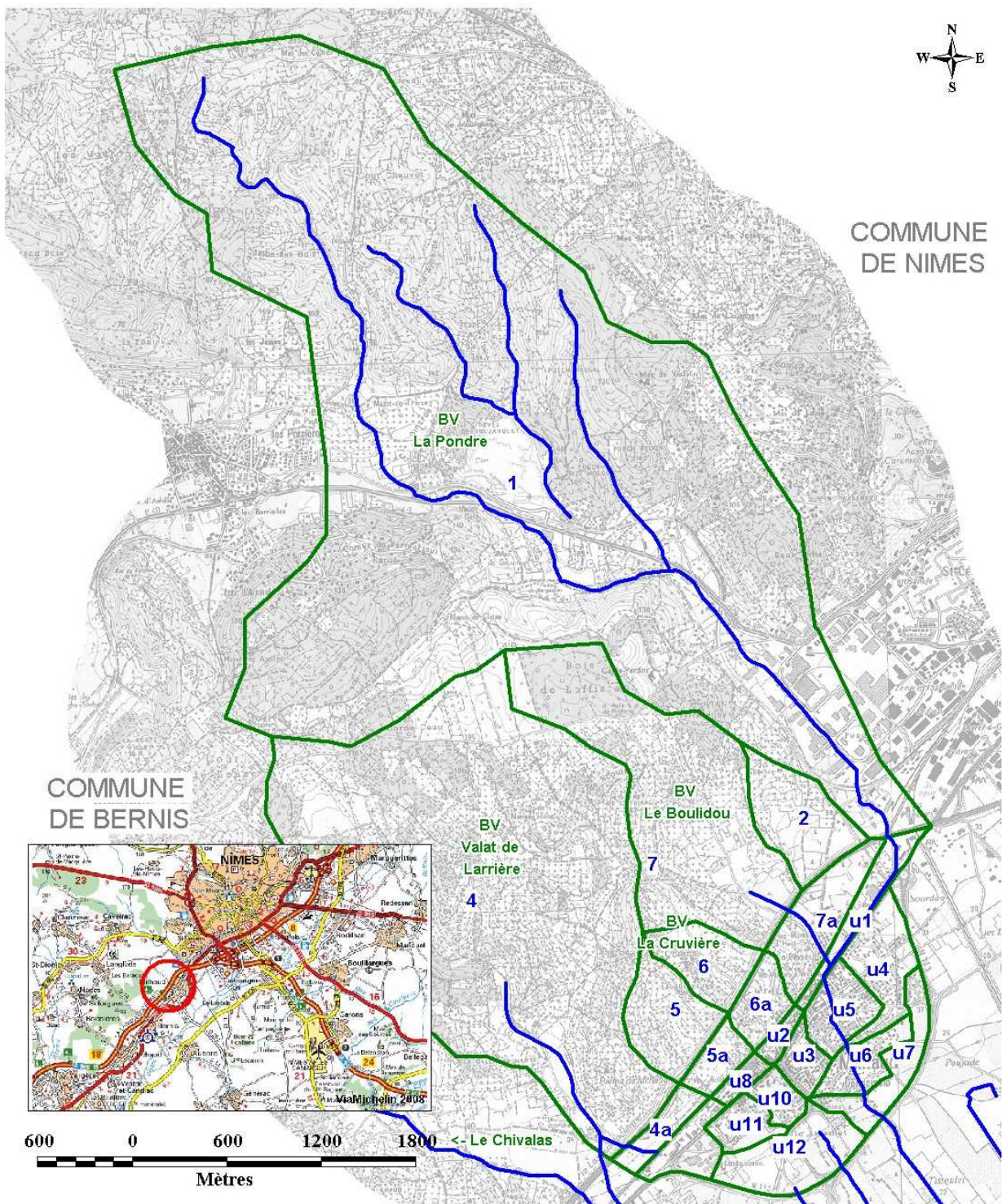
- Le valat de Larrière (ou appelé de façon similaire avec BV voisin du **cadereau de Chivalas**) : situé à l'extrême Ouest de la zone urbaine de Milhaud, il drain également les eaux de ruissellement provenant de la garrigue en amont de l'A9. Il franchit l'autoroute puis la voie ferrée sans connexion à un réseau aval : cela provoque l'inondation par ruissellement de toute la zone commerciale en aval de la route de Montpellier.

Les caractéristiques des bassins versants sont récapitulées dans le tableau suivant :

ID	Nom	Longueur hydraulique (m)	point haut (m NGF)	point bas (m NGF)	pente (prm) ‰	superficie (km ²)	superficie (ha)
1	La Pondre	8000	205	36	21.1	11	1119
2	Prox. Boulidou	940	72	34	40.4	0.36	36
4	Le Vallat de Larrière	3680	121	32	24.2	4.41	441
5	<i>Cadereau</i>	850	83	34	57.6	0.32	32
6	La Cruvière	730	83	38	61.6	0.24	24
7	Le Boulidou	2510	116	34	32.7	1.57	157
4a	BV intermédiaire	400	42	29	32.5	0.12	12
5a	BV intermédiaire	550	57	30	49.1	0.11	11
6a	BV intermédiaire	520	63	33	57.7	0.14	14
7a	BV intermédiaire	800	62	29	41.3	0.29	29

Tableau 3 : Caractéristiques physiques des bassins versants ruraux.

Figure 3 : Localisation des bassins versants.



Estimation des coefficients de ruissellement

Le coefficient de ruissellement a été estimé à l'aide de la formule proposée dans le rapport des Experts¹. Le ruissellement est estimé plus important pour les pluies de période de retour 100 ans :

$$C_{10} = 0,6 \times \left(1 - \frac{Po}{Pj}\right)$$

$$C_{100} = 0,8 \times \left(1 - \frac{Po}{Pj}\right)$$

Po étant la rétention initiale et Pj étant la pluie journalière 10 ans et 100 ans

Au préalable, il est nécessaire de calculer la rétention initiale au sein des bassins versants, qui correspond à la part infiltrée ne contribuant pas directement au ruissellement. Cette rétention dépend de l'occupation des sols, de la pente moyen des versants, et du substrat géologique.

Les bassins versants étudiés sont occupés essentiellement par de la garrigue. L'analyse de la carte géologique au 1/50000^{ème} de Nîmes a montré que le substrat présentait de façon générale une perméabilité plutôt grande (secteur karstique). Des cartes issues du SDAPI Vistre sont disponibles en annexe 3.

La rétention initiale est calculée par la moyenne pondérée des valeurs présentées dans le tableau suivant :

Rétention initiale Po (mm) selon les paramètres de perméabilité et d'occupation du sol		Perméabilité		
		Perméable en grand	Peu Perméable	Imperméable
Occupation du sol	zones boisées	90	65	50
	terres agricoles	65	35	25

Tableau 4 : Rétention initiale en fonction des paramètres de perméabilité et d'occupation du sol.

Sous-bassin	Perméabilité (%)			Sols		Pente (%)	Rétention initiale Po (mm)
	Perméable en grand	Peu Perméable	Imperméable	terres agricoles	zones boisées		
1	50	25	25	25	75	2.1	67
2	75	25	0	80	20	4.0	63
4	75	25	0	10	90	2.4	81
5	75	25	0	20	80	5.8	79
6	75	25	0	20	80	6.2	79
7	75	25	0	50	50	3.3	71

Tableau 5 : Estimation de la rétention initiale au sein des bassins versants ruraux.

Les valeurs des pluies journalières sont issues des données statistiques calculées à partir des données MétéoFrance sur Nîmes Courbessac (Cf. paragraphe 4.1.4).

¹ Rapport d'expertise produit pour le compte de la SNCF, par J Astier, M Desbordes, P Lefort et A Limandat, intitulé " Méthodologie et principes de calcul pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages de franchissement des petits bassins versants », décembre 1993.

Au final, les coefficients de ruissellements 10 ans varient de 0,28 à 0,33, et les coefficients 100 ans varient de 0,60 à 0,65.

Pour le cas particulier de la Pondre, les données sont celles calées par le bureau d'études BCEOM dans le cadre du modèle hydrologique du programme Cadereau. On note ceci concernant l'événement de septembre 2005 : « *malgré les importants cumuls du 6 septembre ayant saturé tout ou partie du karst, l'absorption initiale de l'événement du 8 septembre reste importante. Cela s'explique non seulement par la capacité de stockage très importante du karst nîmois, mais également par sa vidange partielle en moins de deux jours (entre le 6 au soir et le 8 au matin). Le premier pic de pluie du 8 (150 mm précipités entre 9h et 17h) a ainsi été partiellement absorbé, alors que le second (100 mm de 17h à minuit) a ruisselé pour sa plus grande partie* ».

4.1.2.2 Calcul des temps de concentration et des durées de Socose

Le temps de concentration d'un bassin versant correspond à la durée nécessaire pour qu'une goutte tombée à l'extrémité amont atteigne l'exutoire. Cette valeur traduit la rapidité du bassin versant à produire un débit maximal sous une pluie considérée comme constante.

Dans son chapitre III, le rapport des Experts propose des recommandations quant au dimensionnement des ouvrages hydrauliques. En particulier, l'estimation du temps de concentration des bassins versants, est préconisée à l'aide de la formule de M. Lefort.

$$T_c = 1,8 \times L^{0,6} \times P_a^{-0,33} \times R_m^{-0,23} \quad (\text{en heures})$$

avec : L = longueur du bassin versant en km

P_a = pente moyenne des versants en m/m

R_m = ruissellement en mm ($=0,8 \times (P_j - P_o)$)

P_j = pluie journalière en mm

P_o = seuil de ruissellement en mm

La durée de Socose (D) correspond à une durée caractéristique de crue, calculée selon la méthode SOCLOSE présentée en annexe 1 du présent rapport.

$$\ln D = R_d + 0,32 \ln S + 2,2 \text{Racine}((P_a/P)^*(1/T_a))$$

avec D temps caractéristique de crue du bassin en heures

S superficie en km²

P_a pluie annuelle moyenne en mm/an

P pluie journalière décennale en mm/j

T_a température annuelle moyenne réduite au niveau de la mer en °C

R_d résidu à caler (-0,69 pour la moyenne nationale)

Les résultats sont les suivants :

Nom	pen­te moy­enne des versants (%)	TC selon formule de Lefort (h)	Vitesse de ruisselle­ment selon Fefort (m/s)	D (h) de Socose
1	2.86	5.88	0.38	3.96
2	4.80	1.37	0.19	1.31
4	6.72	2.78	0.37	2.94
5	5.22	1.26	0.19	1.27
6	5.22	1.15	0.18	1.16
7	4.00	2.63	0.27	2.11
4a	1.20	1.30	0.09	0.92
5a	7.00	0.88	0.17	0.91
6a	9.00	0.78	0.18	0.98
7a	8.00	1.05	0.21	1.24

Tableau 6 : Temps de concentration des bassins versants.

Le temps de concentration a également été déterminé par les méthodes suivantes :

- Tc selon méthode Bressand Golossov ;
- Tc moyenné selon méthodes Giandotti/Passini/Ventura/Kirpich/Lefort ;
- Tc moyenné selon méthodes Passini /Kirpich .

Le temps de réponse Tp a quant à lui été évalué par la formule de Chocat.

4.1.3 Bassins versants urbains

4.1.3.1 Caractéristiques physiques

Le secteur urbanisé de la commune de Milhaud est également alimenté par un ensemble de bassins versants urbains dont les caractéristiques sont présentées ci-après :

D	Nom	Longueur hydraulique (m)	point haut (m NGF)	point bas (m NGF)	pen­te (prm) ‰	superficie (km²)	superficie (ha)
u1	BV urbains	1 170	37	28	8	0.156	15.6
u2	BV urbains	390	39	29	26	0.046	4.6
u3	BV urbains	620	30	25	8	0.092	9.2
u4	BV urbains	1 410	33	26	5	0.246	24.6
u5	BV urbains	610	30	23	11	0.182	18.2
u6	BV urbains	680	27	22	7	0.145	14.5
u7	BV urbains	1 080	33	21	11	0.2	20
u8	BV urbains	420	39	28	26	0.052	5.2
u9	BV urbains	470	31	25	13	0.14	14
u10	BV urbains	570	30	24	11	0.084	8.4
u11	BV urbains	650	29	23	9	0.109	10.9
u12	BV urbains	560	27	21	11	0.316	31.6

Tableau 7 : Caractéristiques physiques des bassins versants urbains.

4.1.3.2 Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration a également été déterminé par la méthode du Tc moyen selon méthodes Passini /Kirpich.

Le temps de réponse Tp a quant à lui été évalué par la formule de Chocat.

ID	Nom	Temps de concentration Tc (min)	Temps de réponse Tp (min)
u1	BV urbains	29.1	31.3
u2	BV urbains	8.2	9.7
u3	BV urbains	19.9	21.0
u4	BV urbains	43.6	41.7
u5	BV urbains	20.7	18.0
u6	BV urbains	24.6	23.0
u7	BV urbains	25.9	25.7
u8	BV urbains	8.6	10.1
u9	BV urbains	16.8	14.3
u10	BV urbains	16.7	17.9
u11	BV urbains	20.0	20.4
u12	BV urbains	24.7	17.4

Tableau 8 : Temps de concentration et de réponse pour les bassins versants urbains

4.1.3.3 Estimation des coefficients de ruissellement

Selon les études antérieures, et d'après l'expérience de SAFEGE dans ce domaine, le coefficient de ruissellement urbain sera ici compris entre 50 et 70 % avec correction dans les zones pavillonnaires afin de tenir compte des jardins et des murs de clôture qui sont autant d'obstacles à l'écoulement.

4.1.4 Pluviométrie de référence

4.1.4.1 Pluviométrie statistique Météo France

Les bassins versants étudiés sont proches de la station de Nîmes Courbessac, sur lequel un poste Météo France existe.

Série de	NIMES-COURBESSAC					
Période	1964-2006					
Montana en heures						
$I=a*t^{-b}$ $H=a*t^{(1-b)}$ <i>pour: I en mm/h , t en h, H en mm</i>						
	5 ans		10 ans		100 ans	
t (h)	H (mm)	I(mm/h)	H (mm)	I (mm/h)	H (mm)	I(mm/h)
1	52.1	52.10	61.8	61.80	89.6	89.60
3	72.5	24.17	94.3	31.43	202.1	67.37
6	89.1	14.85	117.5	19.58	270	45.00
12	103.1	8.59	132.1	11.01	271.1	22.59
24	116.9	4.87	148.4	6.18	296	12.33
48	134	2.79	164	3.42	281.7	5.87

Tableau 9 : Estimation des fortes précipitations à la station de Nîmes Courbessac.

Nous avons fait l'acquisition auprès de Météo France des données pluviométriques issues de ce poste, traitées par une loi de Gumbel sur la période 1964 -2006. L'ajustement statistique prend donc en compte les événements extrêmes de 2002, 2003 et 2005.

4.1.4.2 Pluviométrie statistique SHYPRE

Le CEMAGREF a développé un modèle permettant une approche régionalisée de la pluviométrie, basé, à l'échelle de la France sur les chroniques de pluies disponibles sur les postes d'observations. Le modèle permet de lier les caractéristiques de la pluies aux variables géographiques du site d'étude (altitude, distance aux crêtes...) et permet de fournir une estimation des pluies de différentes durées (de 1h à 72h) pour différentes périodes de retour (de 2 à 1000 ans), à une maille de 1 km².

Le tableau suivant concerné le pixel de 1 km² centré sur Nîmes.

Estimation SHYPRE régional	Pxh max								
	1	2	3	4	6	12	24	48	72
1000 ans	136.7	158.7	190.6	219.6	262.1	341.2	410.8	450.5	464.7
500 ans	124.4	143.3	169.7	196.2	236.3	310.7	374.2	412.4	424.4
100 ans	97.4	111.9	128.4	145.3	180.5	234.5	284.5	315.8	324.8
50 ans	85.7	99.6	114	126.7	152.7	202.9	240.3	270.8	279.4
20 ans	70.8	83.7	96.5	106.3	123.4	157	187.7	208.6	215.6
10 ans	60.4	71.9	83.8	92.1	105.6	103.6	152	168.6	176.2
5 ans	50.1	60.7	71	78.2	89	109	125.1	139.2	146.4
2 ans	37.6	46.9	55	61	69	83.5	96.5	108.1	114.2

Tableau 10 : Quantiles de pluies SHYPRE du CEMAGREF (source : étude Cadereau BCEOM).

Le graphe suivant présente la comparaison avec les quantiles SHYPRE (calcul CEMAGREF régionalisé), et les quantiles Météo France.

Comparaison courbes HDF MétéoFrance (Nîmes Courbessac) / SHYREG Nîmes

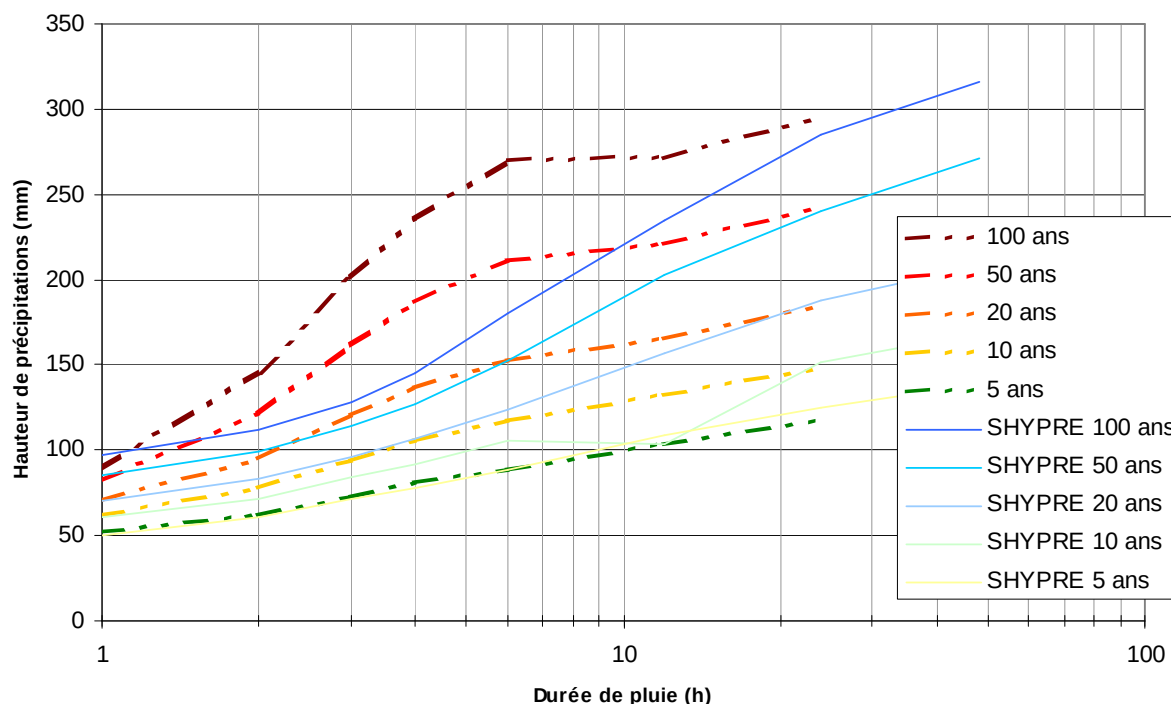


Figure 4 : Comparaison quantiles SHYPRE et Météo France (région Nîmes).

La comparaison montre que pour des durées de pluie courtes (jusqu'à 10 h), les quantiles MF Nîmes Courbessac semblent plus importants. Pour une pluie de 24 h, les quantiles MF Nîmes Courbessac sont très proches des quantiles SHYPRE Nîmes.

Pour des durées plus élevées, les quantiles SHYPRE fournissent des valeurs supérieures. Les estimations de la méthode SHYREG sont basées sur une méthode d'évaluation des périodes de retour différente, prenant en compte les informations pluviométriques à l'échelle régionale et pas seulement sur un poste. Les différences obtenues illustrent les écarts attachés aux estimations statistiques. En effet, les lois utilisées pour évaluer la distribution statistique locale (à un poste pluviométrique) sont des lois exponentielles. La méthode SHYREG utilise une loi super-exponentielle, ce qui explique les valeurs plus élevées pour les fréquences rares.

Pour un bassin versant de surface très importante, il serait plus adapté de prendre en compte les quantiles du CEMAGREF : c'est le cas pour le Vistre où le CETE méditerranée, dans l'étude de caractérisation de l'événement de septembre 2005, propose de retenir les quantiles obtenus par la méthode SHYPRE comme pluviométrie de référence, car reposant sur une analyse régionale plus robuste que l'ajustement ponctuel trop sensible à l'échantillonnage.

Dans notre cas plus localisé, il semble plus cohérent de retenir les quantiles de pluies MétéoFrance (hypothèse a priori retenue dans l'étude Cadereau, mais non décrite).

4.1.4.3 Pluviométrie des 6 et 8 septembre 2005

La crue du 8 septembre 2005 a été générée par un « double » épisode pluviométrique ayant touché la ville de Nîmes les 6 et 8 septembre, soit à moins de 48 heures d'intervalle. La majorité des postes pluviométriques de la ville de Nîmes et de la DDE ont fonctionné sur cette période. Il existe une variabilité spatiale des deux épisodes, les secteurs ouest de la Ville ayant été les plus fortement touchés le 6 septembre et surtout le 8 septembre.

Le tableau suivant fournit les cumuls mesurés aux différents postes pluviométriques pour les deux épisodes, et le cumul des deux épisodes. Lors de l'épisode du 8, les pluviomètres de la partie Est de la ville ont enregistré des cumuls pratiquement deux fois plus faibles que ceux de la partie Ouest.

Poste pluviométrique	6 septembre 2005	8 septembre 2005	du 6 au 8 septembre 2005
Castanet	254	256	510
Route d'Anduze	232	229	461
Nîmes Kennedy (DDE)	274	216	490
Bompard	215	151	366
Terre de Rouvières	201	161 (*)	362 (*)
Route d'Uzès	153	122 (*)	275 (*)
Bonfa	217	177 (*)	394 (*)
Pondre	-	247	-
Météo (Courbessac)	215	134	349

Tableau 11 : Cumul de pluie observée lors de l'évènement de septembre 2005 (mm)

La figure suivante présente les observations du 6 et 8 septembre au niveau du poste de Castanet à l'Ouest de Nîmes, proche des bassins versants alimentant Milhaud.

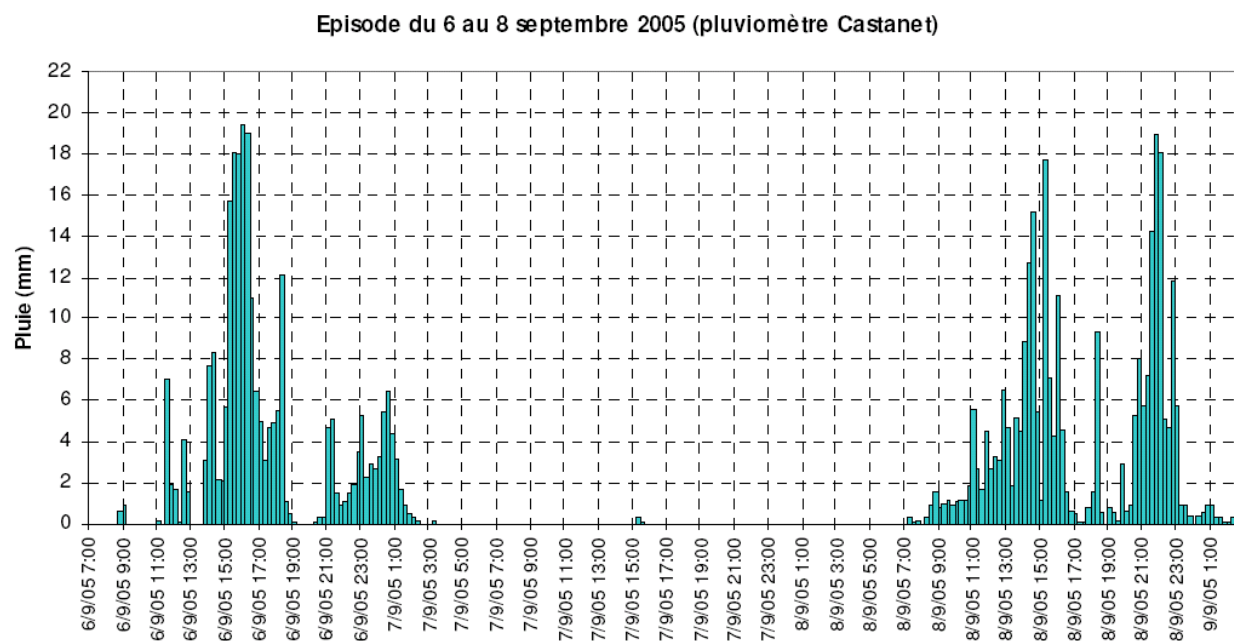


Figure 5 : Hyétoگرامme observé au poste de Castanet pour les épisodes des 6 et 8 septembre 2005

Il est observé, sur ce poste :

- deux corps d'averse le 6 septembre : Le premier, qui s'étend de la fin de matinée du 6 (11 h) à la fin de l'après-midi (19h), présente le plus fort cumul de pluie (191 mm). Le deuxième corps d'averse est observé dans la nuit de 20 h à 2 h du matin (60 mm), pour un total global entre le 06/09/2005 à 10h et le 07/09/2005 à 2 h de 251 mm.
- deux corps d'averse le 8 septembre : Le premier s'étend du début de matinée (8h) jusqu'en milieu d'après-midi (17h). Ce premier corps de pluie possède le plus fort cumul (163 mm). Le second corps de pluie est observé le soir de 19 h à 24 h (88 mm), pour un total global de 256 mm du 08/09/2005 à 8 h au 08/09/2005 à 24 h.

Le cumul total mesuré sur ce poste du 6 au 8 septembre est de 510mm.

4.1.4.4 Pluviométrie du 3 octobre 1988

La zone orageuse à l'origine de la catastrophe du 3 octobre 1988 s'est déplacée du Sud Ouest au Nord Est, intéressant successivement la région de Sommières de minuit à 8 h, puis Nîmes où de fortes précipitations ont été enregistrées de 4h à 12h. Il est tombé plus de 400 mm au Nord immédiat de Nîmes entre le Mas de Vaqueyroles et le Mas de Cabanes. Le cumul maximal mesuré, au moins 420 mm sur une durée de 7h30, se situe au Mas de Ponge, au nord-ouest de la Ville.

Le tableau suivant indique pour la journée du 3 octobre les précipitations maximales enregistrées aux stations de Nîmes Courbessac et Nîmes-DDE. Les valeurs fournies pour le poste Nîmes DDE sont les valeurs issues du dépouillement du pluviographe papier, plus cohérentes avec la réalité des informations de terrain (en particulier les différentes pointes d'intensité mentionnées par des témoignages sont présentes), le pluviographe enregistreur ayant présenté des problèmes de transmission du signal et fournissant une intensité quasiment constante pendant tout l'épisode (source : M. Desbordes). Les travaux de la commission hydraulique fournissent des estimations des intensités maximales dans les secteurs nord de la Ville (zones de garrigue) : 120 mm/h en 15 minutes, 100 mm/h en 30 minutes. A partir de ces estimations et du cumul mesuré au poste de Mas de Ponge, les caractéristiques de la pluie maximale pour l'épisode d'octobre 1988 ont été évaluées à partir des variations temporelles de la pluie au poste de Nîmes DDE. Ces caractéristiques sont fournies également dans le tableau suivant.

Durée		15 mn	30 mn	1h	2h	3h	4h	6h	7h	8h	24h
Nîmes Courbessac	H (mm)	23	42	62	111	150	176	239	-	264	264
Nîmes DDE	H (mm)	24	44	72.5	125	160	227	282.5		309	311
Pluie Mas de Ponge avec répartition temporelle de Nîmes DDE	H (mm)	30	50	94.5	165.4	209	293	375	404	420	420

42 : Valeur mesurée 50 : Valeur estimée

Tableau 12 : Précipitations maximales pour l'épisode d'octobre 1988.

Le rapport de synthèse des travaux de la commission hydraulique (16 janvier 1989) fournit des valeurs globales permettant de confirmer l'importance du phénomène observé :

- 250 000 à 350 000 m³ d'eau seraient tombés au km² en 6 heures de temps,
- 8,5 à 9 millions de m³ seraient tombés sur les bassins versants des cadereaux de la route d'Alès et de Camplanier durant tout l'épisode orageux.

4.1.4.5 Centrage des pluies historiques

Dans le but d'établir une étude homogène sur l'ensemble du territoire nîmois, il peut être nécessaire de prendre en compte le même épisode de référence pour tous les cadereaux.

Or la pluie qui s'est réellement abattue sur Nîmes le 8 septembre 2005 présente une répartition spatiale très hétérogène avec un épicode localisé sur la partie Ouest de la ville. Le pluviomètre de Castanet est celui qui a enregistré la plus forte pluviométrie, à la fois en terme de cumul, mais également d'intensité.

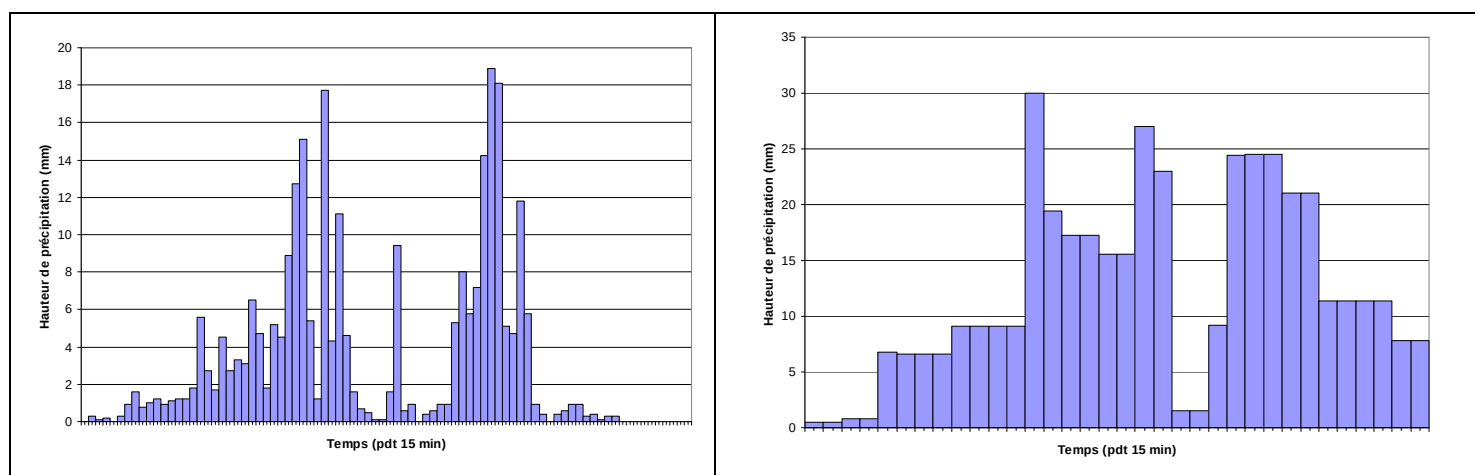


Figure 6 : Hyétoigramme de l'événement du 8 septembre 2005 sur le poste de Castanet et hyétoigramme de l'événement 1988 sur Nîmes.

Les mesures de pluie aux différentes stations météorologiques réparties autour de l'agglomération Nîmoise permettent d'évaluer les précipitations maximales ponctuelles. Cependant, les événements pluvieux générateurs de forts cumuls sont des phénomènes localisés et l'estimation de la répartition spatiale de la pluviométrie nécessite l'évaluation d'un coefficient d'abattement qui permet pour un bassin versant et une période de retour donnée d'évaluer la lame d'eau précipitée sur le bassin. Ce coefficient peut être évalué par un ajustement statistique basé sur les chroniques de lames d'eau observées sur l'intégralité du bassin versant et des cumuls observés aux différents postes pluviométriques pour la même période. Par ailleurs, des expressions régionalisées permettant d'évaluer le coefficient d'abattement ont été développées, en particulier la méthode Hydrosciences calée sur la région Languedoc Roussillon. La valeur retenue est celle déterminée pour l'étude Cadereaux, c'est à dire 0,80.

Dans le cas des bassins versants inférieurs à 5 km², ce coefficient est ajusté à 1.

4.1.4.6 Pluies de projet

Les pluies de projet ont été construites à l'aide des ajustements statistiques réalisés à partir des données MétéoFrance sur la station de Nîmes Courbessac.

En théorie, la pluie de projet correspond à la pluie d'intensité décennale de durée égale au temps de concentration : c'est pourquoi en raison de la diversité des surfaces de bassins versants étudiés, nous avons retenu les hypothèses suivantes :

- Pluie de projet « double triangle » de durée intense 60 min sur une durée totale de 4h pour les occurrences 2 ans, 5 ans, 10 ans et 100 ans sur les bassins versants dont la surface est supérieure à 5 km² ;
- Pluie de projet « double triangle » de durée intense 30 min sur une durée totale de 4h pour les occurrences 2 ans, 5 ans, 10 ans et 100 ans sur les bassins versants dont la surface est inférieure à 5 km² .

Occurrence	Durée intense (min)	Hauteur précipitée pendant la durée intense (mm)	Hauteur précipitée sur la durée totale (mm)
2 ans²	30	29.6	61
	60	37.6	61
5 ans	30	42.3	80.8
	60	52.1	80.8
10 ans	30	47.3	105.9
	60	61.8	105.9
100 ans	30	53.6	236
	60	89.6	236

Tableau 13 : Caractéristiques des pluies de projet.

Les études antérieures confirment ce choix : utilisation de pluies de durée intense variant de 30 min à 120 min et de durée totale 4 h en fonction des type de bassin versant (source : BCEOM, SIEE).

² Quantiles issus des estimations SHYREG – utilisés uniquement pour pluies de projet en milieu urbain

4.1.5 Calcul des débits de référence

4.1.5.1 Méthodes utilisées

En l'absence de stations de mesure des débits sur les cours d'eau étudiés, plusieurs méthodes d'estimation des débits de pointe ont été utilisées.

Pour la période de retour **5 ans**, nous avons comparé les estimations obtenues à l'aide des méthodes suivantes :

Méthode	Paramètres
Méthode rationnelle	Temps de concentration calculé selon Lefort Coefficients de Montana 5 ans Coefficient de ruissellement = CR_{10} calculé selon la méthode des experts
Méthode du réservoir linéaire	Pluie de projet double triangle de période de retour 5 ans, de durée 4 h avec une période intense de 30 min ou 60 min

Pour la période de retour **10 ans**, nous avons comparé les estimations obtenues à l'aide des méthodes suivantes :

Méthode	Paramètres
Méthode des experts	Temps de concentration calculé selon Lefort Coefficients de Montana 10 ans Coefficient de ruissellement = CR_{10} calculé selon la méthode des experts
Méthode du réservoir linéaire	Pluie de projet double triangle de période de retour 10 ans, de durée 4 h avec une période intense de 30 min ou 60 min
Méthode SOCOSE	
Méthode Crupedix	Coefficient régional R de 1,5 (adapté au contexte méditerranéen)

Pour la période de retour **100 ans**, nous avons comparé les estimations obtenues à l'aide des méthodes suivantes :

Méthode	Paramètres
Méthode des Experts	Temps de concentration calculé selon Lefort Coefficients de Montana 100 ans Coefficient de ruissellement = CR_{100} calculé selon la méthode des experts
Méthode du réservoir linéaire	Pluie de projet double triangle de période de retour 100 ans, de durée 4 h avec une période intense de 30 min ou 60 min
Méthode de BRESSAND GOLOSSOF	Temps de concentration recalculé selon la méthode de Bressand Golossof
Méthode du Gradex sur Dr	Débit pivot = Q_{10} calculé selon la méthode de calcul retenue Gradex des pluies calculé sur la durée caractéristique de crue Dr, à partir des données MétéoFrance

A noter que seule la méthode du réservoir linéaire a été utilisée pour déterminer les débits des bassins versants urbains.

Enfin, pour les crues de septembre 2005 et d'octobre 1988, seule la méthode du réservoir linéaire a été utilisée (transformation pluie-débit). La mise en œuvre de la méthode du réservoir linéaire a nécessité l'utilisation d'un modèle pluie-débit, sous le logiciel MOUSE (transformation d'une pluie de projet en débit).

On rappelle pour mémoire que les méthodes des Experts et de Bressand Golossof sont basées sur la méthode rationnelle, avec le re-calcul du temps de concentration et/ou du coefficient de ruissellement du bassin versant. Ces paramètres sont recalculés de façon à correspondre au contexte local.

4.1.5.2 Résultats

ESTIMATION DES DÉBITS DE POINTE

	Nom	1 (Pondre)	2 (Prox. Boulidou)	4 (Larrière)	5 (cadereau)	6 (Cruvière)
ESTIMATION du DEBIT 5 ans en m3/s	Q5 méthode rationnelle sur Tc Lefort et CR experts	15	1.6	8.8	1.2	1.0
	modèle réservoir linéaire pluie 4h, Tp Chocat et Cr10 experts	7	0.5	0.0	0.1	0.1
	méthode proposée	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle
	Q5 proposé	15	1.6	8.8	1.2	1.0
	Débit pseudo spécifique ($m^3/s/km^{1.6}$)	2.17	3.60	2.68	3.08	3.12
ESTIMATION du DEBIT DECENNAL en m3/s	SOCOSE	11	0.5	4.7	0.5	0.4
	méthode rationnelle sur Tc moyen et Cr10 occ_sol	29	2.1	11.6	1.7	1.3
	méthode des Experts sur Tc Lefort et Cr10 experts	19	1.3	4.6	0.5	0.4
	modèle réservoir linéaire pluie 4h, Tp Chocat et Cr10 experts	17				
	CRUPEDIX	36	2.3	16.9	2.1	1.6
	méthode proposée	Experts	Experts	Experts	Experts	Experts
	Q10 proposé	19	2	12	2	1
	Débit pseudo spécifique ($m^3/s/km^{1.6}$)	2.82	4.84	3.55	4.14	4.21
ESTIMATION du DEBIT CENTENNAL en m3/s	méthode rationnelle sur Tc moyen et Cr100	141	20	89	19	16
	méthode des Experts sur cr100 experts et Tc Lefort	82	10	60	9	7
	modèle réservoir linéaire pluie 4h, Tp Chocat et Cr100 experts	140	11	59	9	7
	BRESSAN GOLOSSOF	149	9	69	8	6
	méthode du Gradex sur Dr - méthode SPC	73	-	66	-	-
	méthode proposée	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire
	Q100 proposé	140	11	59	9	7
	Débit pseudo spécifique ($m^3/s/km^{1.6}$)	20.29	25.82	17.94	21.21	21.04
ESTIMATION du DEBIT septembre 2005 (m3/s)	pluie = hyétogramme poste Castanet					
	Q max modèle réservoir linéaire avec Tp Chocat et Cr100 Experts	86	5	36	3	3
	Débit pseudo spécifique ($m3/s/km^{1.6}$)	12.49	10.38	11.09	8.65	8.26
ESTIMATION du DEBIT octobre 1988 (m3/s)	pluie = hyétogramme Nîmes					
	Q max modèle réservoir linéaire avec Tp Chocat et Cr100 BCEOM	224	9	85	7	6
	Débit pseudo spécifique ($m^3/s/km^{1.6}$)	32.39	20.62	26.09	18.25	17.42

Tableau 14 : Résultats hydrologiques – bassins versants ruraux

Concernant les débits de pointe de période de retour 5 ans, les méthodes déterministes (méthode rationnelle et méthode du réservoir linéaire) ont l'avantage de faire intervenir directement la pluie de projet et le débit qui en résulte en prenant en compte de façon implicite certaines caractéristiques de base des superficies drainées (temps de concentration par exemple). La méthode rationnelle se heurte cependant aux difficultés classiques d'estimation du temps de concentration et du coefficient de ruissellement, estimation toujours délicate dans le cadre d'une prédétermination en particulier pour les bassins versants de taille réduite.

Concernant les débits de pointe de période de retour 10 ans, les méthodes statistiques dites sommaires (CRUPEDIX, SOCOSE) sont issues de synthèses nationales ou régionales et permettent une estimation du débit de pointe instantané décennal des bassins versants ruraux à partir de leurs caractéristiques climatologiques et physiques. La différence observée entre les méthodes SOCOSE et CRUPEDIX réside dans le fait que la première méthode ne tient pas compte des spécificités locales, ce que la seconde méthode permet par l'évaluation du coefficient R (ici $R = 1.5$). A défaut d'être précises, elles ont l'avantage d'être robustes et validées régionalement mais ne permettent pas toujours de prendre en compte les éventuelles spécificités locales des bassins versants.

Les méthodes des Experts et du réservoir linéaire conduisent à des résultats sensiblement identiques, dont les ordres de grandeur nous paraissent mieux correspondre aux valeurs possibles. Par l'étude du débit pseudo spécifique, il semble que la méthode des Experts soit plus proche du contexte « cadereaux » ($4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^{1.6}$ sur le Rieu et les Campagnolles - affluents du Vistre en rive opposée à Milhaud) selon l'étude SAFEGE pour RFF.

Concernant les débits de pointe de période de retour 100 ans, quasiment toutes les méthodes aboutissent à des valeurs proches, y compris les méthodes de Bressand Golossov et du Gradex. On notera que l'application du Gradex sur des BV dont la surface est nettement inférieure à 5 km^2 n'est pas retenue.

La méthode du réservoir linéaire semble correspondre à la fourchette de valeurs définies précédemment par BCEOM sur le bassin versant de la Pondre : 103 à $115 \text{ m}^3/\text{s}$ (situation incluant uniquement le bassin de rétention de Caveirac – valeurs a priori plus fortes sans cet aménagement).

Le débit pseudo spécifique est d'environ $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^{1.6}$, ce qui est compatible avec les estimations faites par BCEOM sur la Pondre ($13 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^{1.6}$ avec intégration de la carrière de Caveirac).

Concernant les débits de pointe des crues historiques, la méthode du réservoir linéaire appliquée à la Pondre (BV1) produit des résultats que l'on peut comparer à ceux déterminés par les résultats de la modélisation hydrologique SIREA de BCEOM, à savoir :

- Débit de pointe pour l'événement d'**octobre 1988** de l'ordre de $245 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un débit de $224 \text{ m}^3/\text{s}$ estimés par la modélisation hydrologique SAFEGE de la Pondre ;
- Débit de pointe pour l'événement de **septembre 2005** de l'ordre de $99 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $86 \text{ m}^3/\text{s}$ estimés par la modélisation hydrologique SAFEGE de la Pondre.

Pour mémoire, la crue du 3 octobre 1988 reste la plus importante de ces dernières années. Les 420 mm d'eau enregistrés en 7h à l'épicentre (Mas de Ponge) ont généré des débits spécifiques très importants, supérieurs à $30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^{1.6}$ sur les secteurs les plus exposés.

Le graphique suivant illustre les hydrogrammes de crue calculés par le BCEOM pour un état qualifié de naturel (sans effet des aménagements).

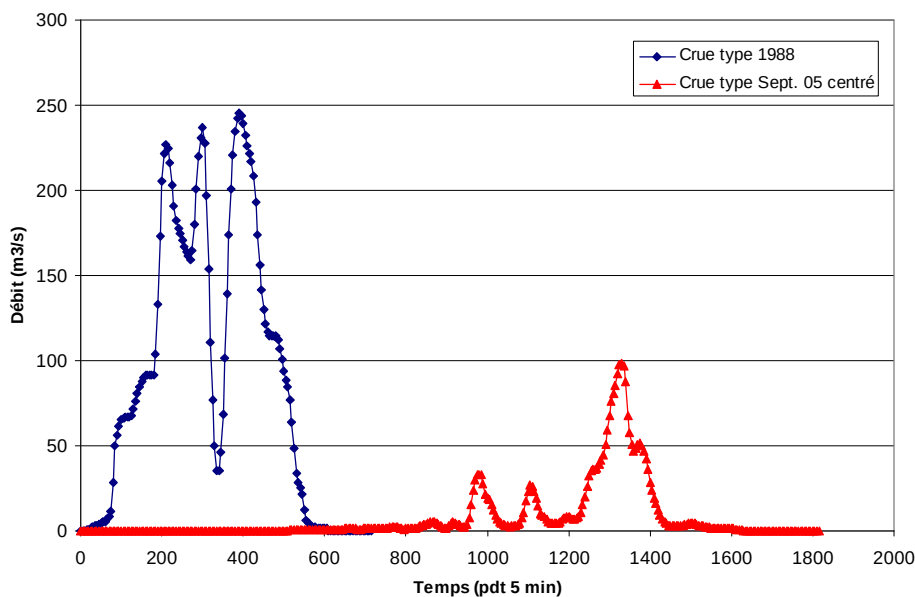


Figure 7 : Hydrogrammes de la Pondere pour les crues historiques – état sans aménagements (source : EGIS Eau)

La configuration du bassin versant de la Pondere a changé depuis 1988, avec un certain nombre d'aménagements pour la rétention des crues (PPCI). En conséquence, les valeurs SAFEGE calculées ici ne peuvent pas être retenues.

On retiendra ici les valeurs de débits calculées par BCEOM sur la Pondere pour un état aménagé actuel (bassins de rétention de Canteperdrix et Caveirac), à savoir :

- Débit de pointe pour l'événement d'octobre 1988 de l'ordre de 140 m³/s ;
- Débit de pointe pour l'événement de septembre 2005 de l'ordre de 64 m³/s.

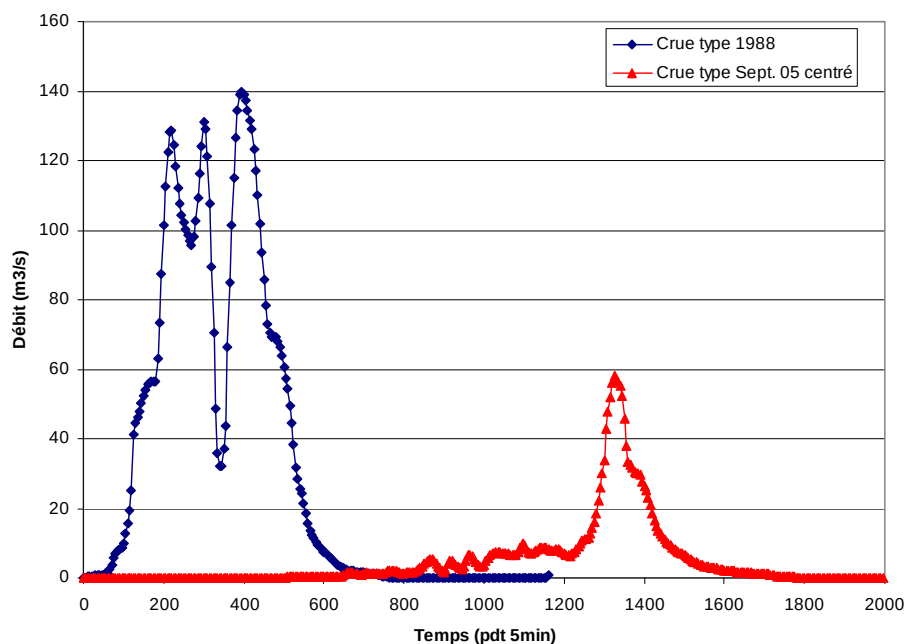


Figure 8 : Hydrogrammes de la Pondre pour les crues historiques – état actuel (source : EGIS Eau)

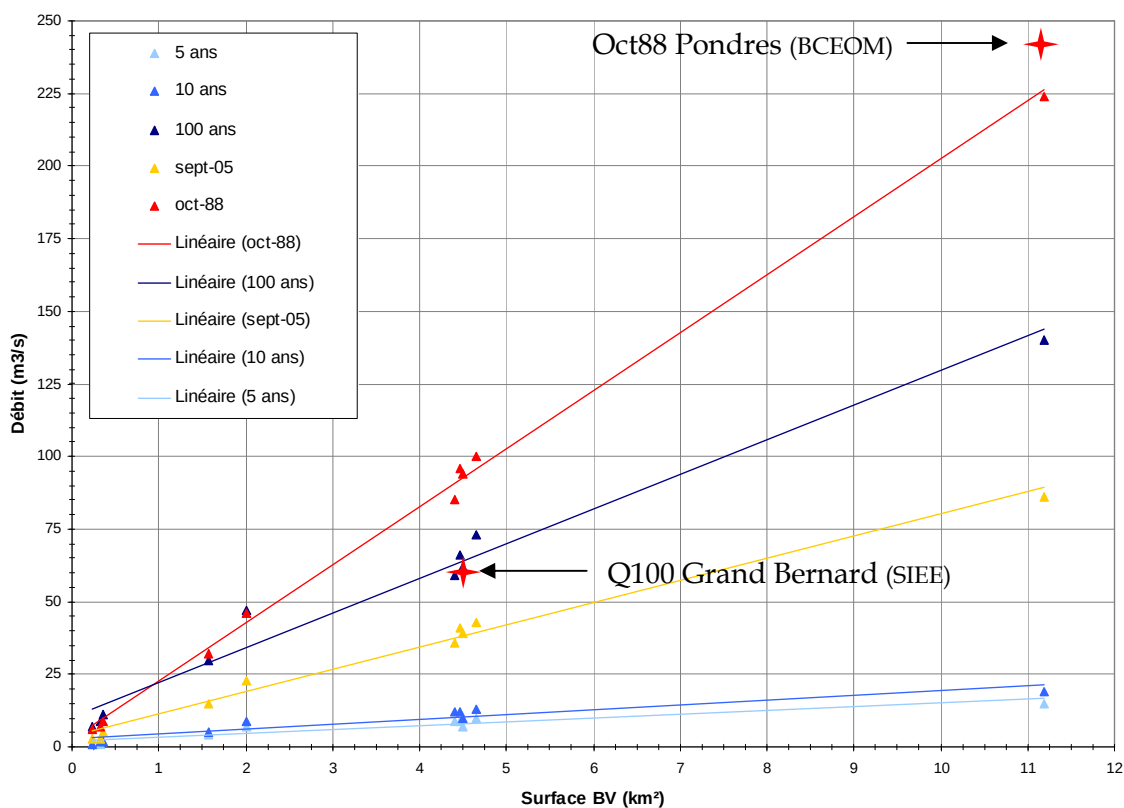


Figure 9 : Débits de cadereaux en fonction de la surface des bassins versants.

Le graphique ci-dessus présente synthétiquement les résultats des calculs hydrologiques sur 9 bassins versants menés à la fois sur la commune de Bernis et sur la commune de Milhaud en fonction des occurrences et événements historiques.

Les résultats pour les bassins versants ruraux intermédiaires et les bassins versants ruraux sont présentés ci-dessous :

Occurrence	Débits de pointe (m ³ /s)															
	4a	5a	6a	7a	u1	u2	u3	u4	u5	u6	u7	u8	u9	u10	u11	u12
2 ans	-	-	-	-	1.22	0.62	0.87	1.64	1.84	1.32	1.72	0.69	1.65	0.85	1.04	3.24
5 ans	0.92	1.22	1.72	2.77	1.72	0.89	1.24	2.30	2.63	1.87	2.44	1.00	2.36	1.22	1.49	4.63
10 ans	1.24	1.65	2.34	3.75	1.98	0.98	1.40	0.67	0.67	0.67	0.67	2.95	2.12	2.78	1.09	2.62
100 ans	5.60	5.18	6.85	12.65	3.87	1.81	2.68	1.33	1.33	1.33	1.33	5.60	4.08	5.40	2.02	4.93
sept-05	1.93	1.80	2.32	4.66	1.69	0.64	1.11	0.60	0.60	0.60	0.60	2.26	1.71	2.30	0.73	1.90
oct-88	3.37	3.12	4.12	7.57	3.52	1.24	2.19	1.33	1.33	1.33	1.33	4.44	3.39	4.62	1.39	3.51

Tableau 15 : Résultats hydrologiques – bassins versants ruraux intermédiaires et urbains

4.1.6 Hydrogrammes et volumes de crue

Les résultats de l'application de la méthode du réservoir linéaire sont sous forme de débit variant en fonction du temps, ce qui n'est pas le cas de la méthode rationnelle et des Experts qui ne fournissent qu'un débit de pointe. Il est ainsi nécessaire de reconstituer des hydrogrammes par la méthode SOCOSE pour les crues d'occurrence 5 et 10 ans.

Note : la reconstitution d'hydrogrammes par la méthode du réservoir linéaire n'est pas envisageable dans le cas présent en raison d'une rétention initiale forte (milieu karstique) amortissant largement les hydrogrammes.

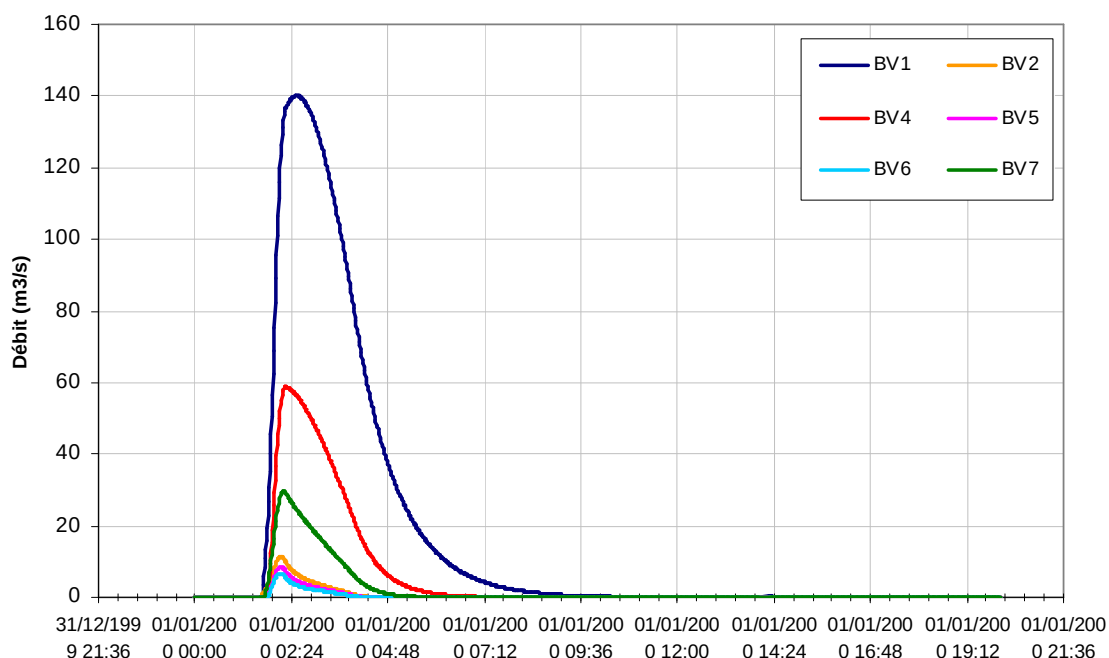


Figure 10 : Crue de projet 100 ans – hydrogramme par méthode réservoir linéaire.

L'hydrogramme calculé selon la méthode du réservoir linéaire présente une forme pointue qui semble correspondre assez bien à la réaction hydrologique de bassins versants marqués par

des pentes très élevées (temps de concentration assez courts, rétention initiale, et peu d'amortissement de l'hydrogramme).

Les hydrogrammes de crue 5 et 10 ans ont été construits à partir des hypothèses suivantes :

- durée de pluie de 4 h ;
- débit de pointe atteignant les valeurs maximales précédemment calculées.

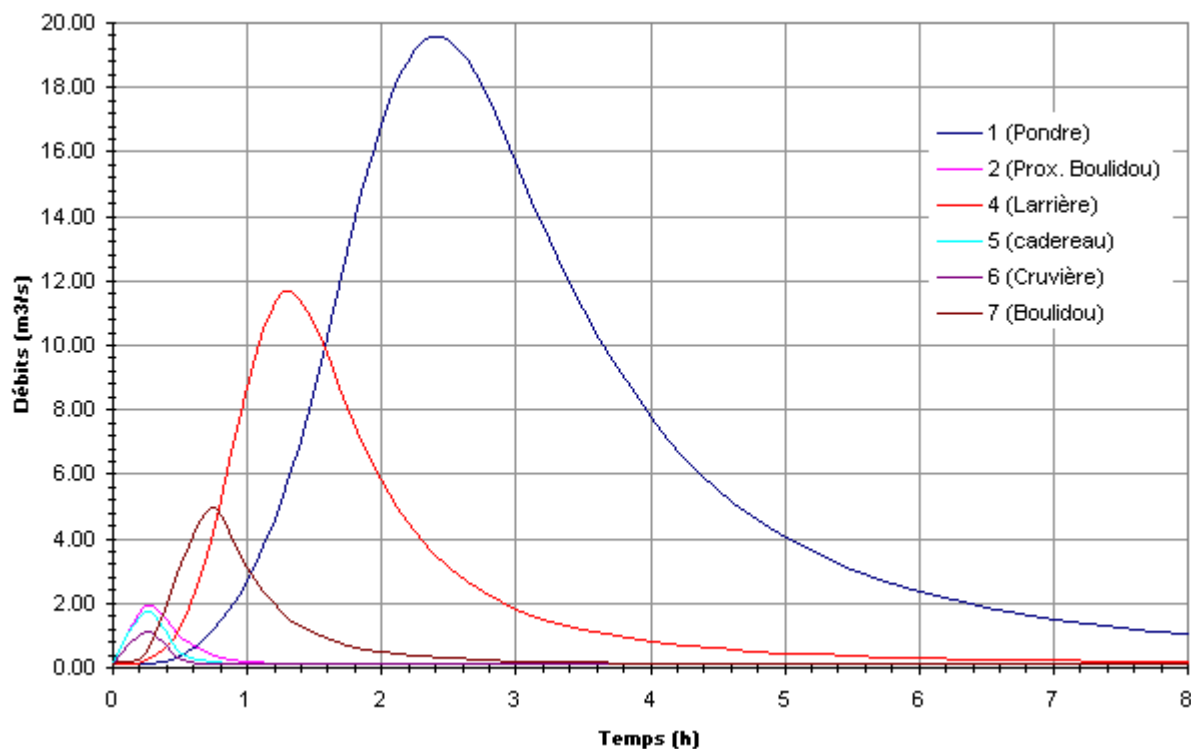


Figure 11 : Crue de projet 10 ans – hydrogramme par méthode SOCOSE.

Les résultats en terme de volumes écoulés sont présentés ci-dessous pour les bassins versants ruraux :

ESTIMATION DES VOLUMES DE CRUE

Nom		1 (Pondre)	(Prox. Boulidou)	4 (Chivalas)	5 (cadereau)	6 (Cruvière)	7 (Boulidou)
CRUE 5 ans durée de pluie 4h	Q5 rationnelle (m3/s)	15	2	9	1	1	4
	volume (m3) hydrogramme SOCOSE avec Q5 rationnelle	264 000	43 000	162 000	38 000	34 000	80 000
CRUE 10 ans durée de pluie 4h	Q10 Experts (m3/s)	19	2	12	2	1	5
	volume (m3) hydrogramme SOCOSE avec Q10 Experts	338 000	53 000	209 000	45 000	39 000	100 000
CRUE 100 ans durée de pluie 4h	Q100 réservoir linéaire (m3/s)	140	11	59	9	7	30
	volume (m3) hydrogramme réservoir linéaire	1 209 000	41 000	375 000	28 000	21 000	147 000
CRUE octobre 1988	Q88 réservoir linéaire (m3/s)	224	9	85	7	6	32
	volume (m3) hydrogramme réservoir linéaire	3 750 000	122 000	1 275 000	93 000	70 000	468 000
CRUE septembre 2005	Q05 réservoir linéaire (m3/s)	86	5	36	3	3	15
	volume (m3) hydrogramme réservoir linéaire	2 134 000	70 000	704 000	52 000	39 000	264 000

Tableau 16 : Récapitulatif des volumes de crue – bassins versants ruraux.

A noter que ces estimations sont disponibles pour tous les débits de pointe calculés dans ce chapitre hydrologie.

4.2 Programme d'aménagements contre les inondations

Le Schéma Directeur d'Aménagement pour la Protection contre les Inondations (SDAPI) du Vistre ne mentionne pas de projet d'écêtement particulier sur la commune.

4.3 Construction des modèles hydrauliques

4.3.1 Élaboration des modèles hydrauliques

4.3.1.1 Codes de calcul utilisés

Le modélisation des écoulements est réalisée avec le code MIKE FLOOD qui est un outil de couplage 1D/2D (MIKE 11 / MIKE 21) de simulation des processus hydrodynamiques, sédimentaires et de qualité des **eaux de surface**.

Le logiciel est basé sur le couplage dynamique de MIKE 11 pour la modélisation 1D filaire ou à casiers des rivières et canaux. Il combine les avantages des modèles 1D et 2D, auxquels viennent s'ajouter les fonctionnalités du couplage. Particulièrement adapté aux milieux tels que les plaines inondables, les estuaires, ou les zones urbaines, MIKE FLOOD propose un domaine d'application vaste (risque d'inondation et analyse détaillée des champs d'expansion, optimisation des consignes de gestion d'ouvrages, rupture de barrage et digue).

La modélisation des écoulements sur la commune de Milhaud fait intervenir un autre type de processus que sont les écoulements en **réseau d'eau urbain**. Le code MIKE FLOOD couple donc trois types de données pour la modélisation des écoulements : les écoulements 1D, les écoulements 2D et les écoulements en réseau urbain (MIKE 11 / MIKE 21 / MOUSE).

Le modèle hydraulique de MOUSE permet la simulation d'écoulements en réseau en régime variable, ces écoulements pouvant passer alternativement en charge ou à l'air libre.

L'algorithme est basé sur la résolution numérique des équations de Barré de Saint-Venant (description des écoulements filaires à surface libre) et admet une solution finie implicite, aussi bien pour des réseaux branchés que maillés. Il demeure parfaitement adapté lorsque l'écoulement présente une homogénéité verticale, ce qui est le cas au sein des conduites d'assainissement, des dimensions les plus petites permettant une description fine du réseau, aux grands collecteurs souvent placés en profondeur, pouvant être en charge et influencés par le niveau d'eau à l'exutoire.

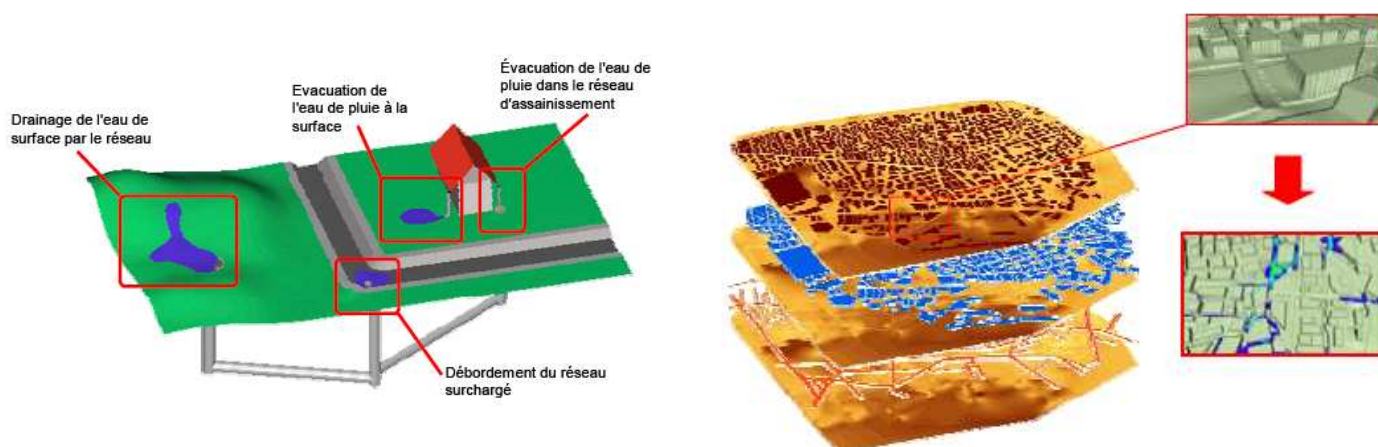


Figure 12 : Principe de couplage MIKEFLOOD.

4.3.1.2 Topologie du modèle

Le modèle est construit sur la base des levés du cabinet de géomètre B3R de décembre 2008 :

- Des profils en travers (84) du lit de la Pondre (34 profils) et de divers chemins d'écoulements préférentiels ;
- Des levés topographiques des 32 ouvrages structurants la zone ;
- Du semis de points en zone urbaine sur l'ensemble de la zone (200 ha) ;
- Du semis de point à l'échelle communale (source : GAIA Mapping) ;
- Des levés topographiques du réseau d'eau urbain maillant la commune (161 points).

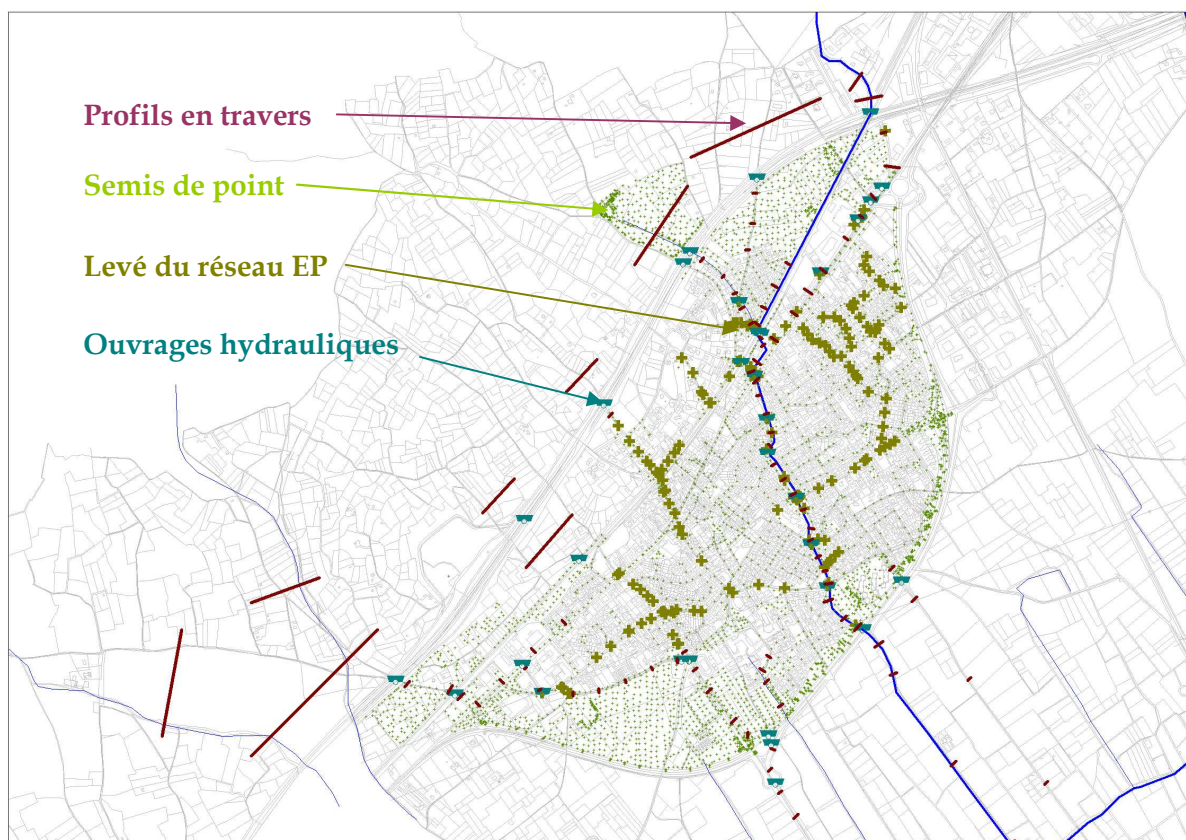


Figure 13 : Synthèse des données topographiques 2009 (source : B3R)

Un linéaire 1D total d'environ 9 km est modélisé avec les limites suivantes :

- Amont : Exutoires des bassins versants ruraux – Têtes de biefs implantées en partie amont de l'Autoroute (qui constitue un obstacle aux écoulements) ;
- Aval : En partie aval de la voie de contournement de Milhaud – Zone contrôlée par les débordements du Vistre ;
- Limites latérales : Limites de la zone urbaine de Milhaud et de ses bassins versants ;

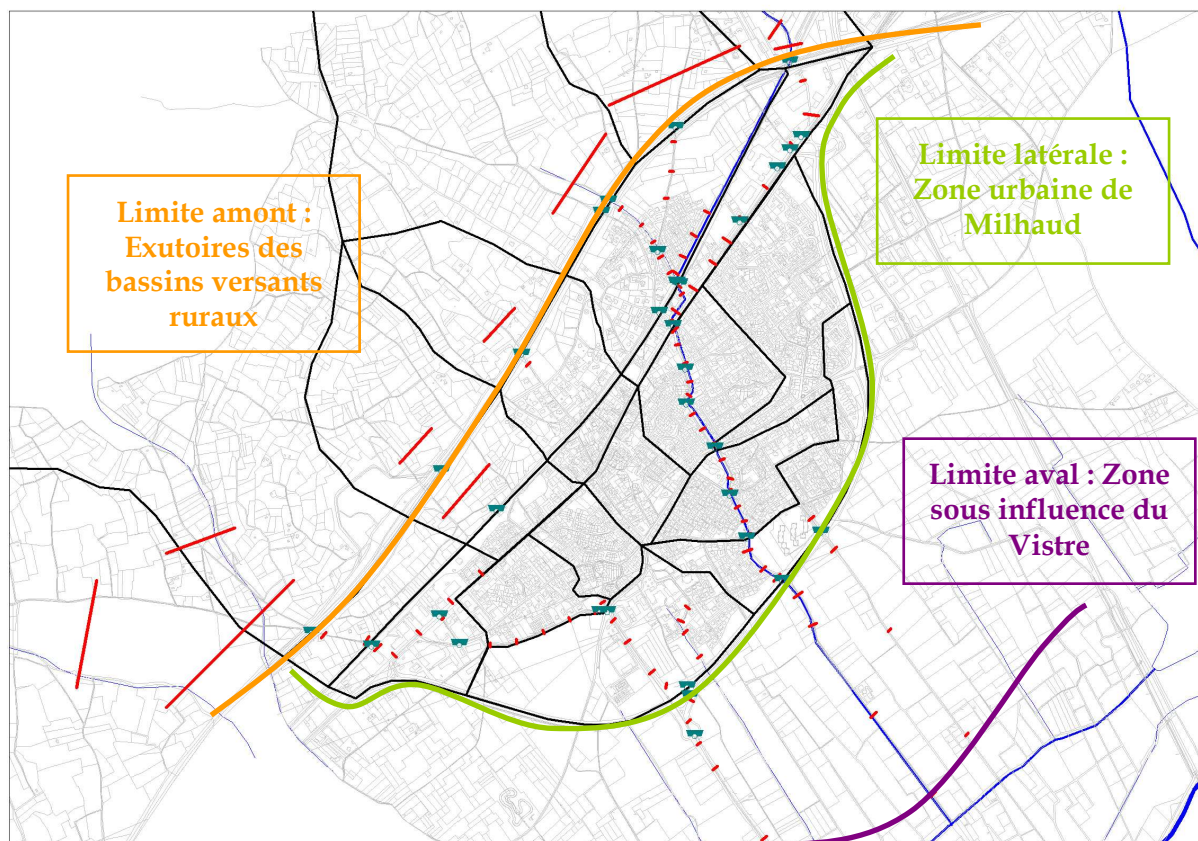


Figure 14 : Limites du modèle

4.3.1.3 Modes de calculs

Le modèle est constitué de la manière suivante :

- Le lit mineur de la Pondre ainsi que le « lit mineur » de différents ruisseaux et chemins préférentiels est représenté par des profils en travers sur tout leur linéaire : traitement en 1D avec calcul d'un niveau d'eau et d'une vitesse moyenne dans chaque profil ;
- Les ouvrages hydrauliques sont représentés dans le réseau 1D, en connexion directe avec le lit majeur ;
- Les entrées et exutoires du réseau pluvial sont représentés dans le fichier MOUSE, en connexion directe avec le lit majeur ;
- Les débordements en lit mineur, les entrées et sorties du modèle 1D sont en connexion directe avec le modèle 2D du lit majeur ;
- Les lits majeurs sont représentés par 110 000 mailles (taille minimum de 10 m) et les calculs sont bidimensionnels.

4.3.1.4 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont les suivantes :

- Hydrogrammes calculés selon la méthode de SOCOSE avec débit de pointe estimé par méthode rationnelle ou des Experts, pour les occurrences 5 ans et 10 ans des bassins versants ruraux (1,2,4,5,7) et semi ruraux (4a, 5a, 6a, 7a).
- Hydrogrammes calculés selon la méthode du réservoir linéaire pour les occurrences 100 ans, Septembre 2005 et Octobre 1988 pour l'ensemble des bassins versants.
- Hydrogrammes calculés selon la méthode du réservoir linéaire pour les occurrences 5 ans et 10 ans pour les bassins versants urbains (u1 à u12).

4.3.1.5 Autres paramètres

La rugosité est un paramètre important de la modélisation hydraulique. Dans le modèle utilisé, la rugosité est prise en compte de manière différente suivant la zone concernée :

- Dans le modèle filaire 1D, elle est renseignée pour le lit mineur et peut varier suivant les zones (variable de 20 à 30).
- Dans le lit majeur, le modèle 2D fait appel à une grille maillée sur toute la zone permettant d'attribuer un coefficient de rugosité à chacune des mailles suivant ses caractéristiques réelles d'occupation des sols (valeur moyenne de 45 en milieu urbain).

4.3.1.6 Cas particulier : chemin de Larrière (BV 4)

La configuration spatiale particulière du bassin versant n°4 en amont de l'A9 induit des débordements à partir d'un certain débit se dirigeant vers un ouvrage hydraulique à la frontière communale avec Bernis.

La figure suivante illustre ce comportement hydraulique spécifique.

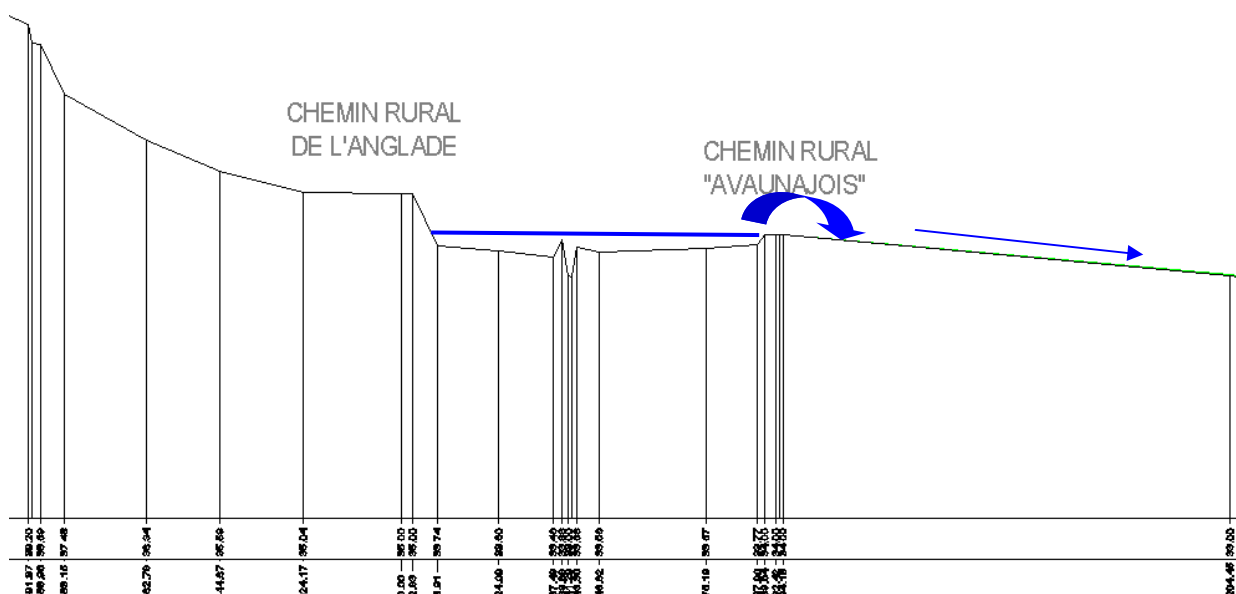


Figure 15 : Profil en travers P64 (chemin de Larrière).

Par l'application d'une formule de Manning-Strickler, le débit maximum pouvant transiter dans la branche principale est estimé à 15 m³/s. Les hydrogrammes injectés seront alors écrêtés à partir de cette valeur seuil.

4.3.2 Calage du modèle

4.3.2.1 Évènement de référence : crue de Septembre 2005

Rappelons que la crue de septembre 2005 a fait l'objet d'une étude de recensement des dégâts début 2006 par SAFEGE, ce qui permet de comparer aujourd'hui les résultats de modélisation pour cet événement avec les constats faits post-crue. Le bassin versant de la Poudre est considéré dans son état « 2005 ». L'hydrogramme injecté est donc celui proposé par EGIS dans le programme CADEREAUX.

Il s'agit de l'évènement de référence le mieux documenté. La commune n'a pas de document spécifique en mémoire sur la crue de 1988.

La cartographie des écoulements en crue pour septembre 2005 est présentée en annexe 4 (cartes des dégâts et cartes de zones inondées). Différents PHE ont pu être levés et sont présentés dans la figure suivante :

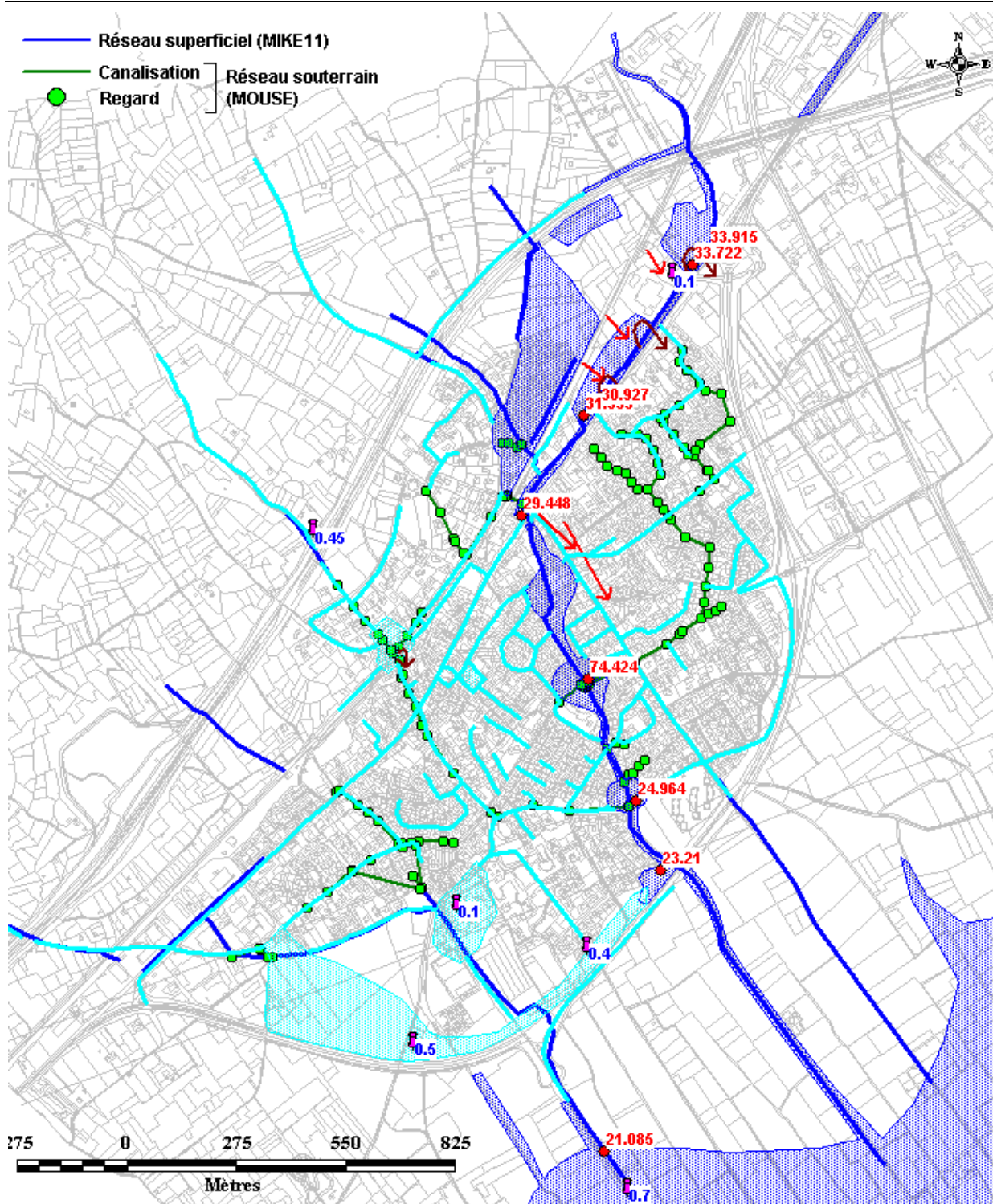


Figure 16 : PHE relevées pour la crue du Vistre - Septembre 2005

4.3.2.2 Hauteurs maximales atteintes

Nota : sur les figures qui illustrent la dynamique de crue, les réseaux superficiels sont colorés en bleu et le réseau pluvial en vert.

Globalement, le modèle traduit de façon satisfaisante les constats faits en 2005 : débordements importants et diffus de la Poudre sur toute la traversée de Milhaud (stockage au Nord contre la voie ferrée – stockage entre la voie ferrée et la route de Nîmes), et important stockage en amont de la RN113 notamment lié aux ruissellements sur la partie urbaine.

L'inondation du lit majeur droit du Vistre n'influence pas la zone inondable sur la partie urbaine de Milhaud (entre 300 et 800 m plus au Sud de la RN113 selon l'étude SAFEGE 2005).

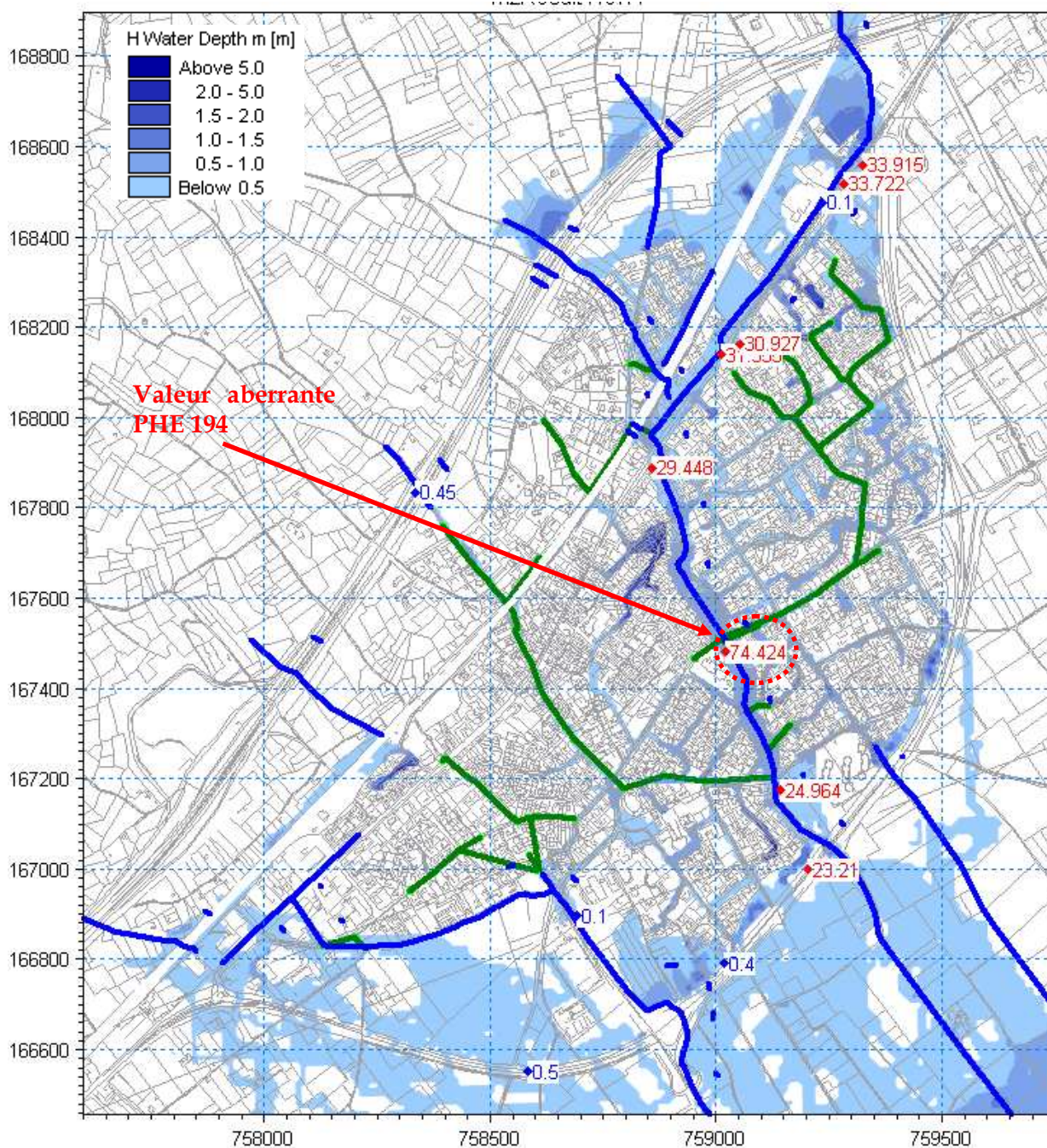


Figure 17 : Carte des hauteurs maximales atteintes – crue de septembre 2005.

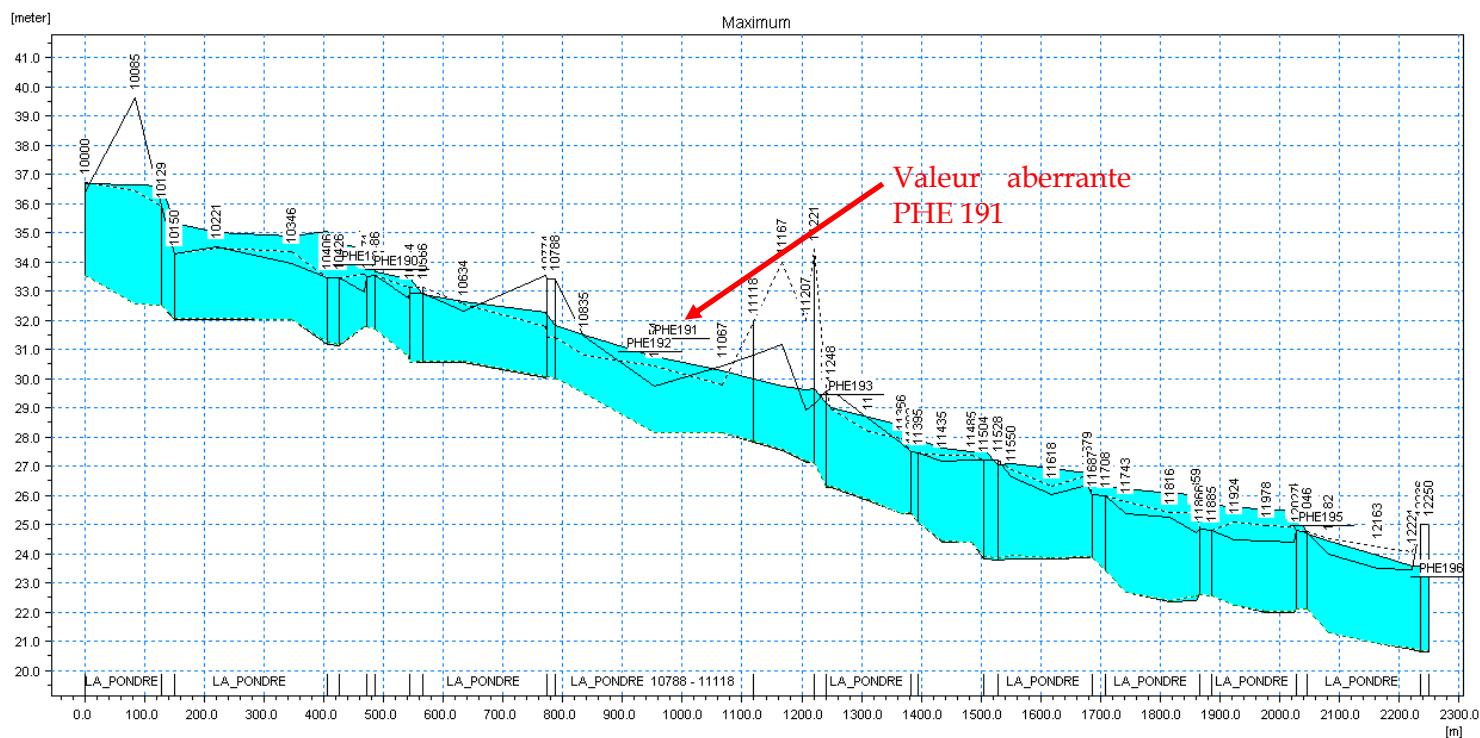


Figure 18 : Profil en long de la Pondre - Écarts aux PHE - septembre 2005

L'analyse faite sur les PHE connus fournit les résultats suivants :

Code	Cote PHE (m NGF)	Cote modèle SAFEGE (m NGF)	Écart absolu (m)
PHE_189	33.915	34.62	0.705
PHE_190	33.722	34.26	0.538
PHE_191	31.355	30.77	0.585
PHE_192	30.927	31.04	0.113
PHE_193	29.448	29.02	0.428
PHE_194	24.424	26.9	-
PHE_195	24.964	25.39	0.430
PHE_196	23.21	23.68	0.470
PHE_197	21.085	20.35	0.735
Moyenne absolue			0.5005

Tableau 17 : Écarts aux PHE - septembre 2005

La **moyenne des écarts absolus** est d'environ **50 cm** sur les PHE levés par géomètre. Le même type d'écart est de 16 cm sur les hauteurs relatives constatées lors des enquêtes de terrain.

4.3.2.3 Dynamique de crue

Des débordements en rive droite de la Pondre à hauteur du rond point Est surviennent dès 35 m³/s. Les débordements se généralisent sur la route de Nîmes pour un débit équivalent à 40 m³/s. Des surverses sont constatées sur la route de Nîmes en direction des lotissements au Sud de la route (proximité rond point Est). Les ouvrages de franchissements de la Pondre entrent quasiment tous en charge et produisent l'inondation des voies au voisinage du lit mineur.

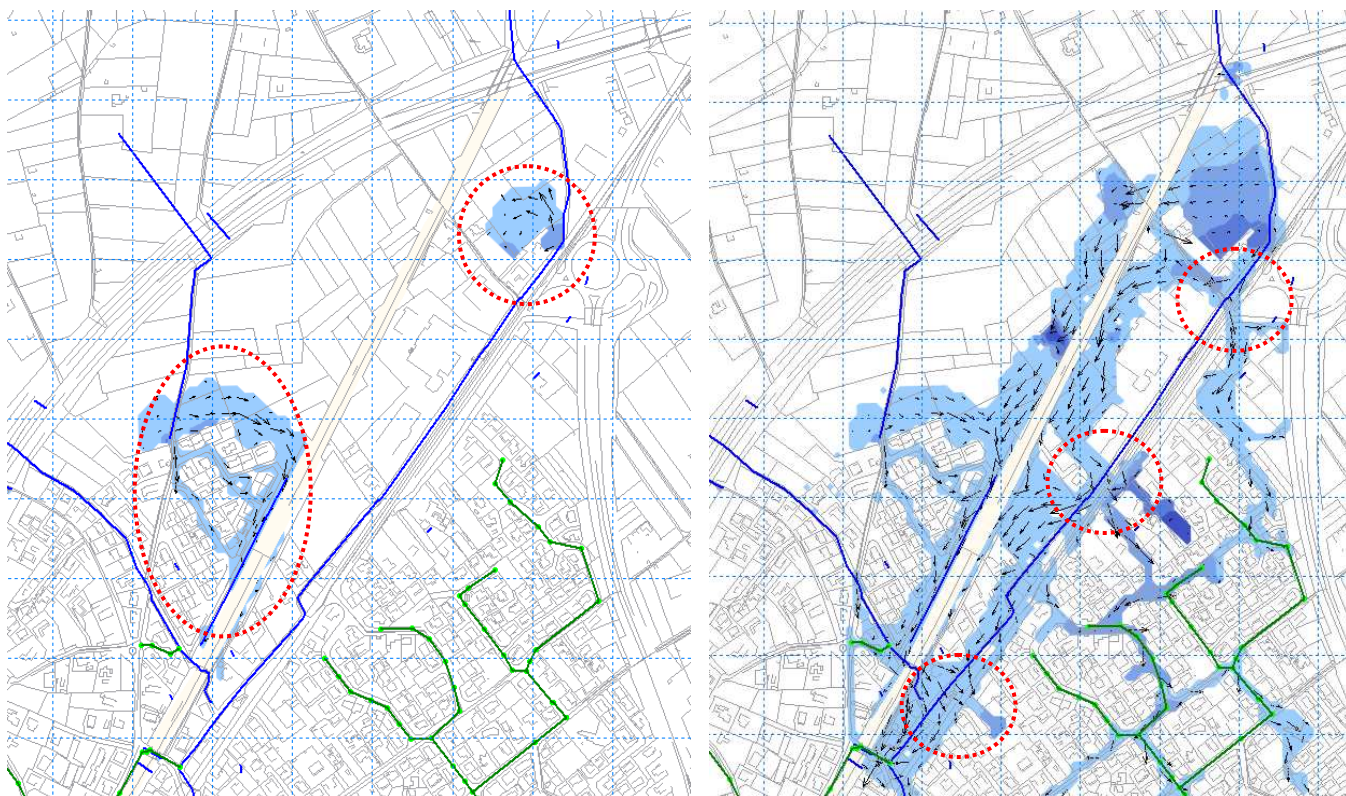


Figure 19 : Dynamique de crue – septembre 2005 – secteur Pondre

Le quartier situé entre l'impasse de l'autoroute et la voie SNCF (bassins versants des Boulidoues) réagit très rapidement et sature le réseau superficiel : des ruissellements de surface surviennent dès 4 m³/s.

Au niveau de l'exutoire du valat de Larrière, l'ouvrage sous la voie ferrée entre rapidement en charge et la zone commerciale subit de forts ruissellements (nota : il n'existe pas de réseau superficiel raccordé au fossé bordant la route de Nîmes). Le débit maximum de 15 m³/s transite intégralement via des ruissellements de surface traversant la grande surface et bordant ensuite la RN113. Les écoulements rejoignent le lit majeur du Vistre en franchissant la RN113 en de nombreux points.

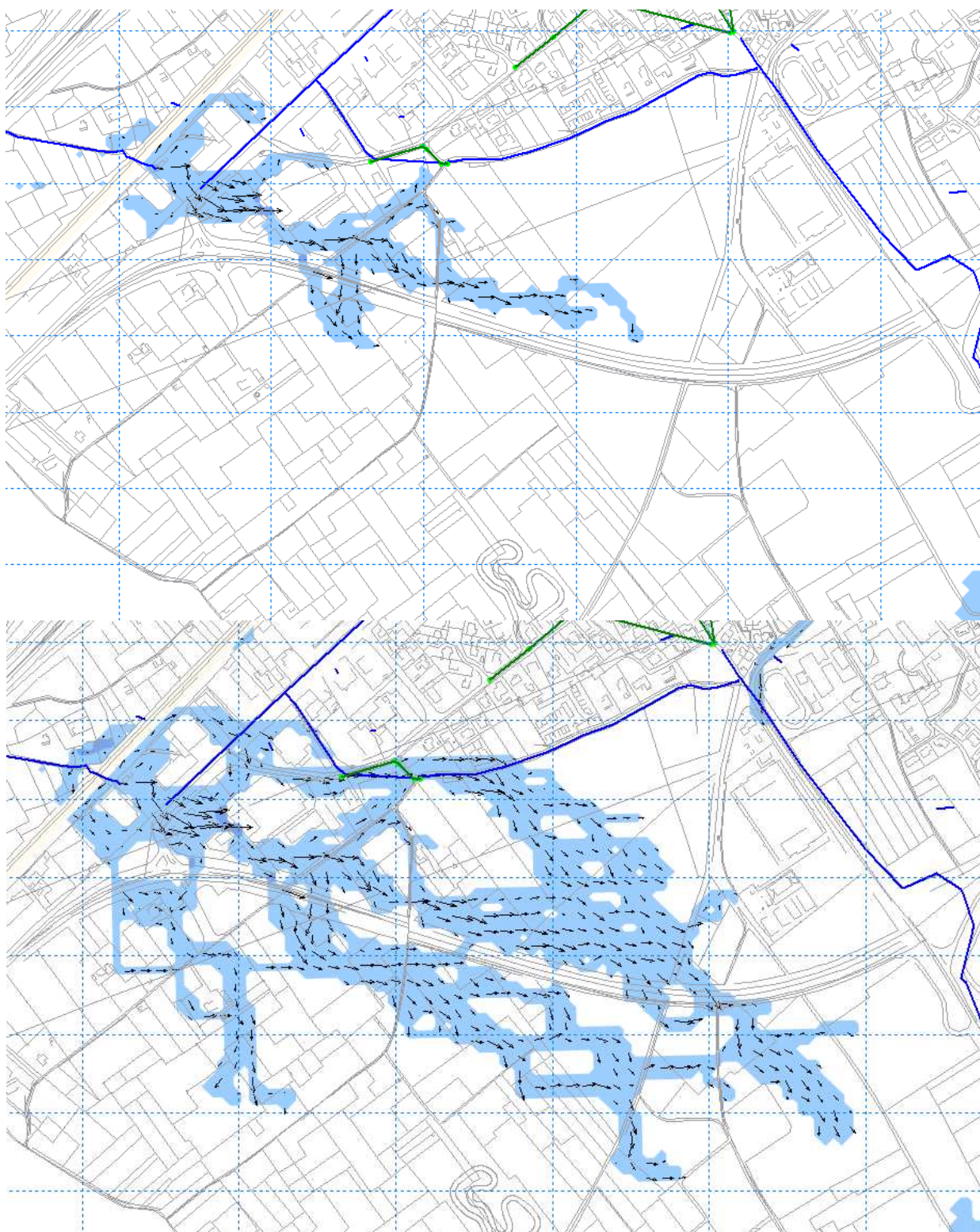


Figure 20 : Dynamique de crue – septembre 2005 – secteur Larrière

Sur l'axe du bassin versant de la Cruvière, les écoulements sont concentrés dans la rue de la Cruvière, puis rue du Moulin. La connexion entre ces rues se fait uniquement par le réseau pluvial (Cf. galerie + dessableur), d'où une rétention en amont du franchissement de la voie ferrée. Les écoulements se poursuivent en direction du complexe scolaire, puis vers la RN113.

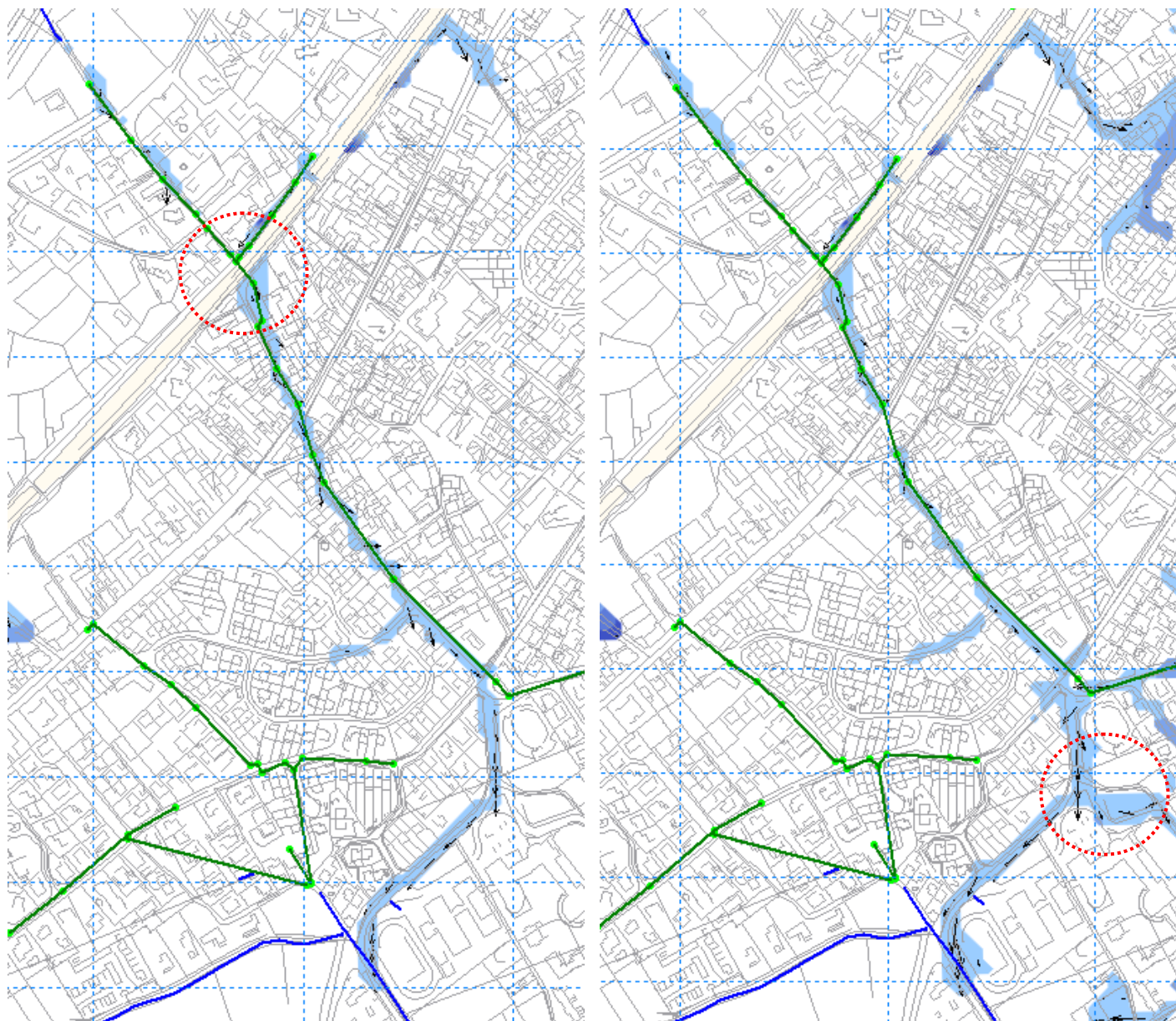


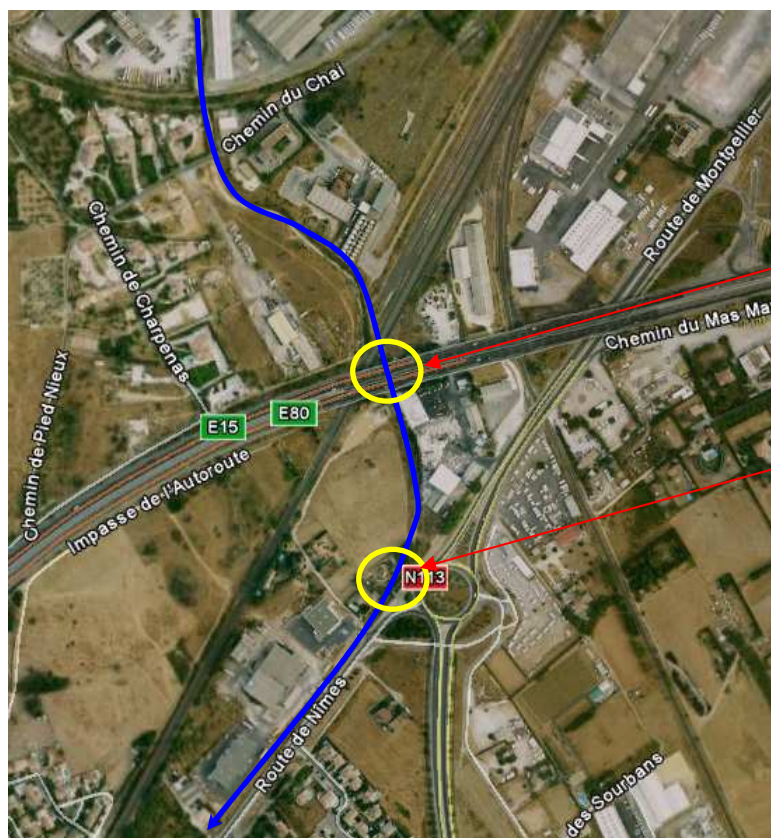
Figure 21 : Dynamique de crue – septembre 2005 – secteur Pondre

La rue des Cèdres et la rue Georges Brassens jouent un rôle de vecteur des écoulements, avec un débit de pointe d'environ $13 \text{ m}^3/\text{s}$ dans l'ouvrage de franchissement de la RN113.

Le réseau pluvial est rapidement saturé, et ne permet de transiter qu'une faible partie du volume lié aux apports des différents vallons : $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$ maximum dans l'ovoïde rue du Moulin, $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ maximum dans la BRANCHE Est et $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ maximum dans la BRANCHE Ouest.

4.3.2.4 Cas particulier : secteur amont de la Pondre

L'étude CADEREAUX fournit quelques grandeurs hydrauliques pour les ouvrages de franchissements de la Pondre en partie amont de Milhaud.



OH 1P = 14,2 m³/s max. (EGIS)
OH2 = 17 m³/s max. (SAFEGE)

OH 2P = 30-40 m³/s max. (EGIS)
OH1 ≅ 50 m³/s max. (SAFEGE)

Figure 22 : Ouvrages hydrauliques – amont Poudre

L'étude BCEOM de 2005 (expertise hydraulique sur le site de l'école maternelle indique un débit de projet centennal d'environ 75 m³/s. La modélisation de l'épisode de septembre 2005 fournit la valeur de 55 m³/s transitant à hauteur de l'école maternelle. Des décharges du lit mineur de la Poudre se produisent dès le franchissement de l'A9/voie ferrée (calculées par le modèle 2D), ce qui peut expliquer cette valeur « écrêtée ».

4.3.2.5 Cartographie

L'ensemble des cartographies est disponible en annexe avec une meilleure résolution.

Les cartographies seront complétées ultérieurement grâce à la modélisation qui sera effectuée sur la commune voisine de Bernis.

A noter également qu'une demande de données sur les zones inondables produites par le programme Cadereaux par la Ville de Nîmes est en cours, afin de compléter les informations à l'extrême Est de la commune.

4.3.3 Sensibilité des cours d'eau au coefficient de rugosité

Afin de tester la sensibilité du modèle au coefficient de rugosité « K », une analyse est effectuée sur la Poudre (principal vecteur d'écoulement de la zone).

Comme expliqué précédemment, le modèle utilisé pour les simulations s'appuie sur un modèle linéaire du cours d'eau associé à une grille 2D pour le lit majeur et les débordements. Dans le test de sensibilité, la grille 2D n'est pas utilisée.

Les variations du coefficient de rugosité ont lieu sur une plage de plus ou moins 15% environ. Les valeurs retenues sont 25, 28, 30, 32 et 35 pour le coefficient de rugosité. La valeur de référence sera le coefficient 30. Le graphique suivant reprend les niveaux d'eau en certains PK de la Pondre afin d'observer les différences.

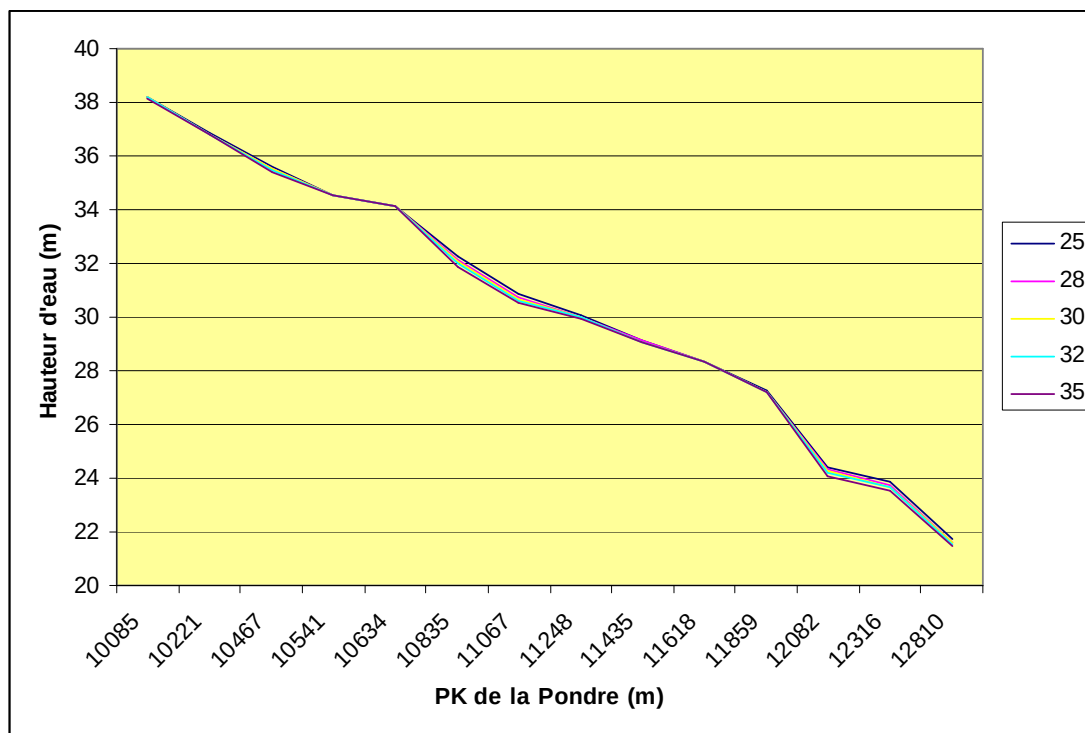


Figure 23 : Hauteurs d'eau dans la Pondre en modèle filaire pour la crue Septembre 2005 pour différentes coefficients de rugosité

Les hauteurs d'eau semblent être équivalentes et non influencées par le coefficient de rugosité, une précision supplémentaire est toutefois à apporter. Le graphique suivant présente l'écart par rapport à la ligne d'eau obtenue avec un coefficient de rugosité de référence ayant pour valeur 30.

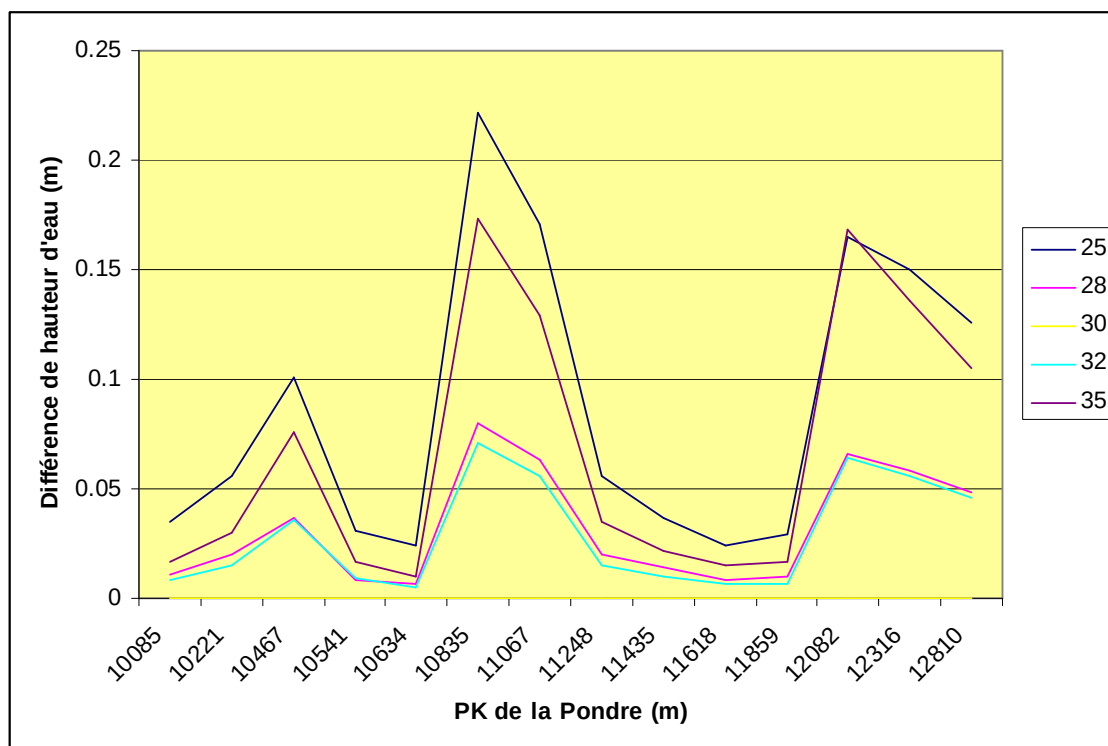


Figure 24 : Écart par rapport à la ligne d'eau de Septembre 2005 pour un coefficient de rugosité de 30

On remarque que sur la majeure partie de la Pondre, l'écart est inférieur à 10 cm pour la plage de variation. Il devient plus intéressant de comparer les écarts relatifs au vu de la modification du coefficient de rugosité. Le tableau suivant reprend les données :

PK	-16.70%	-6.70%	+6.7%	+16.7%
10085	0.62%	0.20%	0.14%	0.30%
10221	1.17%	0.42%	0.31%	0.63%
10467	2.72%	1.00%	0.97%	2.05%
10541	0.82%	0.21%	0.24%	0.45%
10634	0.72%	0.21%	0.15%	0.30%
10835	8.64%	3.12%	2.76%	6.74%
11067	6.75%	2.49%	2.21%	5.09%
11248	1.51%	0.54%	0.40%	0.94%
11435	0.79%	0.30%	0.21%	0.47%
11618	0.53%	0.18%	0.16%	0.33%
11859	0.60%	0.21%	0.15%	0.35%
12082	5.55%	2.22%	2.15%	5.65%
12316	5.06%	1.96%	1.89%	4.59%
12810	5.19%	1.98%	1.89%	4.32%

Tableau 18 : Incidence de la variation du coefficient de rugosité

On remarque alors que la variation du coefficient de rugosité présente peu d'effet sur la variation de la ligne d'eau pour la crue de Septembre 2005. Cette observation peut s'appliquer à l'ensemble du modèle.

4.4 Modélisation pluviale : résultats

L'objectif est de dresser un bilan de fonctionnement du réseau de drainage pluvial avec des pluies synthétiques couramment utilisées pour le dimensionnement des ouvrages.

D'un point de vue pratique, le diagnostic est destiné à mettre en évidence les zones de mise en charge et les zones de débordement (et leur fréquence).

Les résultats des simulations pour chacune des pluies de projet étudiées sont présentées sous forme d'un plan synthétique récapitulatif :

- Le tracé du réseau hydrographique et des réseaux de drainage pluvial ;
- Le débit capable de chaque tronçon de réseau ;
- Si nécessaire, la période de retour de défaillance de chaque tronçon de réseau.

4.4.1 Hypothèses

L'ovoïde de la rue du Moulin fait actuellement l'objet de travaux de mise en séparatif, et à terme sa vocation sera uniquement pluviale (exutoire dans la Pondre). Son rôle final est considéré dans la modélisation.

Le réseau pluvial est considéré vidé des dépôts de matériaux constatés en pré-diagnostic.

Le fonctionnement hydraulique du réseau pluvial est étudié sur les branches principales de la commune : BRANCHE EST, BRANCHE CENTRE et BRANCHE OUEST.

Le rôle hydraulique des branches non citées dans ce chapitre sera étudié au travers des résultats de la modélisation de surface.

Deux conditions limites aval sont étudiées :

- Ecoulement normal à l'exutoire (en particulier pour la Pondre);
- Ecoulement en charge à l'exutoire (réseau de surface sujet à submersion importante – notamment la Pondre).

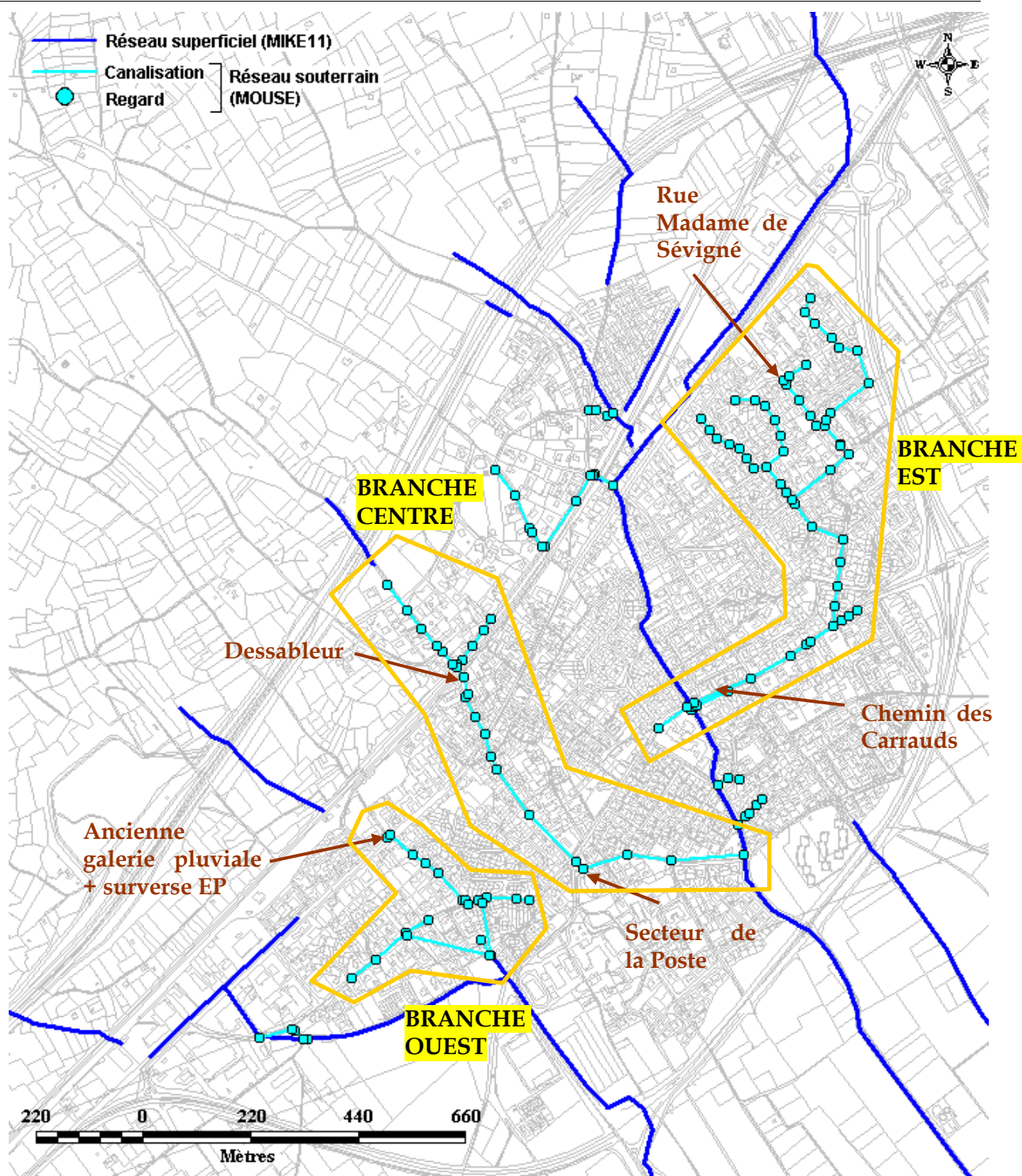
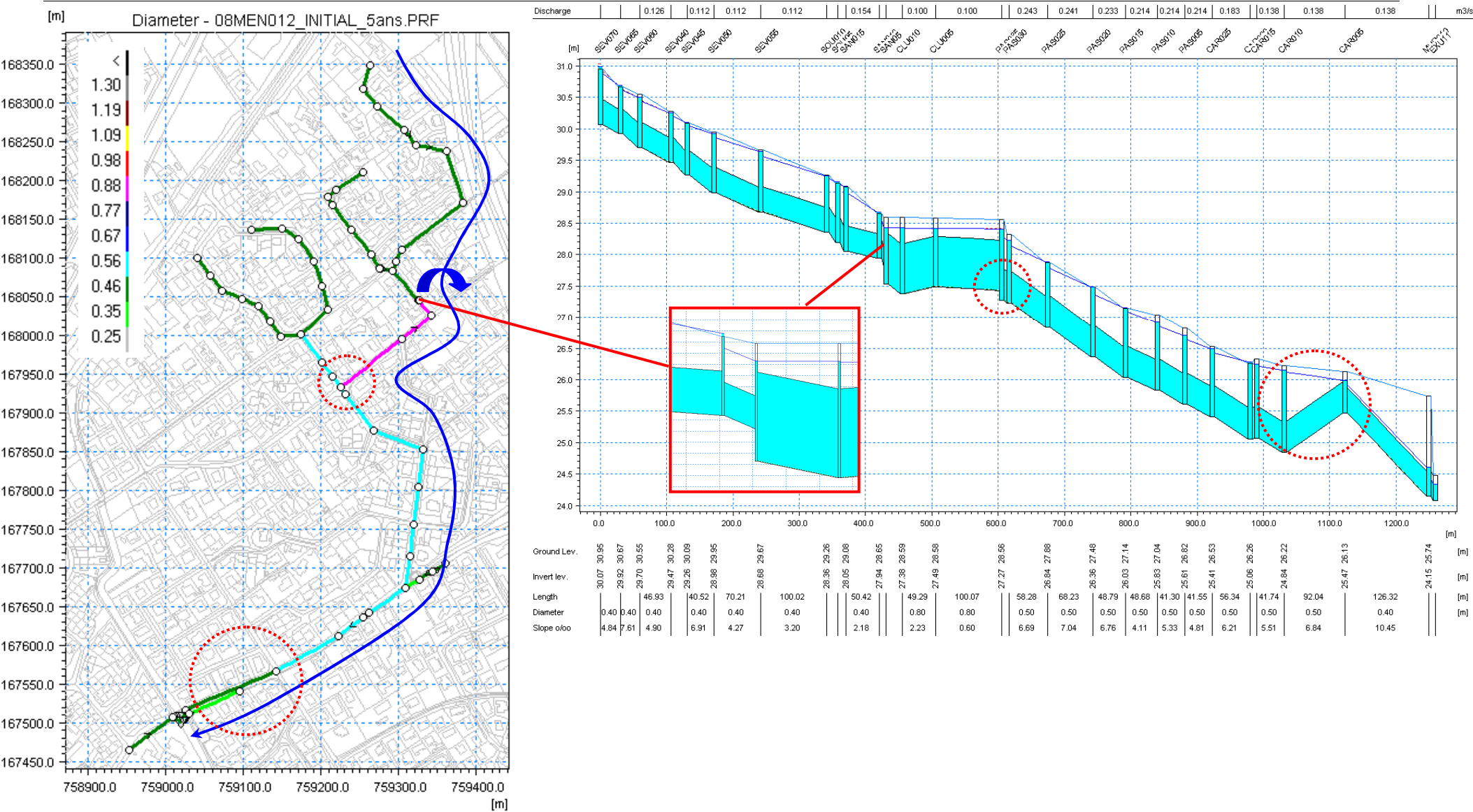
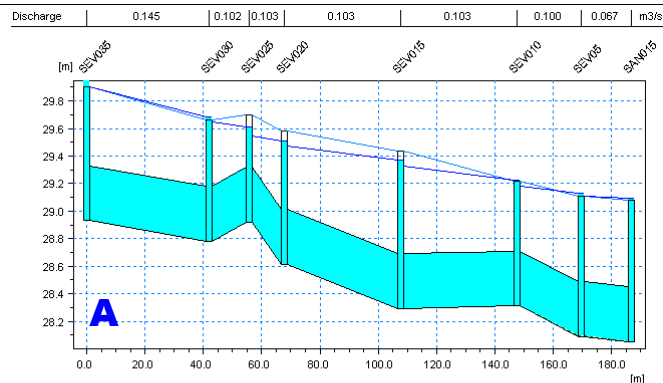
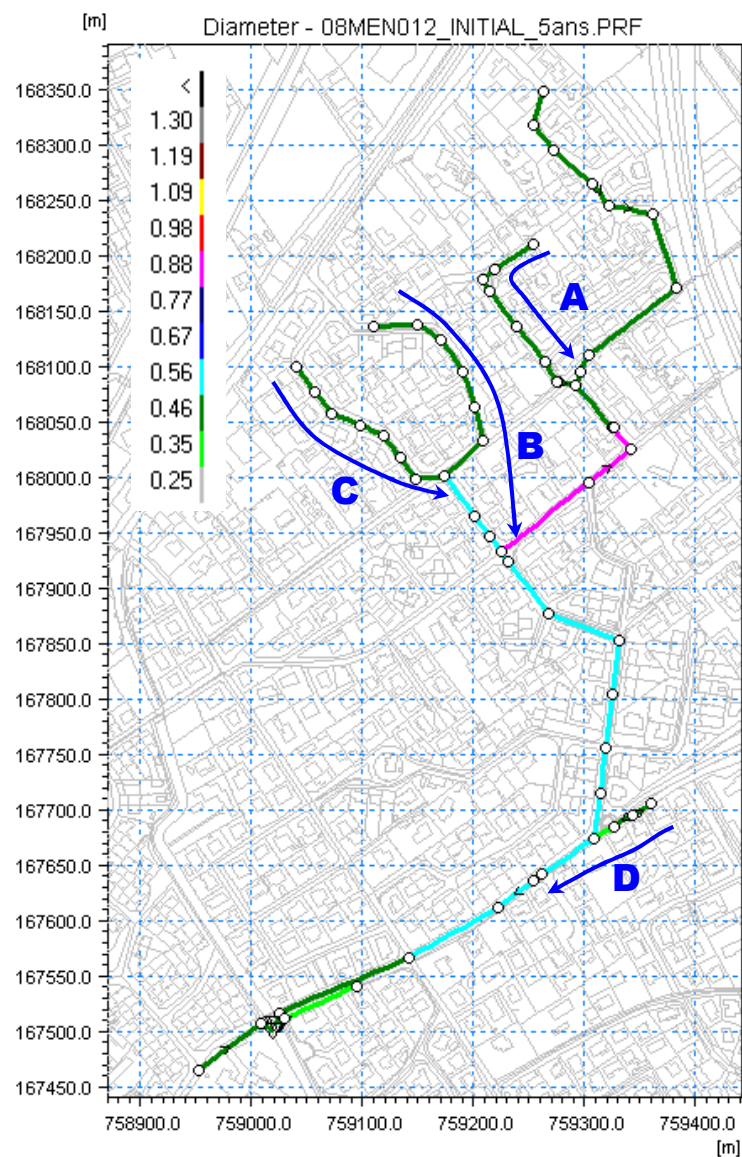


Figure 25 : Synoptique du réseau MOUSE.

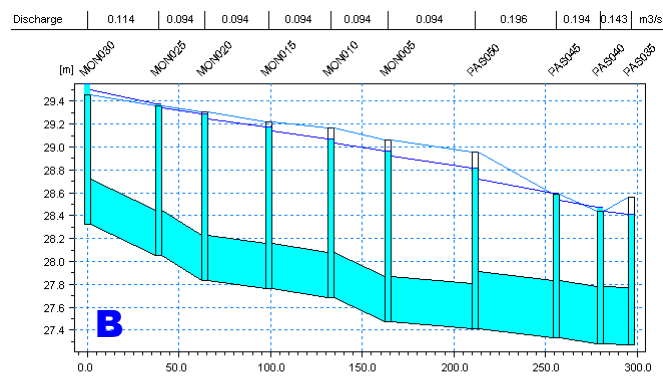
4.4.2 BRANCHE Est

Le bassin versant correspondant est le BV u4 (2,30 m³/s). Les profils en long suivants illustrent les résultats pour une crue 5 ans.

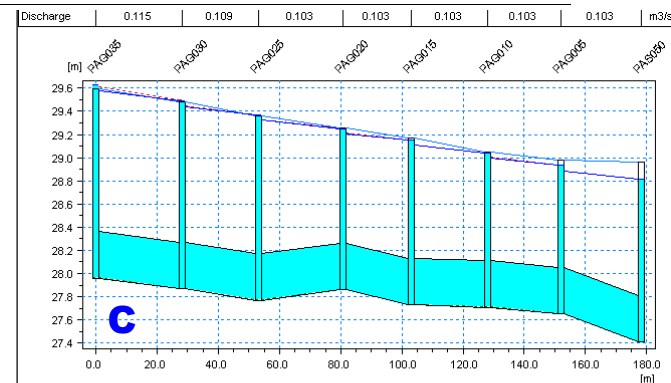




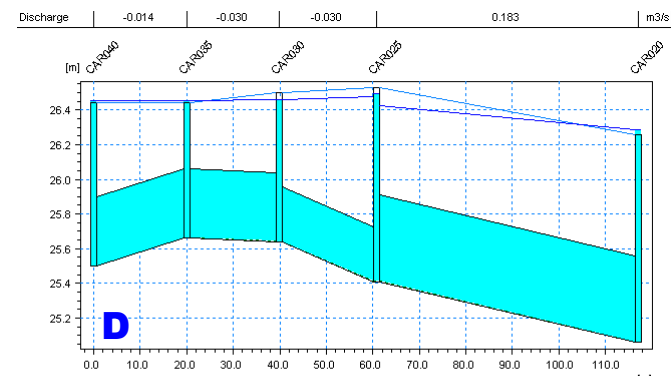
Ground Lev.	29.90	29.66	29.70	29.58	29.44	29.22	29.11	29.00
Invert lev.	29.83	29.66	29.52	29.58	29.29	29.22	29.09	29.00
Length	42.03	13.56	12.13	39.93	40.09	21.79	17.29	
Diameter	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	
Slope o/oo	3.57	10.32	25.56	8.01	0.50	10.09	2.31	



Ground Lev.	29.46	29.36	29.31	29.22	29.17	29.06	28.96	28.59	28.44	28.33
Invert lev.	28.32	28.05	27.83	27.76	27.68	27.47	27.41	27.33	27.28	27.11
Length	39.04	25.03	34.70	34.09	30.99	47.90	44.41	23.66	17.08	
Diameter	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	
Slope o/oo	6.92	8.79	2.02	2.35	6.78	1.25	1.80	2.11	0.59	



Ground Lev.	29.59	29.48	29.36	29.26	29.17	29.05	28.98	28.80
Invert lev.	27.96	27.87	27.77	27.66	27.73	27.71	27.65	27.50
Length	28.11	24.96	27.78	22.23	24.87	23.92	26.36	
Diameter	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	
Slope o/oo	3.20	4.01	3.24	5.85	0.80	2.51	9.10	



Ground Lev.	26.44	26.44	26.50	26.53	26.44
Invert lev.	25.50	25.66	25.64	25.41	25.50
Length	20.03	19.92	20.77	56.34	
Diameter	0.40	0.40	0.32	0.50	
Slope o/oo	7.99	1.00	11.07	6.21	

Figure 26 : Résultats BRANCHE Est - 5 ans.

Les éléments notables sont les suivants :

- Dimensionnement incohérent d'amont en aval : rétrécissement du diamètre 0,40 m de la canalisation rue George Sand (SAN010) avant augmentation du diamètre à 0,80 m rue des Clauses puis rétrécissement du diamètre à 0,50 m.
- Ruptures de pente identifiées, voire même contre-pente rue des Muriers ou rue de Sévigné (profil A) ou chemin de Carraud (profil D).

De manière générale, la saturation du réseau est atteinte dès l'occurrence 5 ans, avec des débits maximums dans le réseau de l'ordre de 0,2 m³/s. L'influence de la condition à l'exutoire est nulle, en partie à cause de l'inversion de pente dans le dernier tronçon.

Des débordements du réseau en surface sont à prévoir rue George Sand.

4.4.3 BRANCHE Centre

Les bassins versants correspondants sont les BV 6a (1,87 m³/s), u2 (0,89 m³/s) et u3 (1,24 m³/s). Les profils en long suivants illustrent les résultats pour une crue 5 ans.

Les éléments notables sont les suivants :

- Dimensionnement cohérent d'amont en aval : à la condition impérative d'un ovoïde nettoyé des atterrissements constatés actuellement. La mise en charge observée actuellement peut être une conséquence directe des dépôts d'origine pluviale observés. Cela peut aussi provenir d'une pente plus faible du réseau sur cette zone (partie aval).
- Problème de connexion entre le dessableur et l'ovoïde (chute importante et connexion « en coudes »).

De manière générale, la saturation du réseau est atteinte dès l'occurrence 5 ans en amont et 10 ans sur la partie aval, avec des débits maximums dans le réseau de l'ordre de 1,6 m³/s.

L'influence de la condition à l'exutoire (niveau haut de la Poudre) se ressent jusqu'à la Poste (400 m environ).

Des débordements du réseau en surface sont à prévoir rue du Moulin dès 10 ans.

T 2 ans	Réseau en charge sur la partie amont.
T 5 ans	Réseau en charge sur la partie amont.
T 10 ans	Réseau intégralement en charge. Débordements à partir de la rue du Moulin.
T 100 ans	Réseau intégralement en charge. Débordements à partir de la rue du Moulin + sortie du dessableur.

Tableau 19 : Résultats de simulation du réseau MOUSE – branche Centre

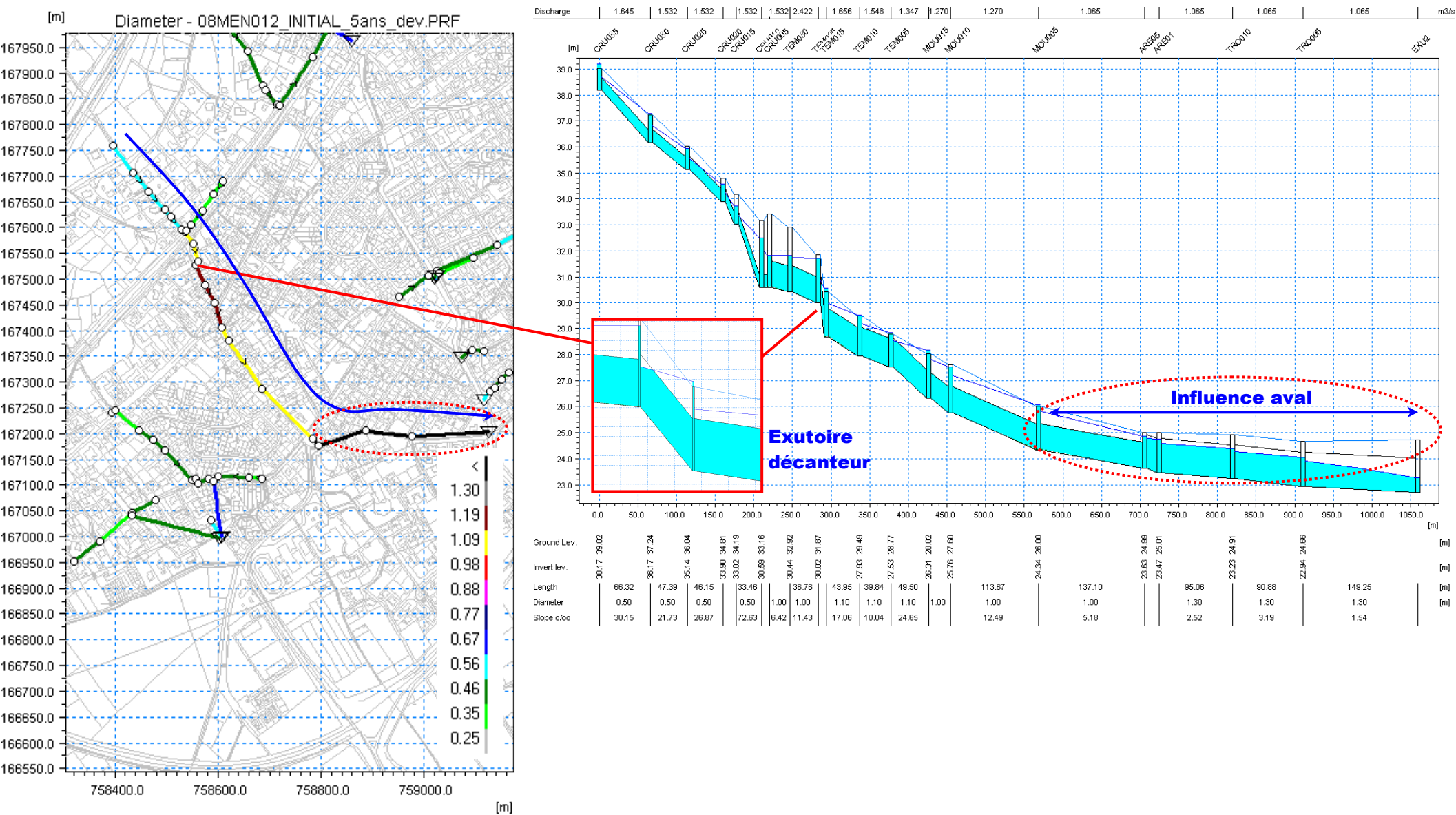


Figure 27 : Résultats BRANCHE Centre – 5 ans.

4.4.4 BRANCHE Ouest

Les bassins versants correspondants sont les BV u8 (1,00 m³/s), u10 (1,22 m³/s) et u11 (1,49 m³/s). Les profils en long suivants illustrent les résultats pour une crue 5 ans.

Les éléments notables sont les suivants :

- Dimensionnement cohérent d'amont en aval sauf pour la rue de l'Aubépin (rétrécissement de 0,40 à 0,30 m) responsable de la mise en charge en amont ;
- Comme indiqué dans le diagnostic, une surverse a été aménagée au niveau du regard NIM005 (en tête du profil en long ci-après). Cette surverse en DN300 béton, raccorde le tronçon encore en service de l'ancienne galerie au réseau de la rue de la plaine via le regard PLA035.

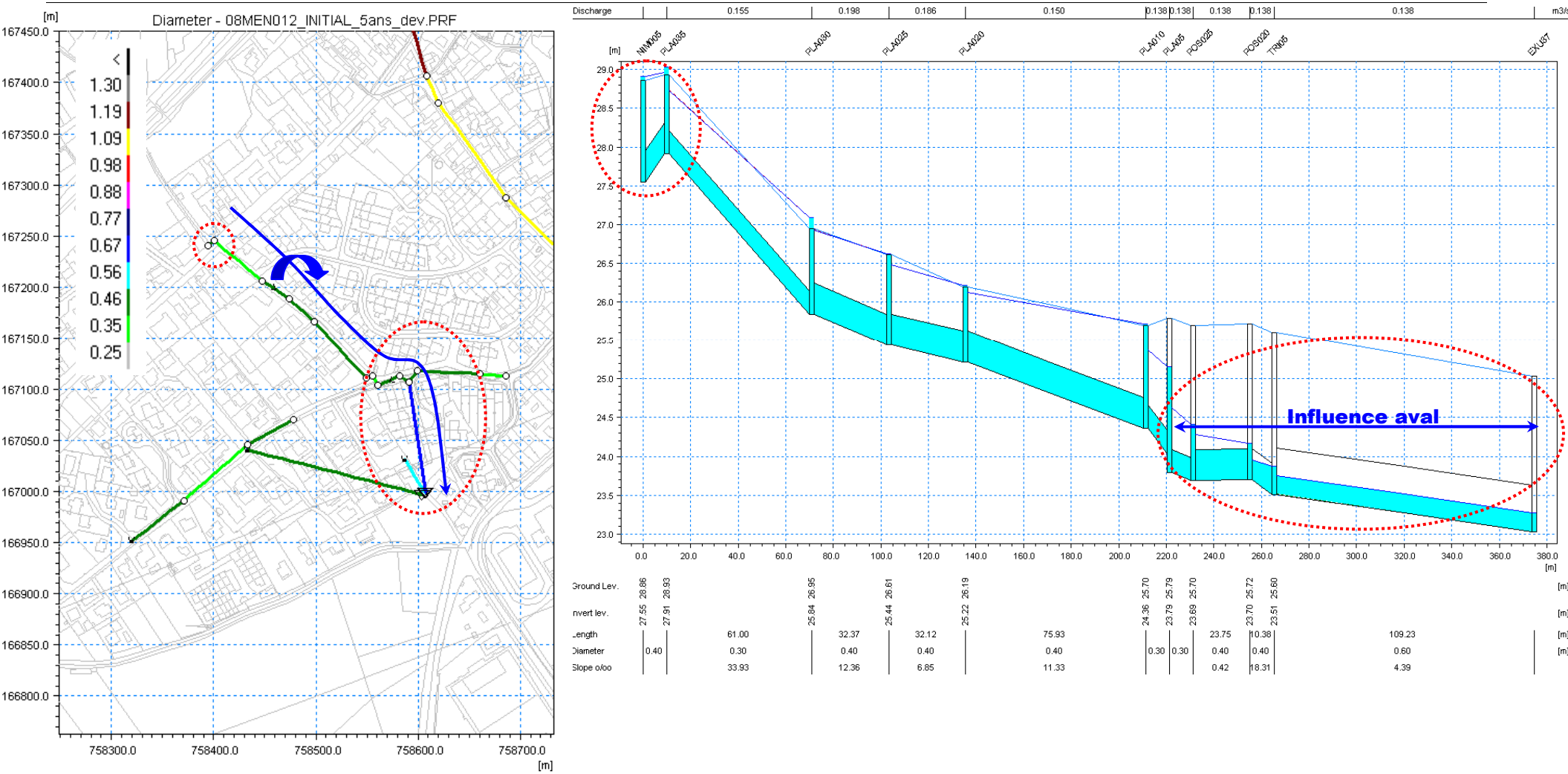
De manière générale, la saturation du réseau est atteinte dès l'occurrence 5 ans en amont, avec des débits maximums dans le réseau de l'ordre de 0,2 m³/s. En raison de ces surverses, la partie en aval n'est jamais en charge (10 et 100 ans).

L'influence de la condition à l'exutoire se ressent jusqu'à l'intersection de la rue de la Poste et rue de la Plaine.

Des débordements du réseau en surface sont à prévoir rue de la Plaine et rue de l'Aubépin dès 5 ans.

T 2 ans	Réseau en charge sur la partie amont.
T 5 ans	Réseau en charge sur la partie amont. Débordements rue de la Plaine et rue de l'Aubépin
T 10 ans	Mêmes remarques que T 5 ans
T 100 ans	Mêmes remarques que T 5 ans

Tableau 20 : Résultats de simulation du réseau MOUSE – branche Ouest.



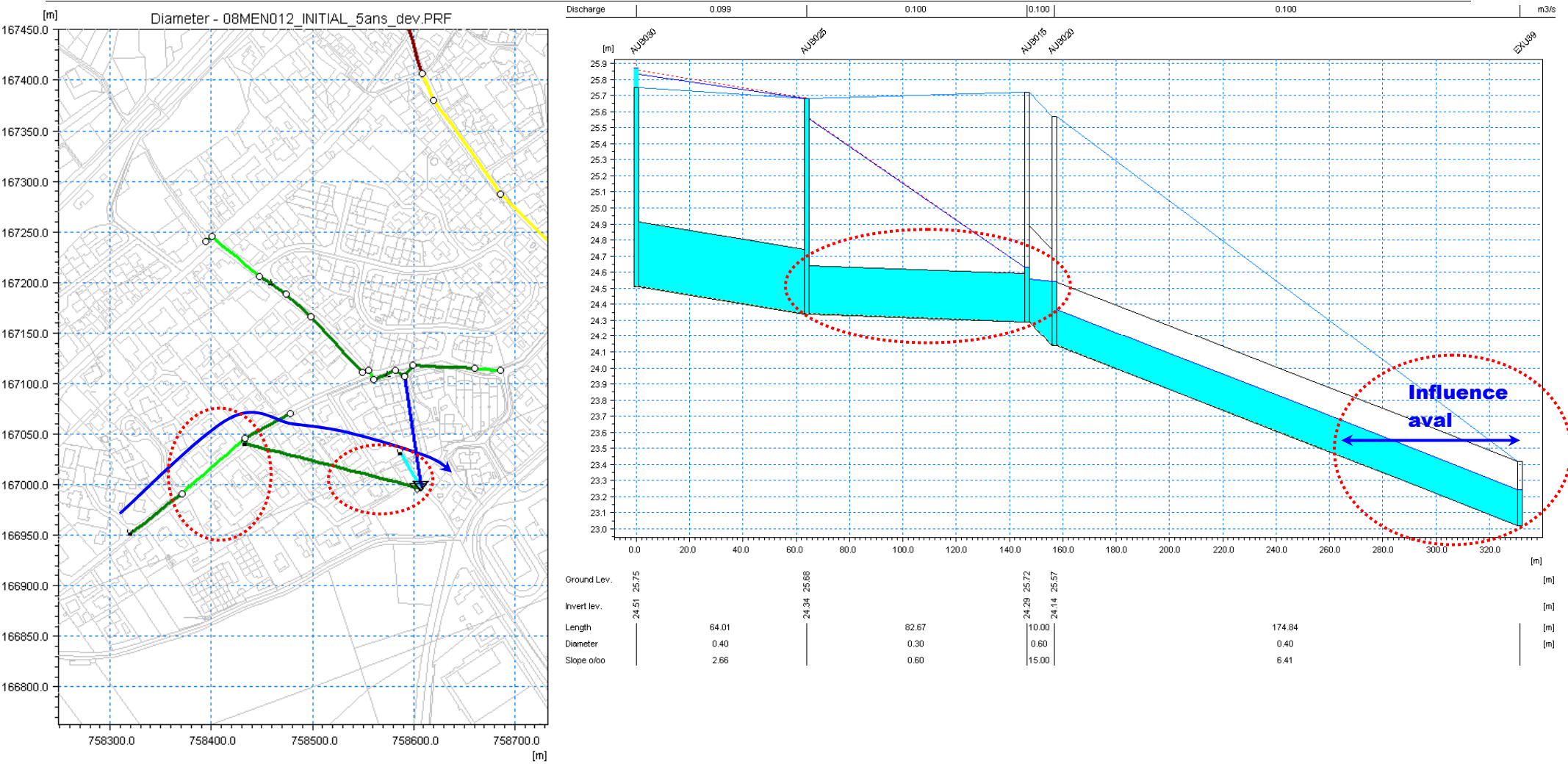


Figure 28 : Résultats BRANCHE Ouest – 5 ans.

4.5 Modélisation à surface libre : résultats

4.5.1 Hypothèses

Le réseau pluvial est considéré non saturé dans toutes les typologies de crues présentées ci-après. La condition aval du Vistre est considérée fixe à la valeur de septembre 2005.

Les débits de pointe d'entrée sur la Poudre sont ceux définis par EGIS au travers du programme CADEREAUX, c'est à dire représentatif de l'état « janvier 2008 » (hydrogramme SAFEGE abattu à la valeur 92 m³/s) pour l'événement centennal et état « 1988 ou naturel » pour la crue d'octobre 1988.

4.5.2 Crue 100 ans

L'analyse suivante est découpée en trois parties : les hauteurs maximales atteintes, la dynamique de crue et le fonctionnement des ouvrages majeurs.

Nota : Sur les figures, les réseaux superficiels sont représentés en bordeaux et le réseau pluvial en vert.

4.5.2.1 Hauteurs maximales atteintes

Les hauteurs d'eau observées sur la partie urbaine de Milhaud ne sont pas influencées pas l'inondation du lit majeur droit du Vistre.

L'observation des hauteurs d'eau maximales atteintes met en avant différents secteurs sur la commune de Milhaud. Ces secteurs sont le plus souvent exposés du fait d'une ligne de force en aval, et donc, d'un blocage des écoulements. On remarque aussi les niveaux d'eau atteints dans certaines rues de la commune, la largeur des voiries associée à un maillage particulier qui constitue un frein aux écoulements entraîne l'élévation du niveau d'eau lors du passage de la crue.

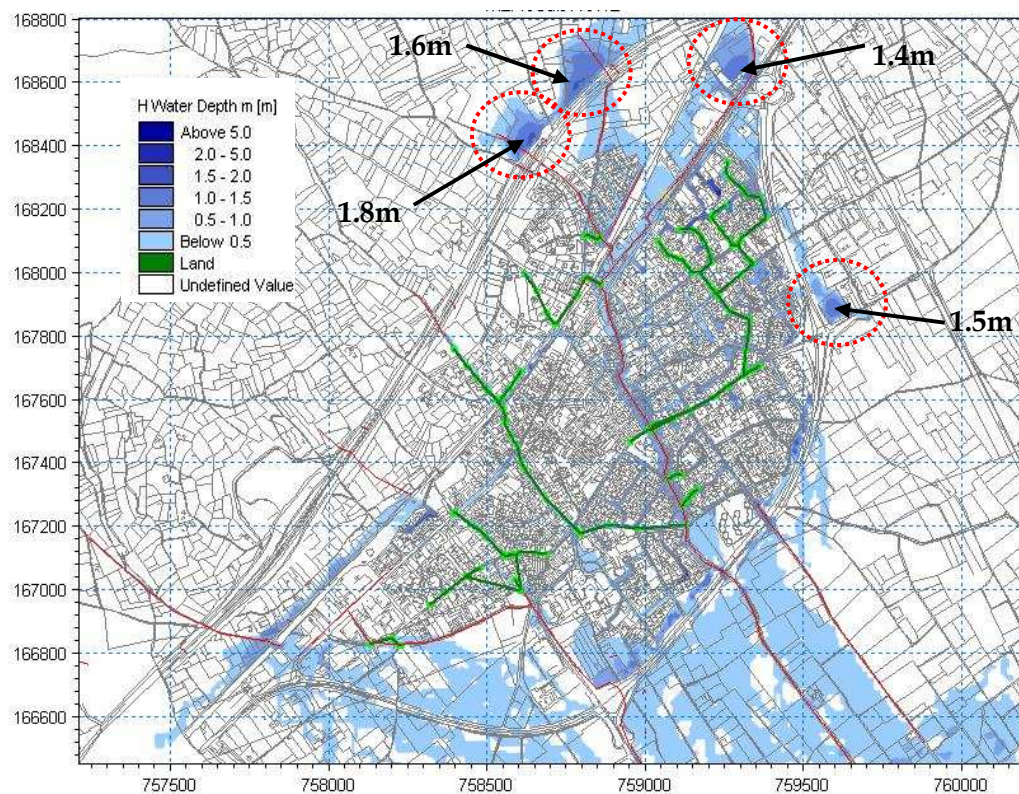


Figure 29 : Cartes des hauteurs maximales atteintes - crue 100 ans

Les quatre secteurs figurés sur la carte précédente sont plus sensiblement inondés que d'autres parties de la commune du fait de leur position, « en tête d'entonnoir », à l'aval du bassin versant et à l'amont immédiat d'un ouvrage limitant situé sur une ligne de force (voie SNCF, Autoroute...)

On peut enfin observer les niveaux d'eau sur la Pondere lors de l'événement centennial. Comme observé sur le plan de la ville, les débordements sont multiples en amont des différents ouvrages situés sur le cours d'eau.

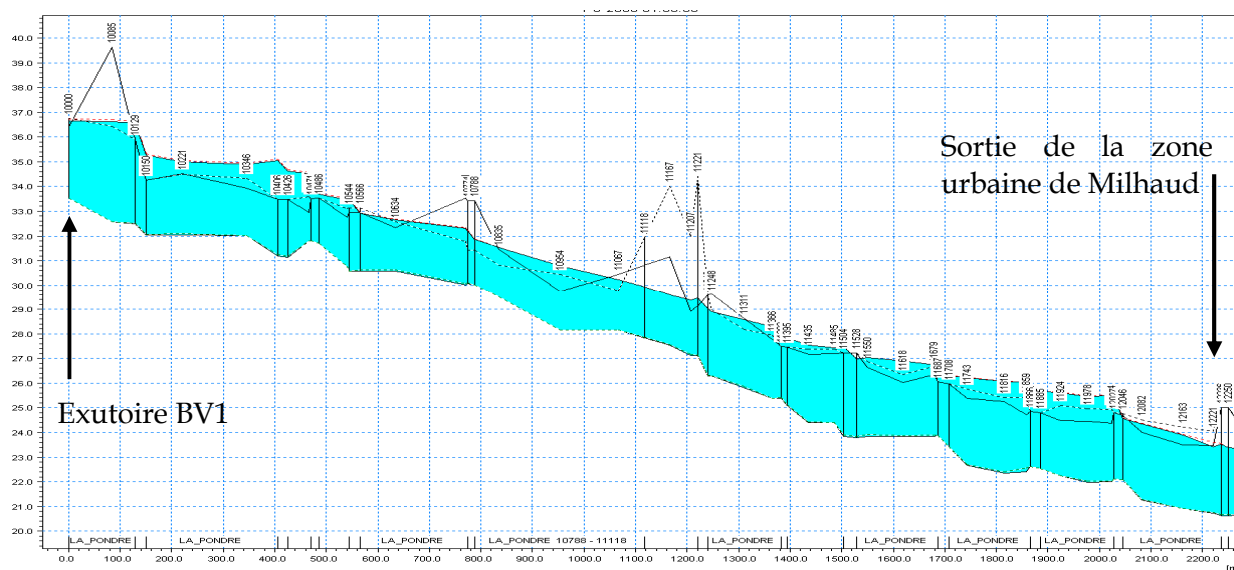


Figure 30 : Profil en long de la Pondere - Crue 100 ans

4.5.2.2 Dynamique de crue

La dynamique de la crue 100 ans est proche de celle décrite pour l'épisode de Septembre 2005.

Le premier débordement pour la Pondre est observé en rive droite, au niveau du rond point au Nord-Est de la zone urbaine pour un débit de 24 m³/s au droit du débordement. Les débordements successifs s'observent ensuite un peu plus amont au niveau de la voie ferrée lorsque le débit est de 35 m³/s. Enfin les débordements successifs s'observent vers l'aval à des intervalles de temps différents pour des débits différents. Notons que du fait des écrètements dus aux débordements le débit à l'aval d'un débordement peut être plus faible qu'à l'amont. De même une valeur donnée de débit est liée au lieu et au temps, celle ci n'est pas uniforme sur le cours d'eau.

On peut observer les débordements au niveau de la Pondre. (Les données de temps sont celles de la simulation pour un hydrogramme de 6h)

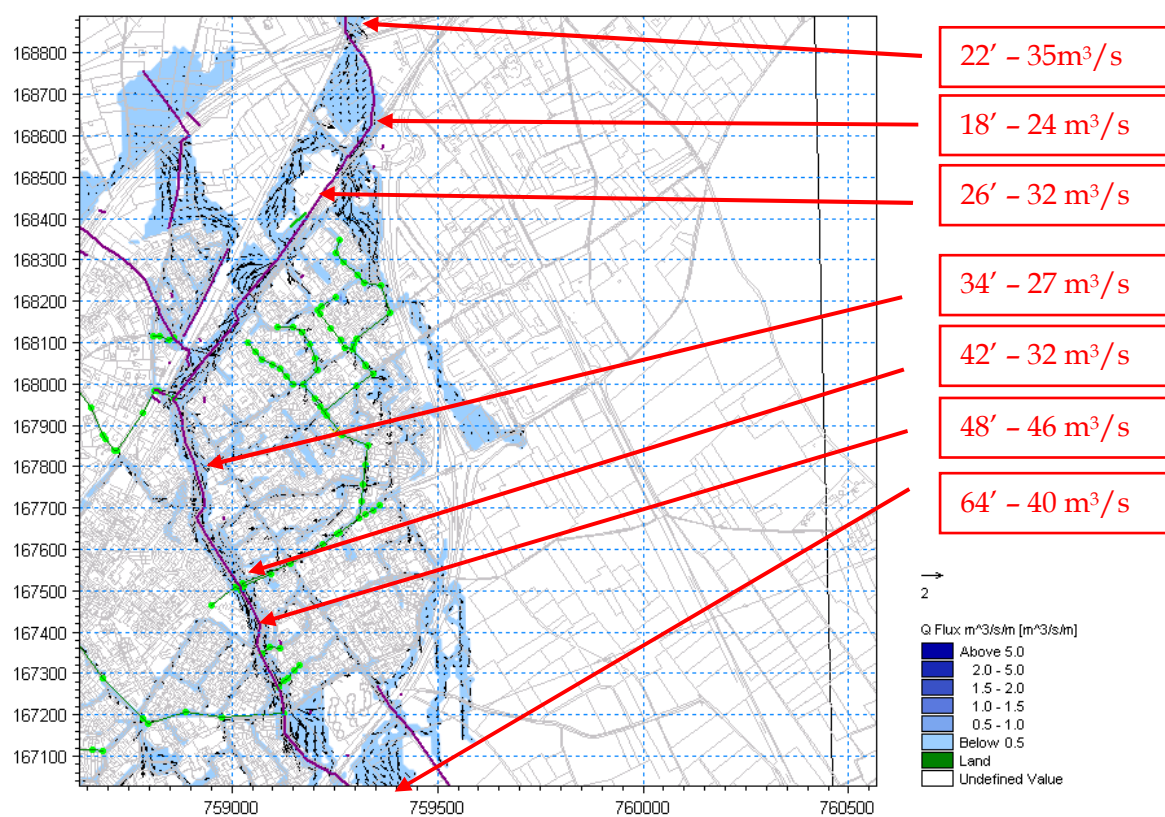


Figure 31 : Dynamique des débordements sur la Pondre - Crue 100 ans

Avant de s'intéresser à la dynamique générale de propagation des écoulements, il peut être intéressant d'observer les chemins préférentiels d'écoulements des eaux issues des débordements ou des blocages.

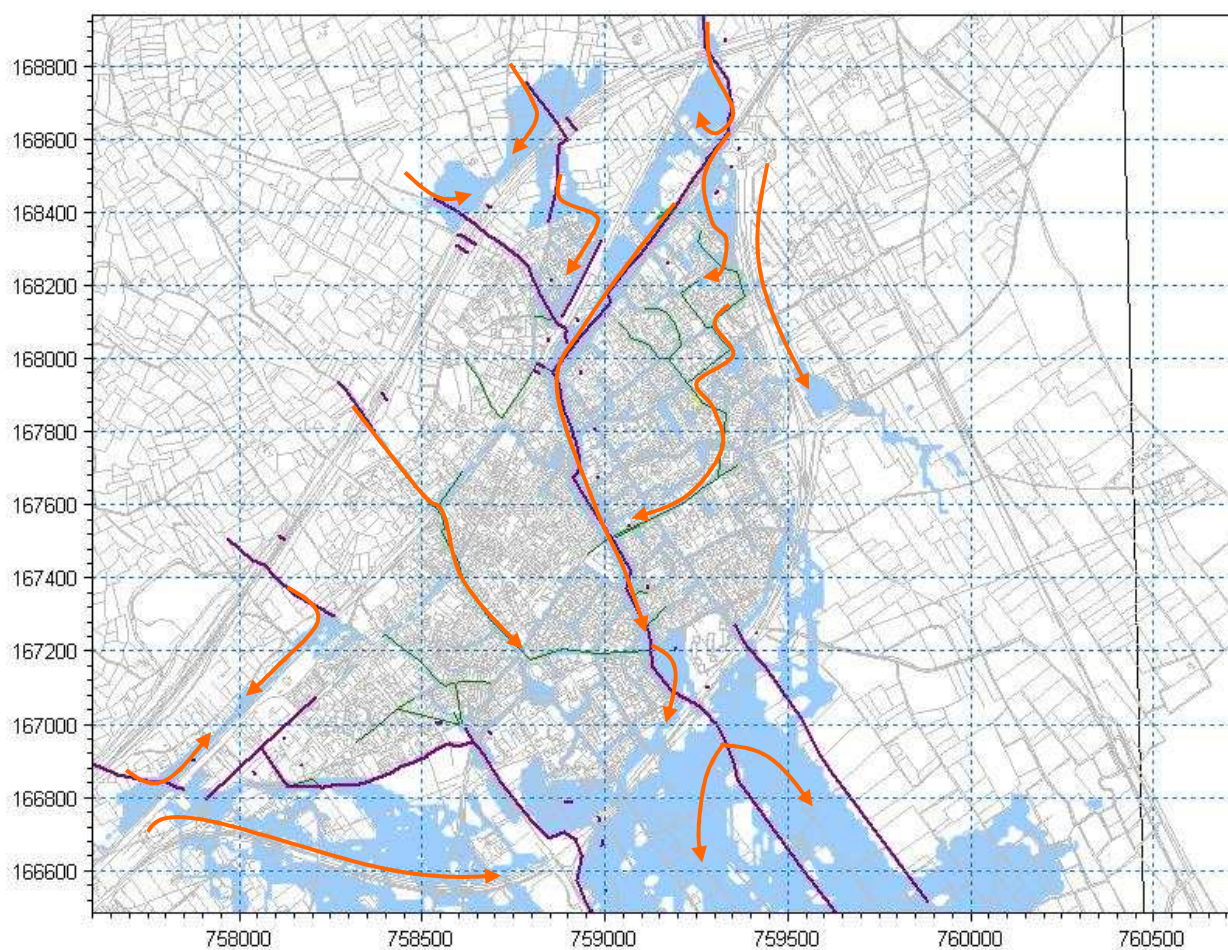


Figure 32 : Schéma de la dynamique générale des débordements

On peut mieux cerner les enjeux de cette dynamique secteur par secteur :

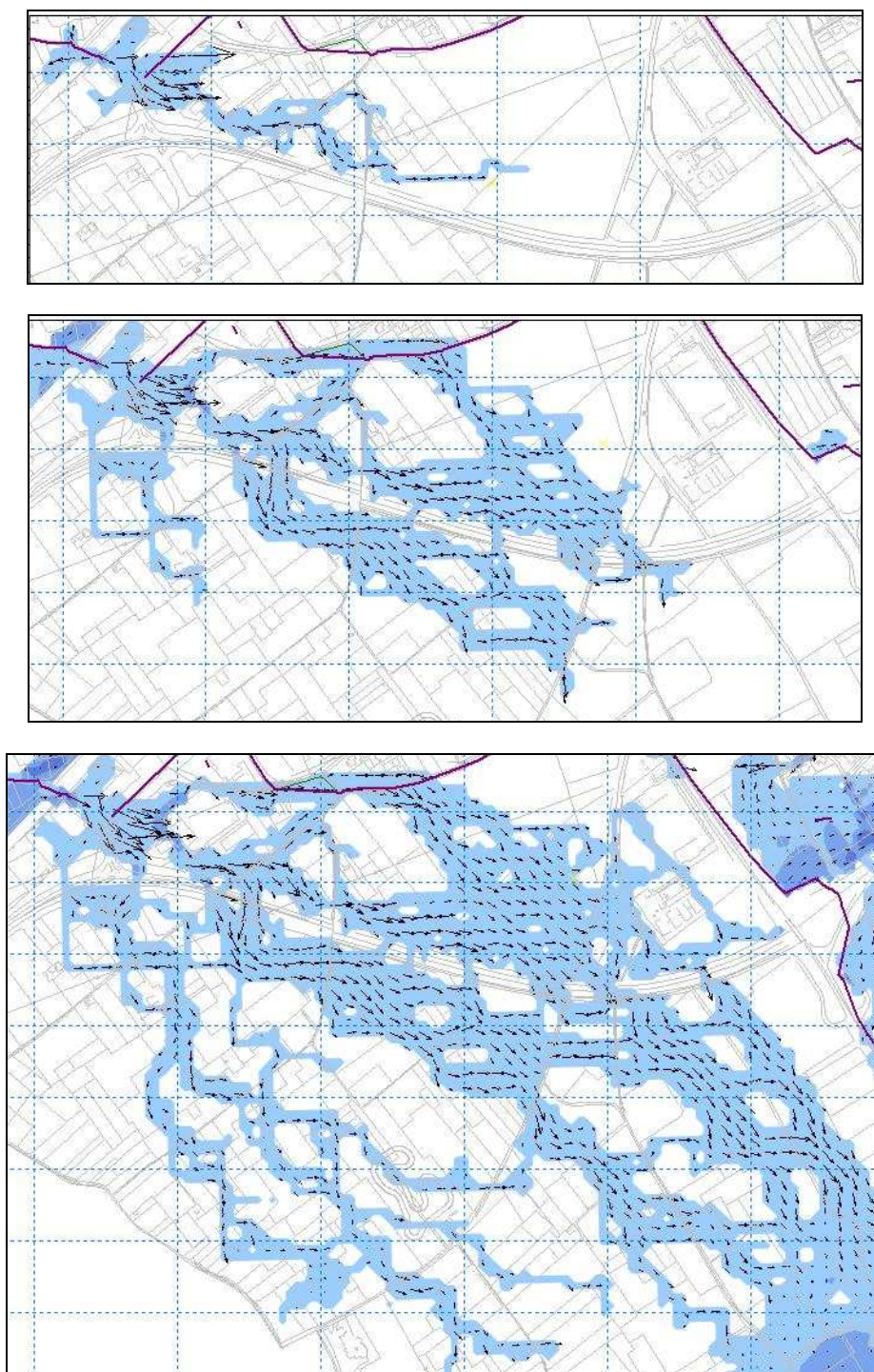


Figure 33 : Dynamique de la crue 100ans - secteur Sud

On observe bien le sens des écoulements lié à la topographie du lieu. On observe différents débordements par dessus la RN 113.

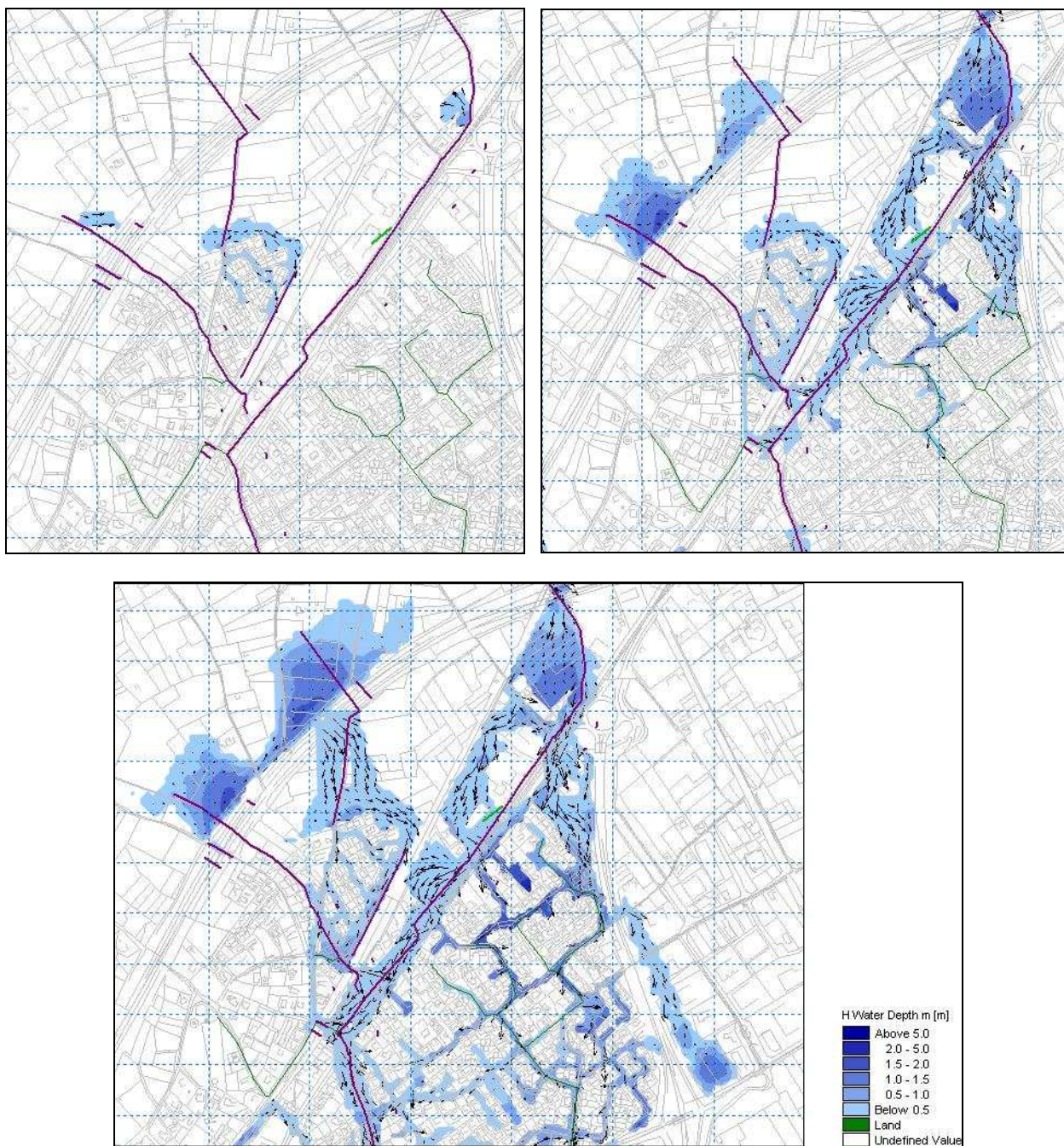


Figure 34 : Dynamique de la crue 100 ans - Secteur Nord-Est

On observe nettement les débordements et blocage (au Nord) responsables de l'élévation du niveau d'eau sur la commune. Les écoulements empruntent aisément les voiries avant de retourner vers la Poudre.

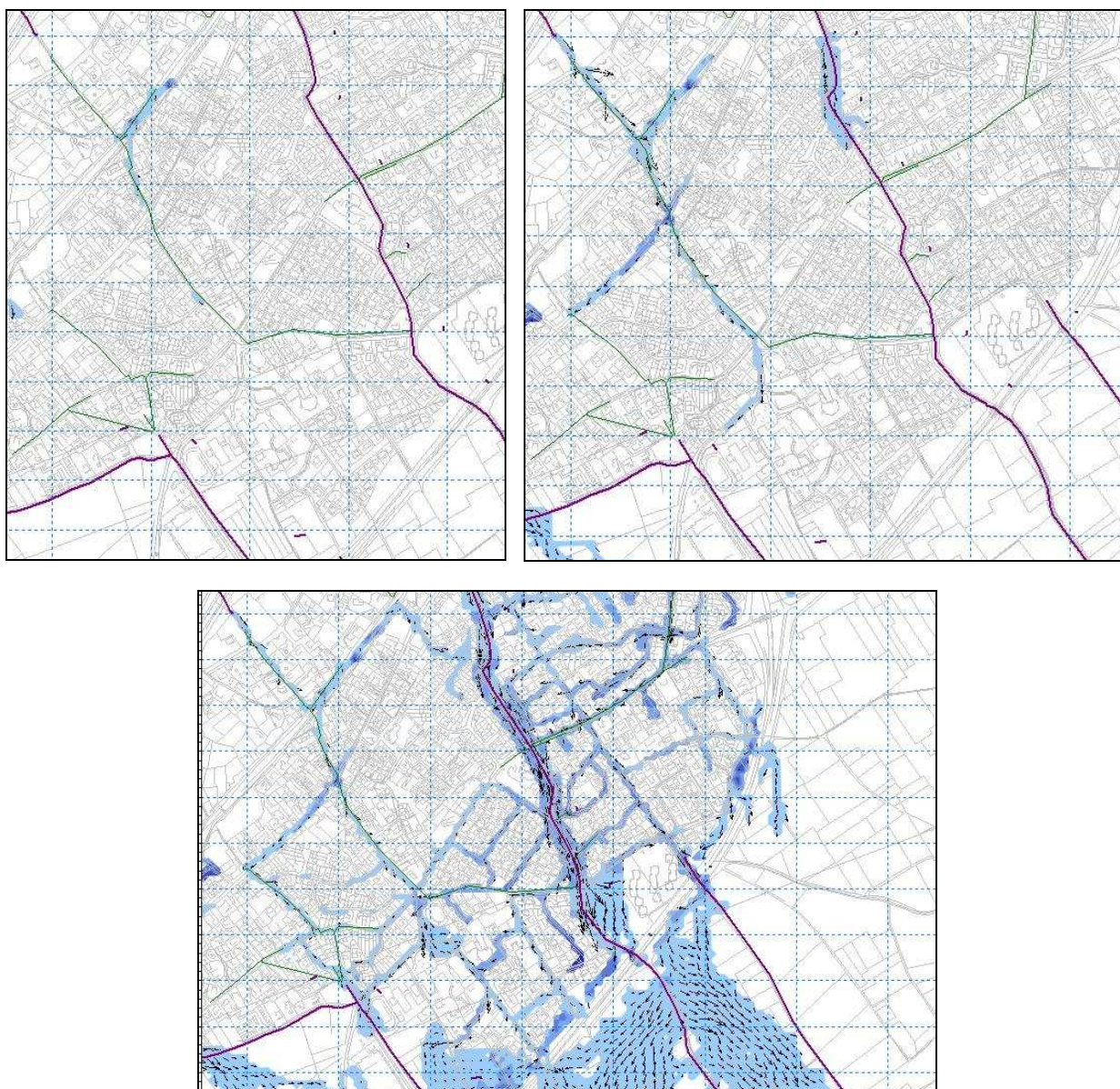


Figure 35 : Dynamique de la crue 100 ans - Secteur Centre-Sud

Là encore la rue des Cèdres et la rue Georges Brassens jouent le rôle de vecteur des écoulements. Plus tard dans la crue on observe l'importance de la Pondre dans les phénomènes hydrauliques, ses débordements viennent rejoindre l'écoulement sur les voiries vers l'Ouest.

4.5.2.3 Fonctionnement des ouvrages

Comme nous venons de le voir jusqu'à présent, les ouvrages hydrauliques présents sur la commune sont des « acteurs » importants des inondations sur Milhaud. Afin de mieux cerner les ouvrages clés, l'analyse suivante permet d'en expliciter leur fonctionnement (écrêtement, capacité des fossés...)

4.5.2.3.1 Ouvrages hydrauliques (hors Pondre)

Les ouvrages hydrauliques situés au Nord de la zone d'étude sont limitant et entraînent des débordements, visibles sur le rendu de la modélisation hydraulique :

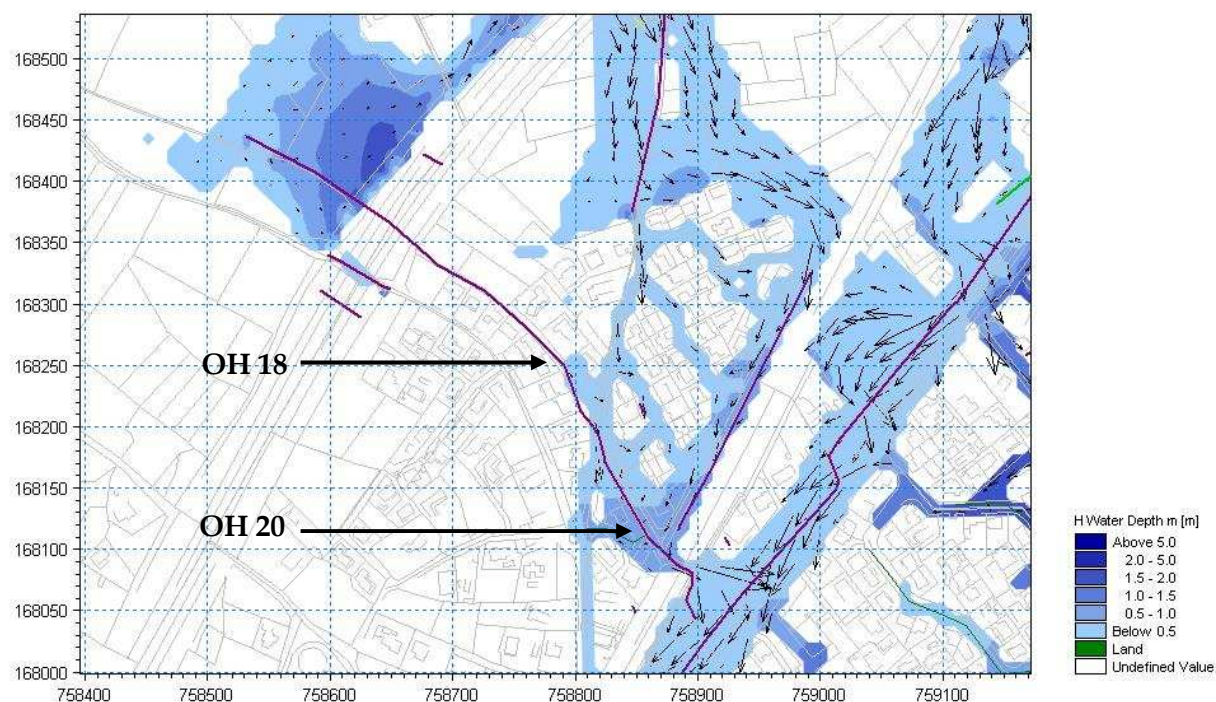
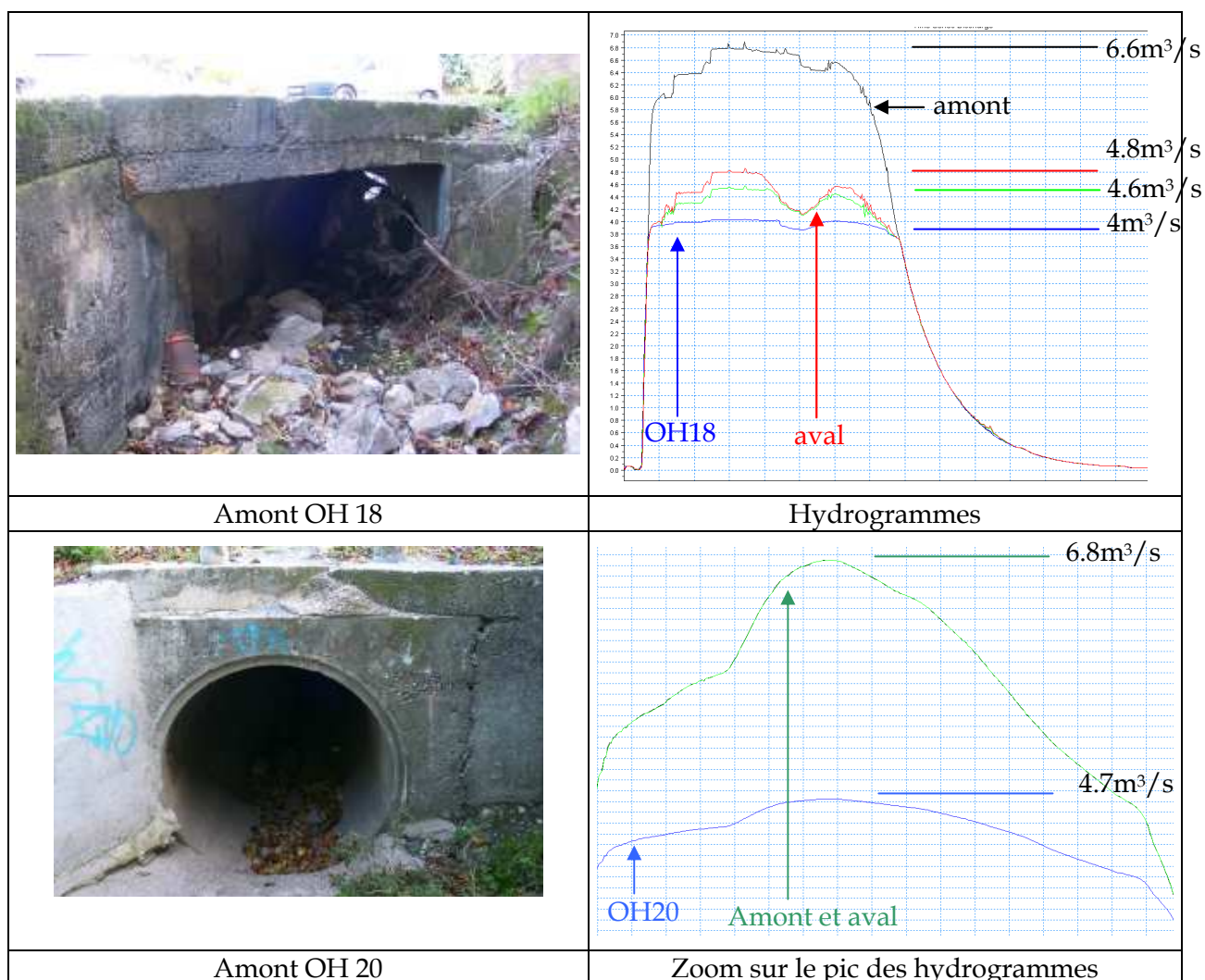


Figure 36 : Localisation de deux ouvrages limitant au Nord de la zone d'étude

Leurs caractéristiques sont telles que le débit en entrée est trop important face à la capacité de l'ouvrage :



On observe aussi un débordement par dessus l'autoroute pour l'épisode 100ans. Ce débordement est lié à la saturation de l'ouvrage n° 15. Cet ouvrage sature à 5.2 m³/s alors que la pointe du débit centennal à l'entrée de l'ouvrage est d'environ 11m³/s. Les débordements sont de l'ordre de 1.5 m³/s pour un débit à l'aval de l'ouvrage de 6.7 m³/s. Ce phénomène entraîne le stockage des eaux en amont de l'autoroute.

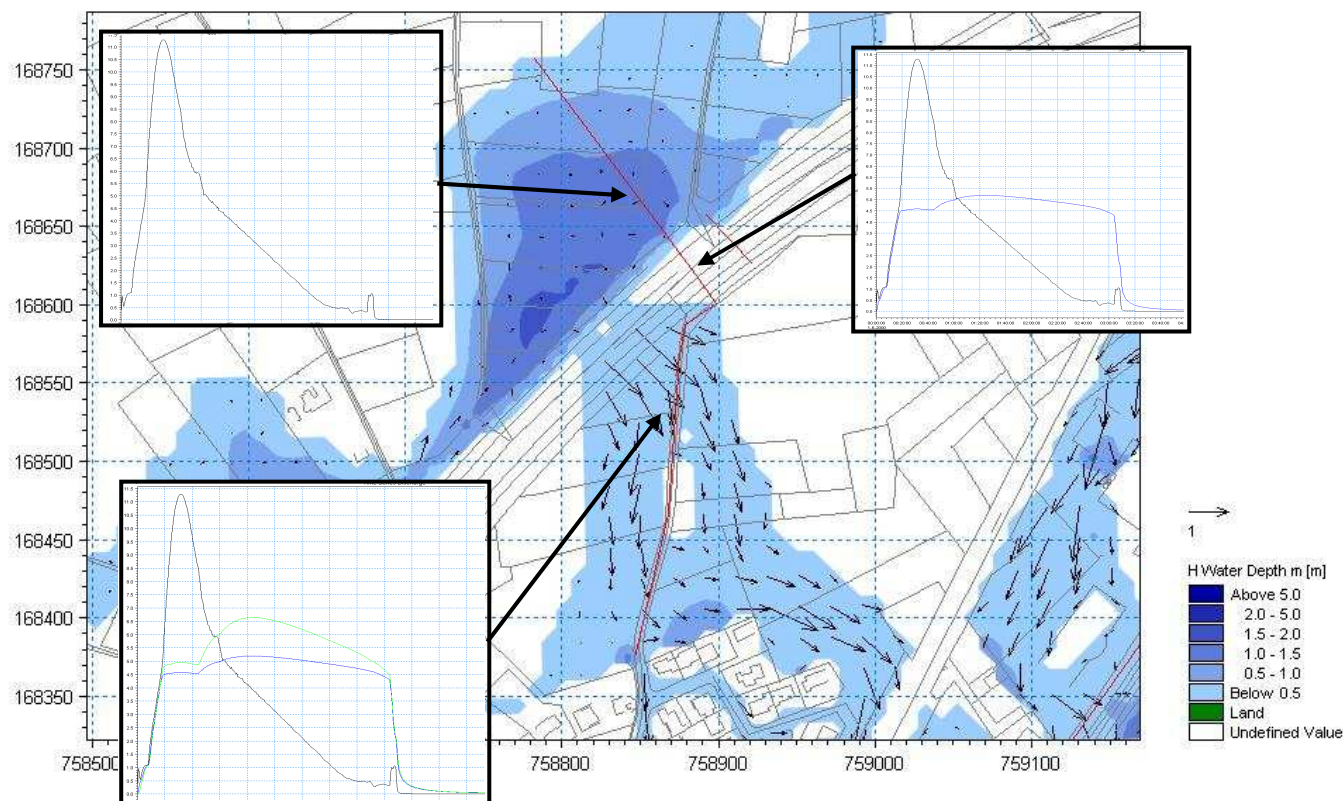


Figure 37 : Hydrogrammes de la crue en divers endroits du cours d'eau

Enfin, au Sud de la commune, au niveau de la bretelle d'autoroute, les ouvrages sont limitants, et, la zone étant en cuvette, les eaux se stockent en amont.

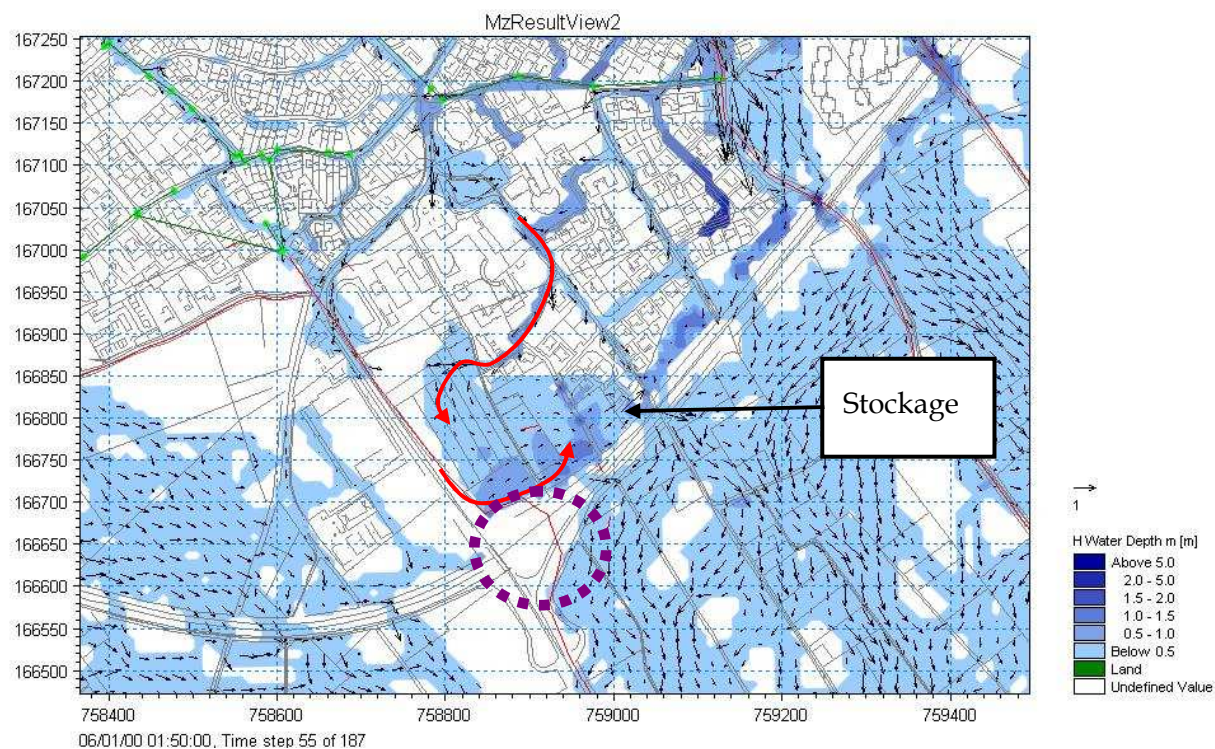


Figure 38 : Ouvrages hydraulique de la bretelle d'autoroute - Sud de la commune

La relation liant le débit Q à la hauteur d'eau dans les ouvrages est de la forme suivante :

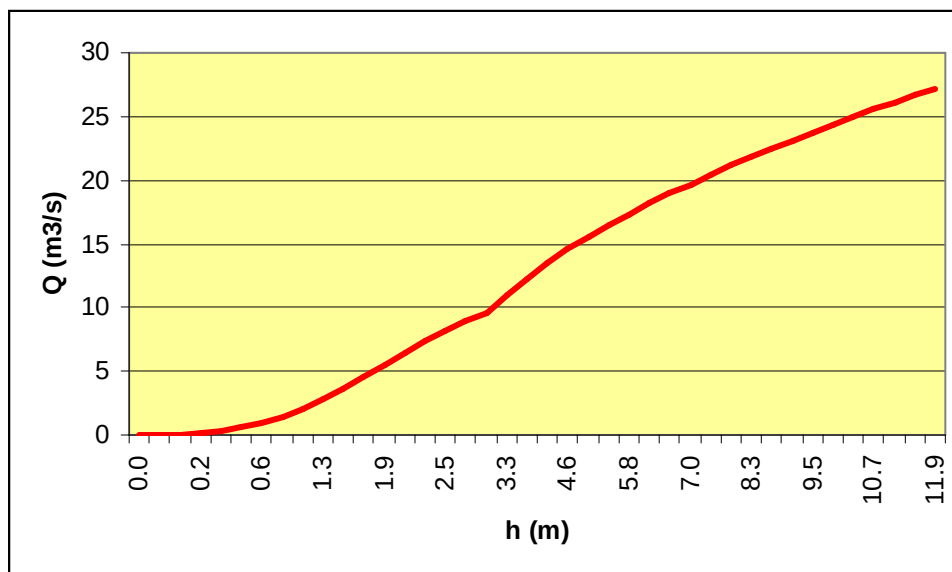


Figure 39 : Relation Q/h des ouvrages de la bretelle d'autoroute

Les débits sont trop faibles par rapport aux hauteurs d'eau, ce qui entraîne des débordements sur la zone d'environ 1m.

4.5.2.3.2 Ouvrages hydrauliques de la Pondre

Comme nous avons pu l'observer dans l'analyse de la dynamique de la crue, les ouvrages sur la Pondre ont un rôle essentiel dans l'écrêtement et les débordements. Le tableau qui suit reprend les ouvrages situés sur le cours d'eau, d'amont en aval, suivant la dénomination utilisée pour la topographie et la construction du modèle :

Ouvrage	État	Débit de pointe dans l'ouvrage	Volume centennal transité dans l'ouvrage	Ecrêtement centennal ou surverse (en débit)
OH1	En charge	54 m³/s	600 000 m³	E - 3 m³/s
OH2	En charge	13.5 m³/s	200 000 m³	S - 17 m³/s
OH3	En charge	34 m³/s	450 000 m³	S - 6 m³/s E - 6 m³/s
OH4	En charge	53 m³/s	580 000 m³	S - 1 m³/s
OH5	Surface libre	19 m³/s	300 000 m³	
OH7	Surface libre	61 m³/s	630 000 m³	
OH8	En charge	19 m³/s	300 000 m³	S - 9 m³/s E - 6 m³/s
OH9	En charge	36 m³/s	480 000 m³	E - 5 m³/s
OH10	En charge	18 m³/s	300 000 m³	S - 8 m³/s E - 9 m³/s
OH11	En charge	17 m³/s	260 000 m³	S - 10 m³/s E - 12 m³/s
OH12	En charge	24 m³/s	360 000 m³	S - 6 m³/s E - 8 m³/s
OH13	Surface libre	85 m³/s	900 000 m³	

Tableau 21 : Récapitulatif du fonctionnement des ouvrages de la Pondre – Crue 100 ans

4.5.2.4 Cartographie

L'ensemble des cartographies est disponible en annexe avec une meilleure résolution.

Les cartographies seront complétées ultérieurement grâce à la modélisation qui sera effectuée sur la commune voisine de Bernis.

A noter également qu'une demande de données sur les zones inondables produites par le programme Cadereaux par la Ville de Nîmes est en cours, afin de compléter les informations à l'extrême Est de la commune.

4.5.2.5 Le vallon de Larguière

Comme vu dans la partie du rapport traitant du calage, le vallon de Larguière a fait l'objet d'un choix particulier pour l'injection du débit. Ce choix sera complété avec la modélisation des

écoulements sur la commune de Bernis. On peut toutefois observer les caractéristiques de l'ouvrage situé à l'aval du vallat :

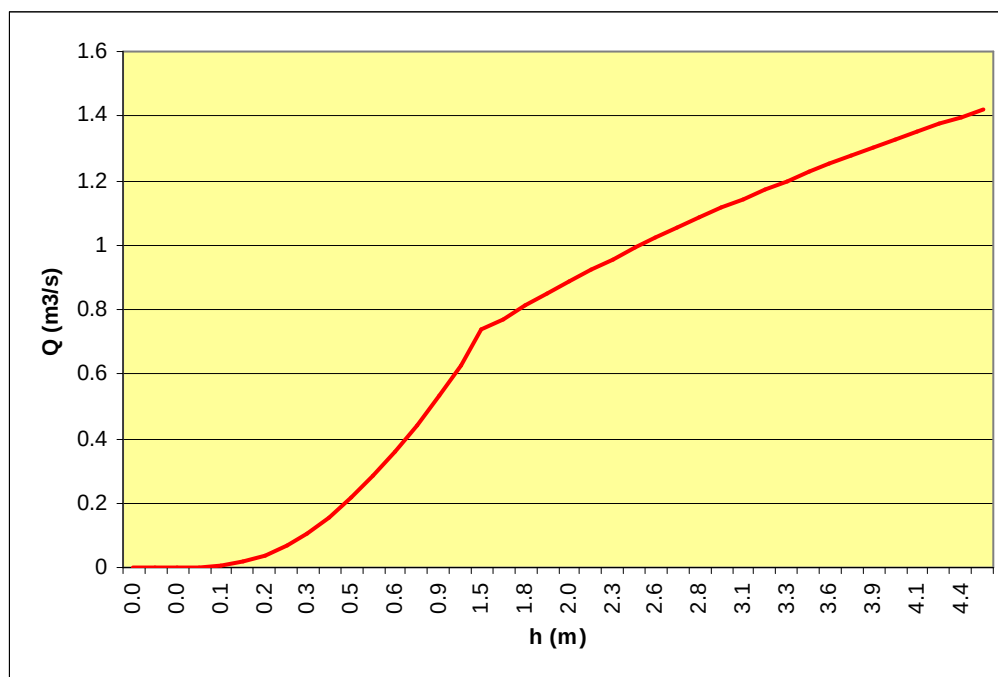


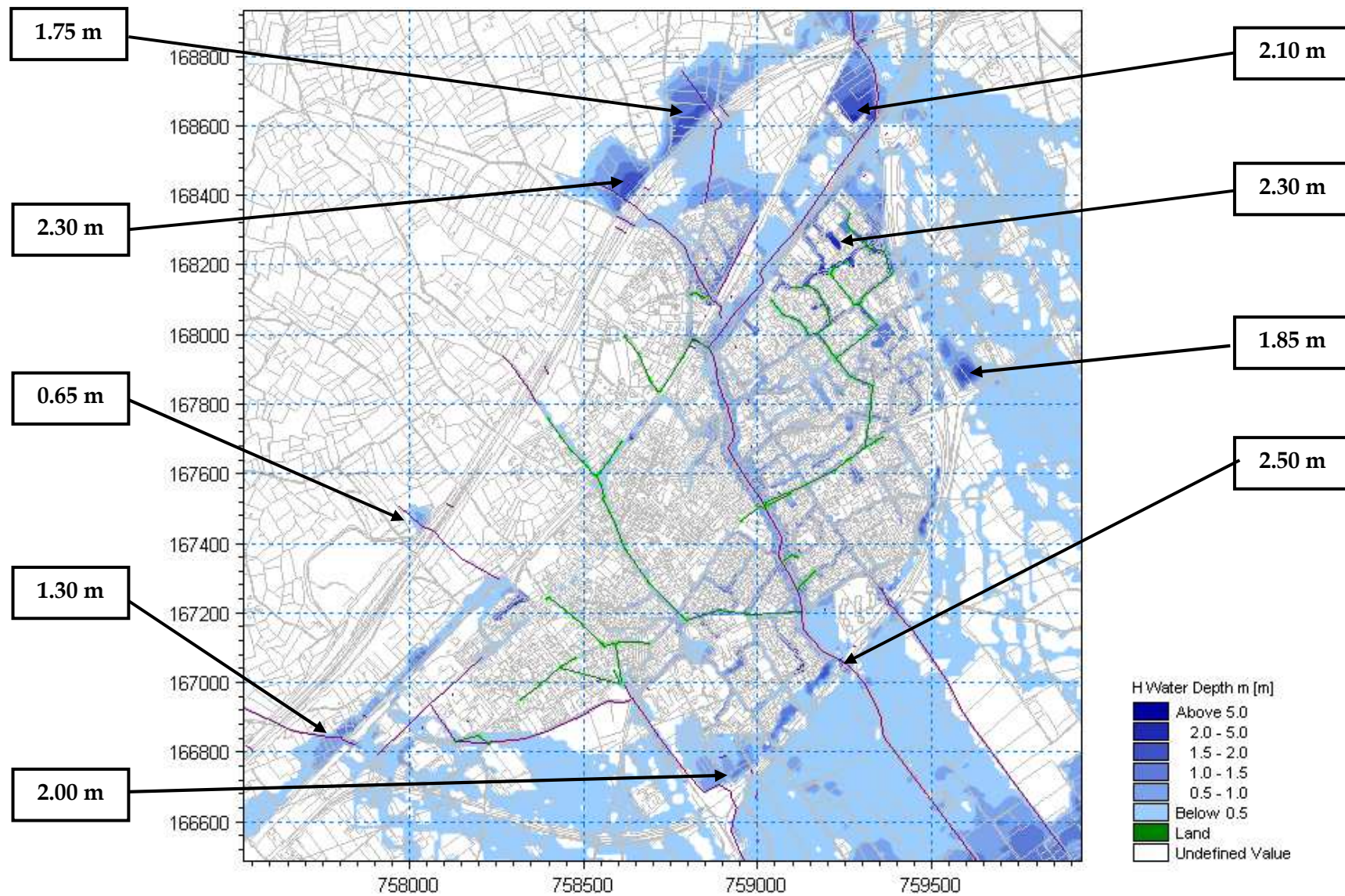
Figure 40: Caractéristiques de l'ouvrage 24 du vallat de Larguière

4.5.3 Crue d'octobre 1988

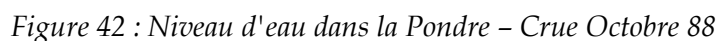
Les données de la crue de 1988 ont été obtenues par application de la méthode du réservoir linéaire. L'analyse de cette modélisation suit la construction de l'étude de la crue 100 ans.

4.5.3.1 Hauteurs maximales atteintes

Les observations effectuées pour la crue 100 ans sont similaires à celles de la crue Octobre 1988. Au vu des hauteurs d'eau atteintes, l'épisode 1988 est supérieur à 100 ans, les zones remarquées précédemment le sont encore avec des niveaux d'eau supérieurs :



Enfin, on peut observer les niveaux d'eau dans la Pondre. Les débordements sont les plus importants des différentes simulations et interviennent sur chaque secteur du cours d'eau. On retrouve cette observation sur la grille avec les débordements en rive droite et en rive gauche.



Le comportement de la cure d'Octobre 1988 est similaire à celui observé pour la crue 100 ans.

On peut noter différents points intéressants sur la Pondre :

- Les débordements constatés en rive gauche de la Pondre avant le rond point situé au Nord Est de la zone urbaine ne retrouvent pas la Pondre et aboutissent dans les eaux du Vistre avec les eaux issues de la submersion de la RN 113 :

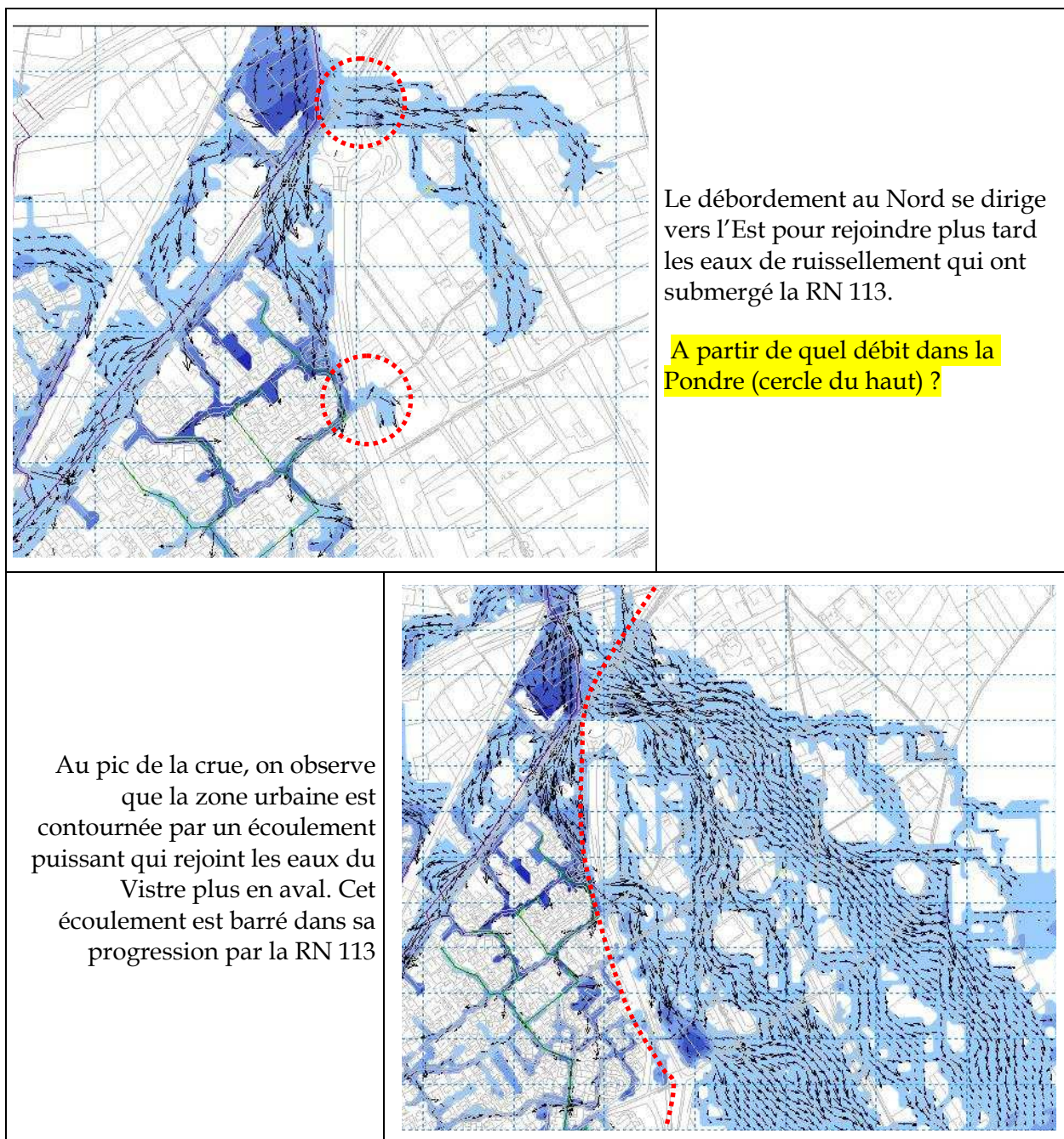


Figure 43 : Dynamique de la crue à l'Est de la zone urbaine – Octobre 1988

- Dans la zone urbaine, les écoulements se font de la Pondre vers la Pondre en empruntant les rues de la commune. La seule observation contraire est la submersion de la RN113 que nous venons de voir.

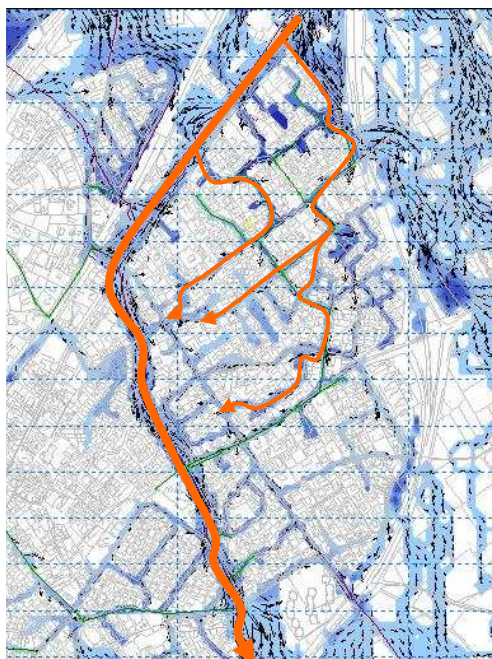


Figure 44 : Réalimentation de la Pondre par les eaux de débordement - Crue Octobre 1988

- L'autoroute, la voie ferrée et la RN 113 constituent des lignes de force pour les écoulements. La crue d'Octobre 1988, bien qu'historique, est structurée par ces ouvrages :

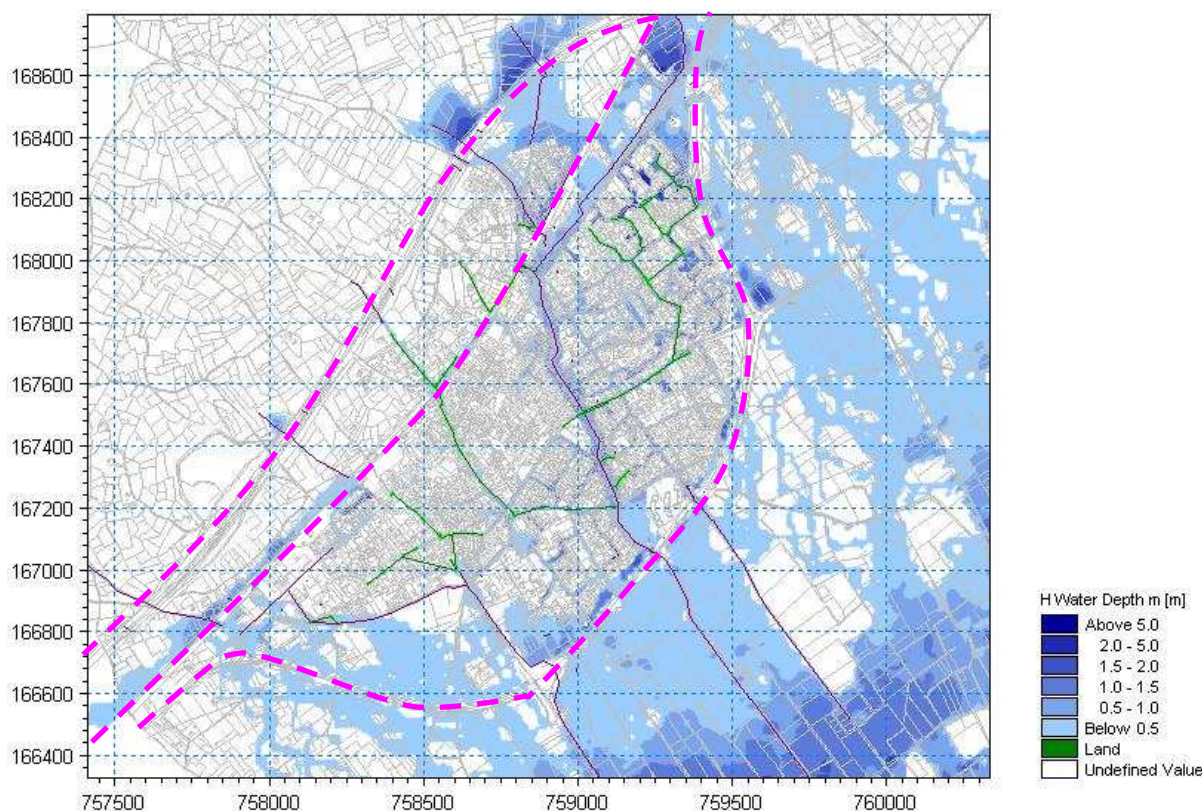


Figure 45 : Lignes de force des écoulements pour la crue d'Octobre 1988

4.5.3.3 Fonctionnement des ouvrages

Encore plus que pour la crue 100 ans modélisée et étudiée précédemment, les ouvrages sont très fortement sollicités par la crue d'Octobre 1988. Outre les débordements liés à la seule hauteur des berges, les ouvrages sont responsables d'autres débordements et de la création de zone de rétention.

4.5.3.3.1 Ouvrages hydrauliques (Hors Pondre)

Comme pour la crue 100 ans, l'ouvrage 18, au Nord de la zone d'étude entraîne un débordement en rive droite, en écrêtant le débit reçu (à l'amont, les 3 pics valent 4.4 m³/s, 3.2 m³/s et 3.8 m³/s, alors qu'à l'aval, le maximum est à 2.4m³/s, sans le premier pic) :

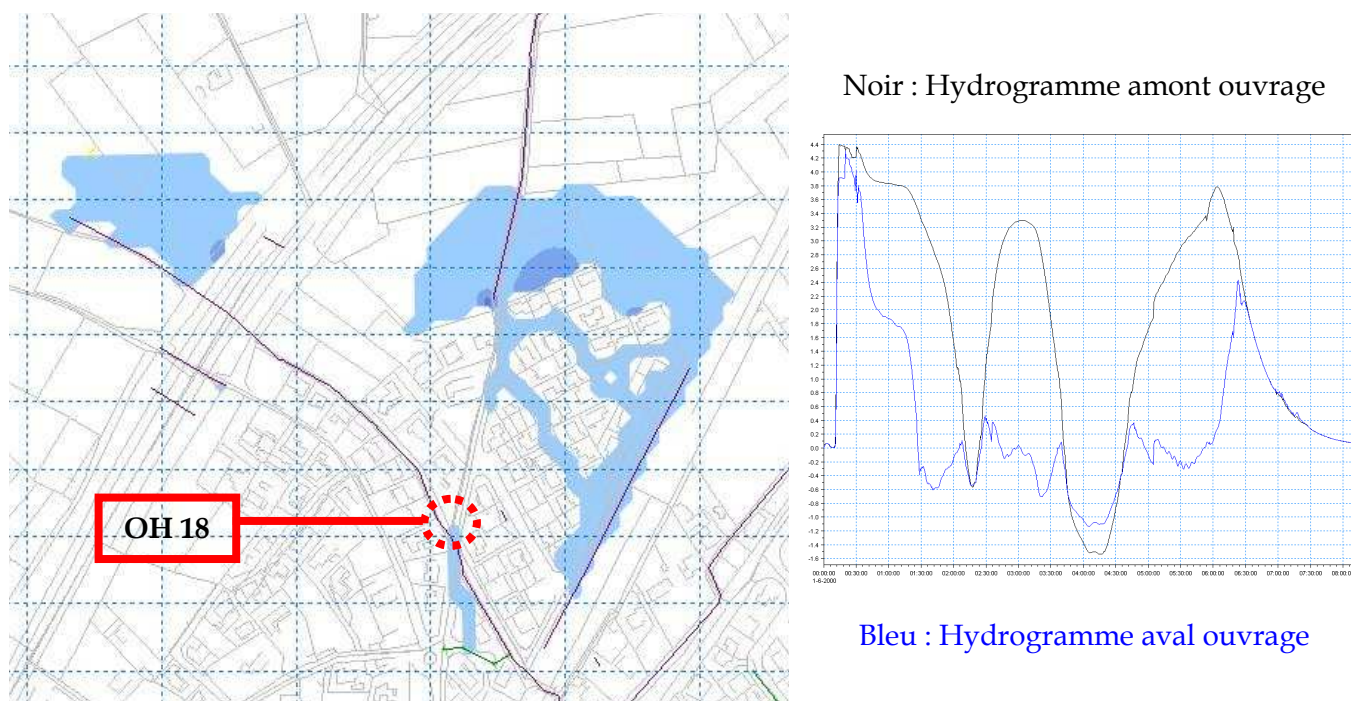


Figure 46 : Ecrêtement par l'ouvrage 18 pour la crue d'Octobre 1988

On peut aussi observer les ouvrages 15 et 17, déjà identifiés pour la crue 100 ans, et dont l'impact est la création d'une zone de rétention en amont de l'autoroute :

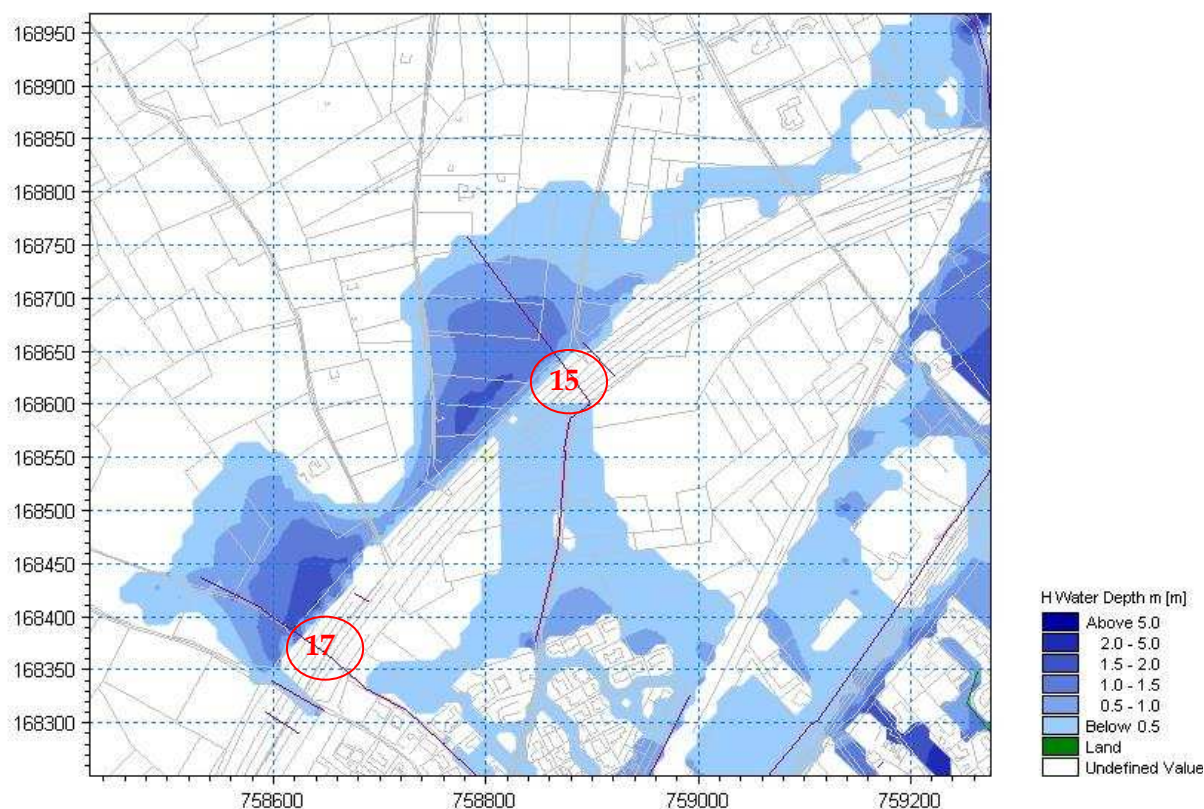


Figure 47 : Création de zones de stockage en amont de l'autoroute - crue Octobre 1988

Pour la crue d'Octobre 1988, l'impact est plus fort. Pour s'en rendre compte, il est intéressant de comparer les hydrogrammes amont et aval de ces deux ouvrages :

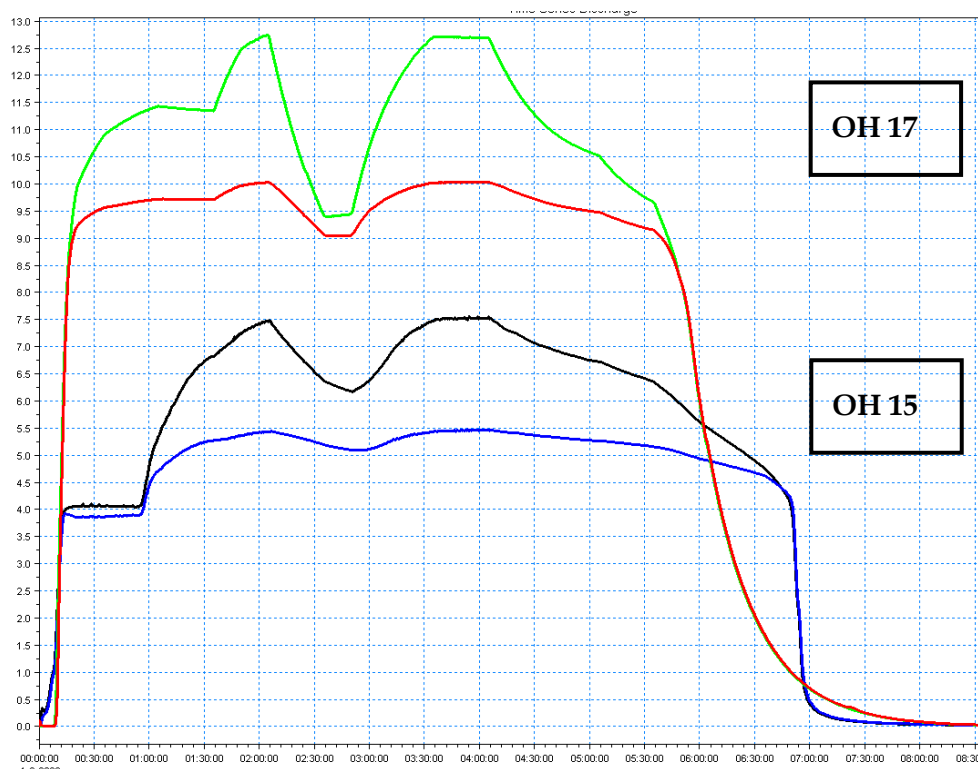


Figure 48 : Hydrogrammes amont et aval des OH 15 et 17 - Crue Octobre 1988

On constate que les deux ouvrages arrivent rapidement à saturation (courbes bleues et rouges) par rapport aux hydrogrammes d'entrée (courbes noires et vertes). L'ouvrage 15 sature à 5.5

m³/s alors que l'ouvrage 17 a une capacité presque double (10 m³/s). On peut noter, en revanche, que les deux ouvrages ont le même impact en matière de volume retenu. Chaque ouvrage entraîne le stockage d'environ 30 000 m³ en amont de l'autoroute.

4.5.3.3.2 Ouvrages hydrauliques de la Pondre

La Pondre voit transiter dans son cours des débits importants. Elle est le chemin préférentiel d'écoulement des crues, par conséquent les ouvrages qui y sont situés sont fortement sollicités. A l'instar du tableau de la crue 100 ans, un tableau similaire est dressé pour la crue d'octobre 1988.

Ouvrage	Etat	Débit de pointe dans l'ouvrage	Volume centennal transité dans l'ouvrage	Ecrêtement ou surverse (en débit)
OH1	En charge	58 m ³ /s	1 450 000 m ³	18 m ³ /s
OH2	En charge	16 m ³ /s	480 000 m ³	20 m ³ /s
OH3	En charge	33 m ³ /s	930 000 m ³	10 m ³ /s
OH4	En charge	57 m ³ /s	1 460 000 m ³	4 m ³ /s
OH5	En charge	21 m ³ /s	640 000 m ³	5 m ³ /s
OH7	Surface libre	64 m ³ /s	1 600 000 m ³	
OH8	En charge	19 m ³ /s	580 000 m ³	14 m ³ /s
OH9	En charge	33 m ³ /s	950 000 m ³	5 m ³ /s
OH10	En charge	18 m ³ /s	580 000 m ³	15 m ³ /s
OH11	En charge	23 m ³ /s	650 000 m ³	19 m ³ /s
OH12	En charge	26 m ³ /s	750 000 m ³	12 m ³ /s
OH13	Surface libre	97 m ³ /s	2 160 000 m ³	

Tableau 22 : Récapitulatif du fonctionnement des ouvrages de la Pondre - Crue Octobre 1988

4.5.3.4 Cartographie

L'ensemble des cartographies est disponible en annexe avec une meilleure résolution.

Les cartographies seront complétées ultérieurement grâce à la modélisation qui sera effectuée sur la commune voisine de Bernis.

A noter également qu'une demande de données sur les zones inondables produites par le programme Cadereaux par la Ville de Nîmes est en cours, afin de compléter les informations à l'extrême Est de la commune.

4.5.3.5 Le vallat de Larguière

Comme vu dans la partie du rapport traitant du calage, le vallat de Larguière a fait l'objet d'un choix particulier pour l'injection du débit. Ce choix sera complété avec la modélisation des écoulements sur la commune de Bernis. On peut toutefois observer les caractéristiques de l'ouvrage situé à l'aval du vallat :

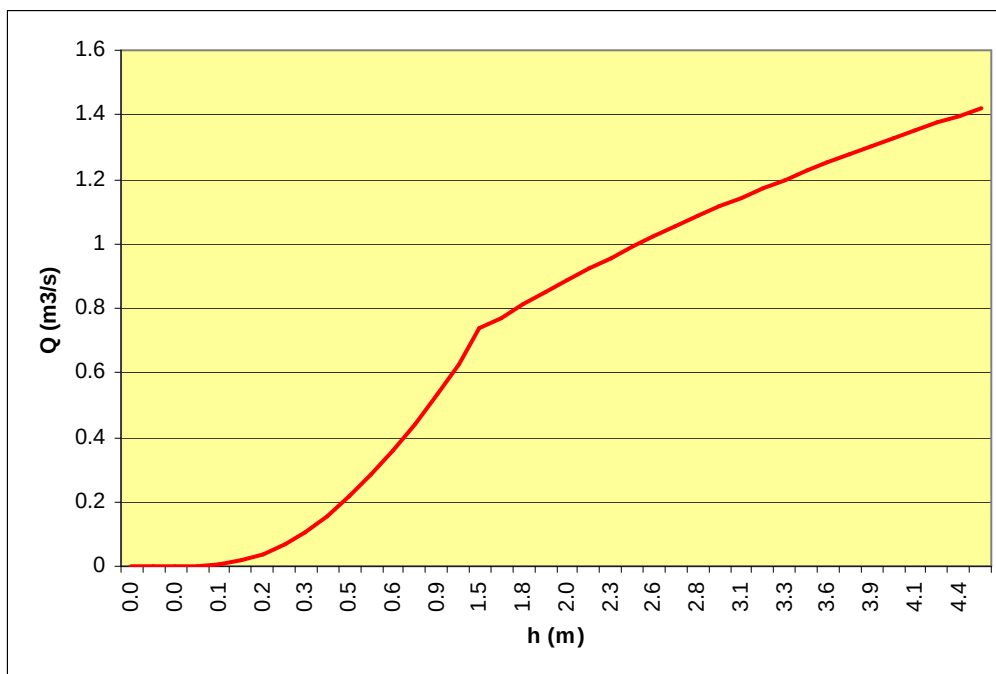


Figure 49: Caractéristiques de l'ouvrage 24 du vallat de Larguière

4.6 Synthèse

Le réseau pluvial est de façon général saturé dès l'occurrence 5 ans. Il est probable que certains travaux permettront au mieux d'atteindre un fonctionnement maximum pour un événement décennal. En revanche, au regard des débits de pointe mis en jeu par les événements extrêmes (100 ans, septembre 2005 et octobre 1988), le réseau pluvial ne joue qu'un rôle complémentaire de ressuyage après la crue.

Les crues analysées présentent les mêmes impacts sur la zone urbaine de Milhaud avec des différences d'intensité. Les crues supérieures à la centennale (ici, Octobre 88) semblent mobiliser plus fortement les rues de la zone urbaine. On notera aussi l'importance des écoulements à l'Est de la zone pour ces occurrences.

Il est intéressant de noter la localisation des zones de rétention des écoulements, en amont de la commune, à l'échangeur Est avec la RN 113, ainsi qu'à l'aval, au niveau de la voie de chemin de fer. De même les eaux sont ralenties et retenues à la sortie de la zone urbaine par les ouvrages situés sur la RN 113.

Globalement les ouvrages de la Poudre sont insuffisamment dimensionnés pour la crue centennial et cela devient évident pour les crues plus importantes telles que celle d'Octobre 1988. On notera que certains axes de circulation deviennent des vecteurs importants d'écoulement, notamment dans la direction Nord-Ouest / Sud-Est.

5 Annexes

Annexe 1 : méthodes hydrologiques

Annexe 2 : plans du réseau EP

Annexe 3 : Cartes du SDAPI Vistre

Annexe 4 : Extraits de l'étude dégâts – crue du Vistre de septembre 2005

Annexe 5 : Cartes iso-hauteurs, iso-vitesses et aléa – crue de septembre 2005

Annexe 6 : Cartes iso-hauteurs, iso-vitesses et aléa – crue d'octobre 1988

Annexe 7 : Cartes iso-hauteurs, iso-vitesses et aléa – crue 100 ans

Annexe 1 : Méthodes hydrologiques

LA MÉTHODE RATIONNELLE

Objectif : Estimation du débit de pointe de crues diverses sur un bassin versant non jaugé.

Source bibliographique **Recommandation pour l'Assainissement Routier.**
LCPC - SETRA - Ministère des Transports - Direction des Routes -
1982.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q(F) = 2,78.C.i(F,t).A$$

avec C : Coefficient de ruissellement instantané (sans unité),
 i(F,t) : Intensité moyenne de la pluie en fonction de la durée t et de la fréquence F de cette
 pluie (en mm/h)
 A : Surface du bassin (en ha).
 Q(F) : Débit de pointe de fréquence F (l/s).

Pour un versant donné, le débit de pointe est obtenu pour une intensité pluviométrique calculée pour une durée de pluie égale au temps de concentration du bassin. Le calcul de cette intensité a été effectué à partir de la formule de Montana :

$$i(F) = a(F).tc^{b(F)}$$

avec a (F) et b (F) : coefficients de Montana dépendant de la fréquence F.
 tc : temps de concentration en mn.

Le temps de concentration peut être obtenu par la relation L/V, rapport de la longueur du chemin hydraulique le plus long sur la vitesse d'écoulement moyenne.

La vitesse d'écoulement moyenne V et le coefficient de ruissellement instantané C ne peuvent être approchés qu'en première approximation. V dépend de la pente, de l'état d'encombrement de la section d'écoulement pour les fossés, et cours d'eau, et de l'état du terrain en surface (surfaces imperméabilisées, boisements, prairies, cultures, labours, saturation) pour les écoulements non marqués. Les facteurs influençant C sont la pente, l'occupation du sol et le comportement hydraulique des sols.

ESTIMATION DU DEBIT DE POINTE POUR UNE PLUIE PROVOQUANT LA SURVERSE D'UN BASSIN

Cette estimation repose sur l'emploi de la formule rationnelle.

Le débit de pointe de fréquence F , $Q_{\max}(F)$ est donné par la relation suivante :

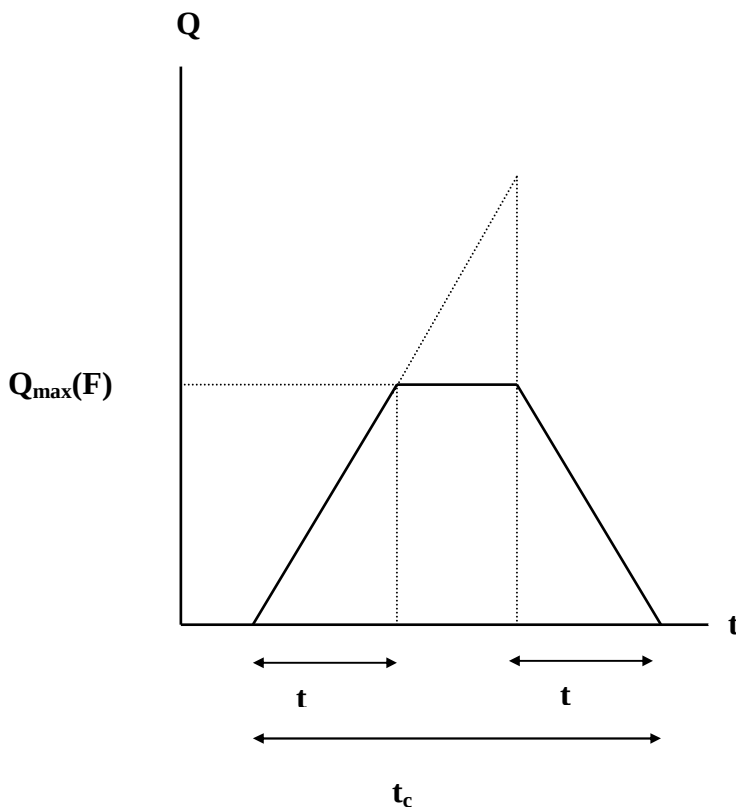
$$Q_{\max}(F) = C.i(F,t).A$$

avec :
 A : surface du bassin d'apport
 C : coefficient de ruissellement ;
 $I(F,t)$: intensité moyenne de la pluie en fonction de la durée t et de la fréquence F de cette pluie.
Le calcul de cette intensité moyenne est effectué par la formule de Montana :

$$I(F) = a(F).t^{b(F)}$$

Les hydrogrammes considérés varient selon la durée de la pluie t et du temps de concentration t_c du bassin versant d'apport.

Cas où $t < t_c$



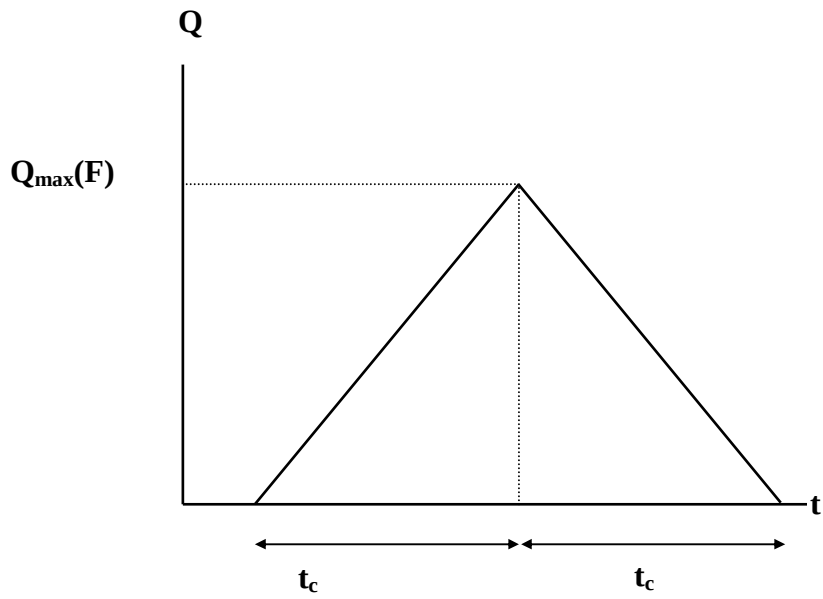
$$Q_{\max}(F) = C.i(F,t).A.t/t_c$$

Soit V le volume écoulé

$$V = t_c \cdot Q_{\max}(F)$$

$$V = C.A.a(F).t^{1+b(F)}$$

Cas où $t = t_c$

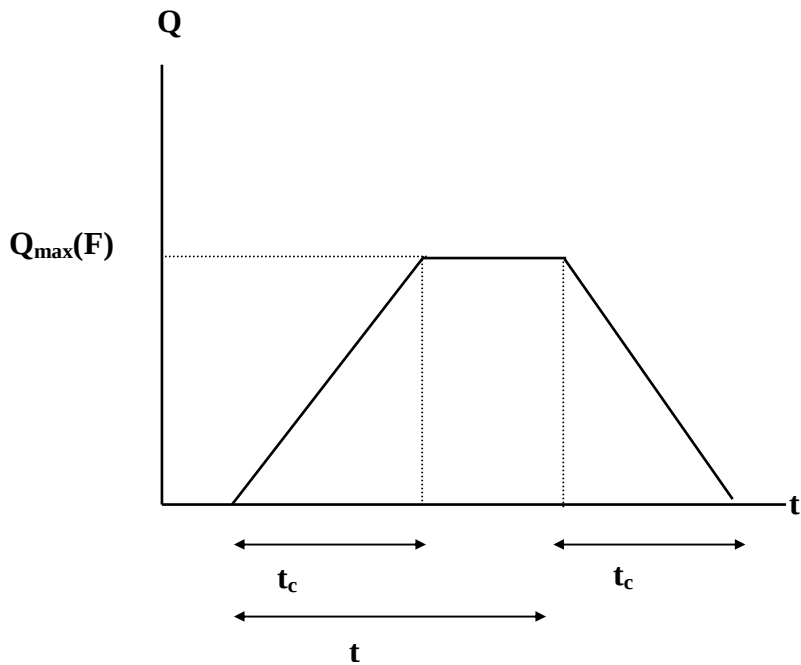


$$Q_{\max}(F) = C.i(F, t_c).A$$

$$V = t_c \cdot Q_{\max}(F)$$

$$V = C.A.a(F).t_c^{1+b(F)}$$

Cas où $t > t_c$



$$Q_{\max}(F) = C.i(F, t).A$$

$$V = t_c \cdot Q_{\max}(F)$$

$$V = C.A.a(F).t^{1+b(F)}$$

LA MÉTHODE DES EXPERTS

Objectif : Estimation du débit de pointe de crues sur un bassin versant non jaugé- contexte du GARD

La méthode des experts a été produite pour le compte de la SNCF, par J Astier, M Desbordes, P Lefort et A Limandat. (" Méthodologie et principes de calcul pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages de franchissement des petits bassins versants », décembre 1993).

Il s'agit d'une adaptation locale de la méthode rationnelle au contexte gardois. Les coefficients de ruissellement intègrent le paramètre de saturation des sols, et sont calculés comme suit :

Coefficients de ruissellement selon la "formule EXPERT"

$$Cr(T=10\text{ans}) = 0,6 * (1 - P_o / P_{j10})$$

$$Cr(T=100 \text{ ans}) = 0,8 * (1 - P_o / P_{j100})$$

Avec P_o = rétention initiale du sol

P_{j10} = pluie journalière décennale

P_{j100} = pluie journalière centennale

Le paramètre de rétention initiale est issu des valeurs suivantes :

Rétention initiale P_o (mm) selon les paramètres de perméabilité et d'occupation du sol		Perméabilité		
		Perméable en grand	Peu Perméable	Imperméable
Occupation du sol	zones boisées	90	65	50
	terres agricoles	65	35	25

LA MÉTHODE DE BRESSAND GOLOSISOV

La méthode de Bressand Golossov diffère de la méthode des Experts par le calcul du temps de concentration.

- **Les coefficients de ruissellement** 10 et 100 ans calculés selon la méthode des Experts
- **Le temps de concentration** T_c des bassins versants est calculé comme suit :

$$T_c = V / Lh$$

Avec : V =vitesse de ruissellement
 Lh = longueur hydraulique

$$\begin{array}{lll} \text{Et} & V = 1 + (p-1)/9 & \text{si } 1\% < p < 10\% \\ & V = 1 \text{ m/s} & \text{si } p < 1\% \\ & V = 2 \text{ m/s} & \text{si } p > 10\% \end{array}$$

Avec p = pente moyenne des versants (%)

PRISE EN COMPTE DU RISQUE D'INONDATION TORRENTIELLE

METHODE DE CALCUL DES DEBITS RARES ET EXCEPTIONNELS

SUR DES PETITS BASSINS VERSANTS NATUREL SITUES SUR

L'ARC MEDITERRANEEN FRANCAIS

(Formules Bressand-Golossof)

INTRODUCTION

Les derniers événements pluviométriques majeurs que le Sud de la France et la Corse ont vécu ces dernières années, notamment depuis 1988, conduisent à s'interroger sur la pertinence des méthodes utilisées jusqu'à maintenant pour l'estimation des débits d'eaux pluviales pour ces événements de fréquence rare.

Les méthodes employées sont fondées sur une extrapolation vers la fréquence centennale des débits décennaux préalablement déterminés à l'aide de formules classiques, déterministes ou statistiques (Rationnelle, CRUPEDIX, SOCOSE, SOGREAH, etc.).

L'extrapolation centennale se faisant à l'aide d'un coefficient régional déterminé par la méthode du GRADEX.

Les derniers travaux d'experts réalisés en la matière, notamment dans le cadre de grands projets comme le TGV, ont montré que *"le risque de crue torrentiel dans les petits bassins versants méditerranéens est une réalité dont on ne peut chiffrer pour l'instant avec précision la probabilité, mais qui devrait avoir en Languedoc Roussillon, une période de retour "régionale" comprise au maximum entre 2 et 4 ans.*

Un aménagement traversant la région devrait donc, assez fréquemment avoir à faire face à ce type de phénomène aux franchissements des voies d'écoulement des petits bassins versants."

De même un développement inconsidéré de l'urbanisation et des activités en fond de talweg, aux exutoires de l'ensemble des petits bassins versants de cette région, rendra de plus en plus fréquents les accidents consécutifs à ce type d'événement.

Il est alors possible, qu'au niveau d'un département du sud de la France, ils se reproduisent de façon intolérable en terme de sécurité publique.

Aussi convient-il d'être prudent dans l'estimation des débits de fréquence rare des petits bassins versants méditerranéens.

Sous l'effet de précipitations intenses, des bassins versants de superficie inférieure à 100 km² peuvent donner lieu à des débits spécifiques supérieurs à 10 m³/(s x km²).

Il s'avère que les méthodes classiques visées ci-dessus sous-estiment gravement les débits de fréquence rare (dont la centennale) pour les raisons suivantes:

- les données utilisées pour caler les coefficients statistiques régionaux sont trop peu nombreuses et trop peu représentatives,
- ces méthodes ne rendent pas compte du phénomène de "seuil" constaté dans le processus de ruissellement lors d'événements pluviométriques intenses. Les essais réalisés par l'Institut de Mécanique de Grenoble (J.M. Grésillon et A. Schobert) sur le site de Nîmes à l'aide d'un simulateur de pluie sont significatifs.(voir graphique ci-après)

Aussi convient-il d'en utiliser d'autres plus adaptées à ce type de phénomènes.

DÉTERMINATION DES APPORTS RARES ET EXCEPTIONNELS

Dans la suite de ce document, la distinction entre les différentes probabilités d'occurrence des événements que nous analyserons, du fait de l'imprécision manifeste qui s'attache à leur appréciation, sera caractérisée par trois termes:

- événement fréquent pour T = 10 ans
- événement rare pour T > ou = 100 ans
- événement exceptionnel pour T >> 100 ans

Nous distinguerons deux types de bassins versants pour lesquels une méthode de calcul particulière sera appliquée:

1) Bassins versants dont S <= à 20 km²

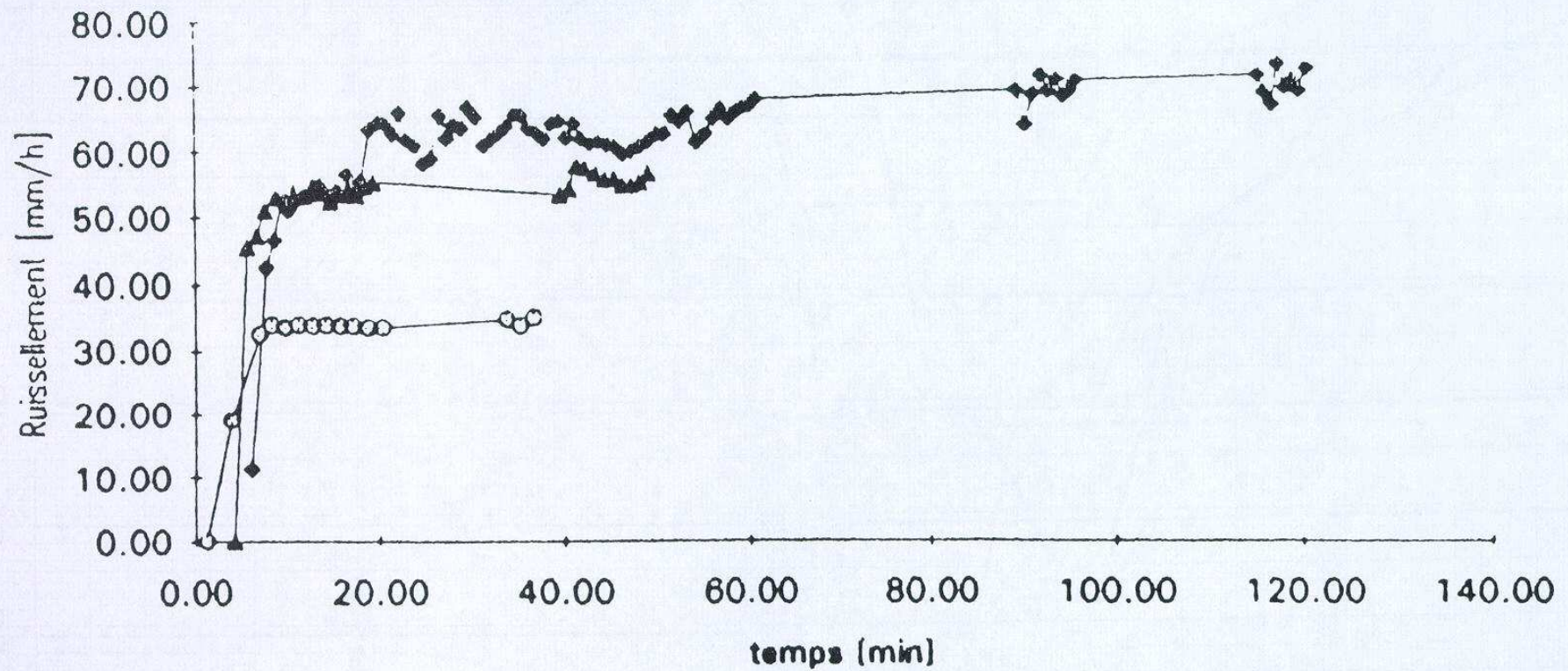
En application des recommandations et propositions faites par le groupe d'experts ayant travaillé dans le cadre du projet T.G.V., la **méthode rationnelle** basée directement sur la pluviométrie centennale et modifiée dans sa partie "ruissellement" pour tenir compte de l'effet de seuil sera utilisée pour ces bassins.

Par ailleurs, la vitesse moyenne de déplacement des eaux prise en compte pour le calcul du temps de concentration sera déterminée, non pas à partir d'un principe de ruissellement en nappe, mais plutôt à partir de celui d'un écoulement hydraulique, mieux adapté à la spécificité des petits bassins versants du Gard.

Ces derniers sont effectivement, dans la majorité des cas, très vite structurés sur le plan hydrographique, par un réseau ramifié de ravines, rus, et autres talwegs.

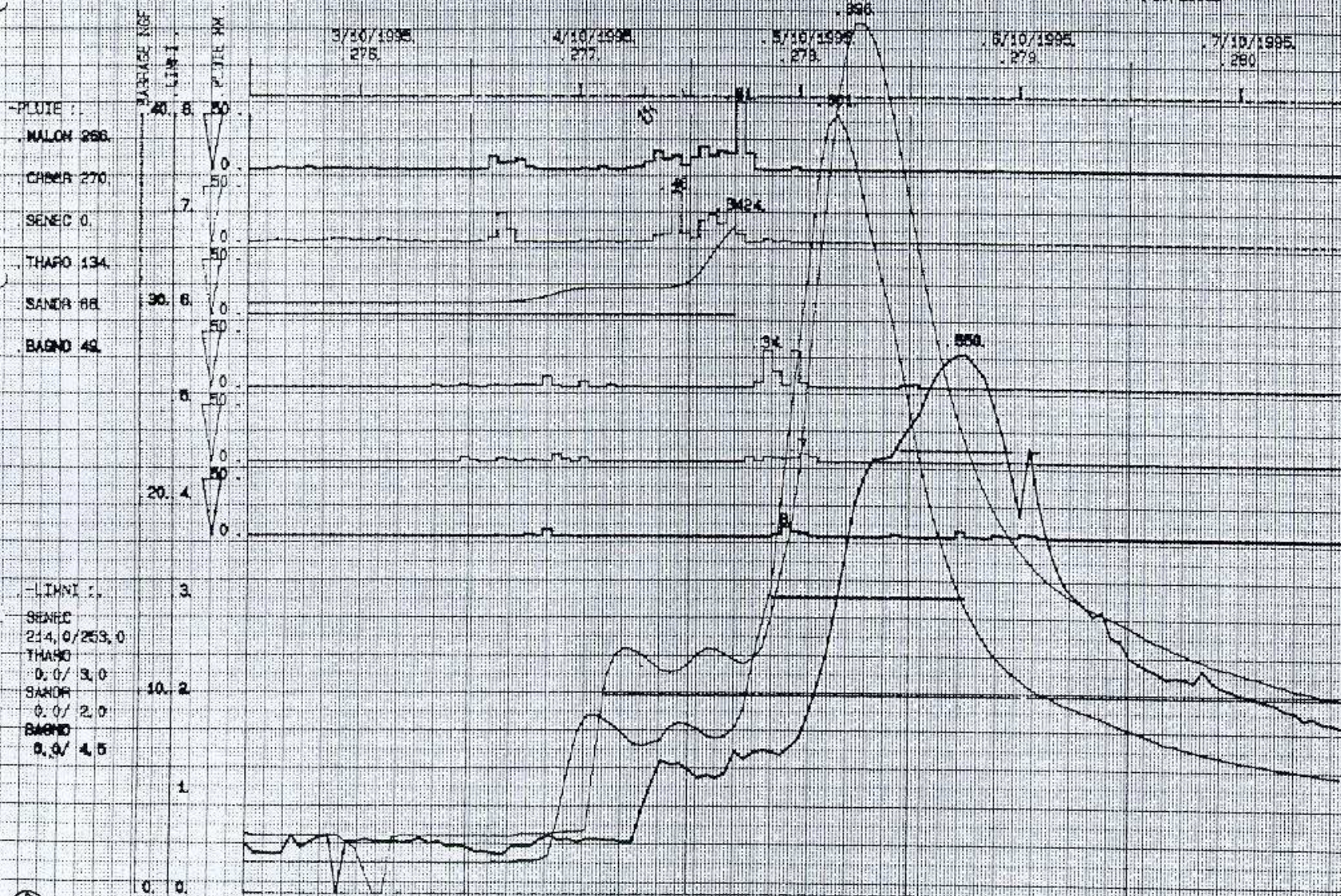
Une exploitation des mesures collectées par le réseau de télémesure du Service d'Annonce des Crues du Gard sur les bassins versants du département a été réalisée en vue d'apprécier les vitesses d'écoulement au cours d'événements significatifs. Un exemple de ces mesures est donné sur le graphe ci-après.

Ruissellement site 1 le 9.7.92



DDE DU GARD - BASSIN : CEZE

EPISODE : 2/10/1995 - 7/10/1995



Cette exploitation, basée sur une analyse objective des décalages constatés entre les hyétogrammes de pluie sur les bassins versants et les hydrogrammes aux exutoires a permis d'arriver aux résultats suivants:

- ces vitesses varient entre 1 et 2,7 m/s,
- elles sont fonction des trois paramètres caractéristiques du bassin versant:
 S la surface du bassin versant (km²)
 L le plus long cheminement hydraulique (km)
 p la pente moyenne sur le cheminement L (%)

Pour une surface donnée il apparait que cette vitesse est une fonction croissante de L et de p. Ces deux paramètres étant fixés, la vitesse décroît avec une augmentation de la surface.

Les essais de corrélation actuellement en cours laissent à penser que le paramètre prépondérant semble être le rapport L^2/S que nous pourrions qualifier de taux de drainage du bassin versant par l'écoulement principal.

Mais des difficultés surgissent dans la mise au point de cette corrélation du fait notamment de l'influence de la méandrisation du cours d'eau sur l'allongement du cheminement hydraulique sans que cela n'améliore en rien le drainage du bassin versant.

Aussi nous limiterons nous, dans l'état actuel de nos connaissances, aux règles suivantes:

-dans les sections de cours d'eau où nous avons des stations de mesure, les vitesses à prendre en compte seront fixées par interpolation linéaire entre les valeurs déterminées aux stations amont et aval (voir ci-contre). L'interpolation se fera le long du plus long cheminement.

Pour les autres secteurs et notamment les petits bassins de surface S inférieure ou égale à 20 km², qui nous intéressent plus particulièrement dans ce paragraphe, et pour lesquels le paramètre prépondérant semble être la pente, nous nous limiterons pour l'instant faute de données suffisantes, à une appréciation simple du type:

Cours d'eau	Station	Vitesse (m ³ /s)
Luech	Chamborigaud	2.00
	Peyremale	2.00
Ceze	Peyremale	2.00
	Bessèges	1.34
	St Ambroix	1.53
	Bagnols	1.25
Vidourle	St Hippolyte	1.64
	Vic le Fesc	1.07
	Sommières	1.13
Gardons	Mialet	1.62
	Saumane	1.32
	St Jean du Gard	2.16
	Anduze	1.50
	Ners	1.60
	Remoulin	1.70

-pour $p < 1\%$: $V = 1$ m/s

-pour $1\% < p < 10\%$ $V = 1 + (p - 1)/9$ avec p exprimé en %

-pour $10\% < p$ $V = 2$ m/s

Dans le cas de bassins versants à faible pente ($p \ll 1\%$), relativement rares dans le département du Gard, on pourra s'interroger sur l'éventualité de la présence d'un ruissellement en nappe et faire appel, si nécessaire, à d'autres méthodes pour le calcul de la vitesse d'écoulement, comme celle préconisée par la Recommandation pour l'Assainissement Routier.

Mais la présence de cultures et d'assainissement agricole structuré, devra être considérée comme un facteur aggravant.

L'application pratique de la méthode est donc la suivante:

$$Q \text{ rare} = (C.A.i) / 3,6$$

avec:

-C coefficient de ruissellement (formule experts)= **0,8.(1 - Po/Pj)**

avec

Pj = pluie journalière centennale = **310 mm** dans le Gard

Po = rétention initiale donnée par le tableau ci-dessous

Valeurs de Po en mm (propositions experts)

Couverture végétale	Morphologie	Pente %	Terrain sable grossier	Terrain limoneux	Terrain argileux ou rocailleux compact
Bois garrigue	presque plat	0 - 5	90	65	50
	ondulé	5 - 10	75	55	35
	montagneux	10 - 30	60	45	25
Pâturages	presque plat	0 - 5	85	60	50
	ondulé	5 - 10	80	50	30
	montagneux	10 - 30	70	40	25
Cultures	presque plat	0 - 5	65	35	25
	ondulé	5 - 10	50	25	10
	montagneux	10 - 30	35	10	0

-A surface du bassin versant en km²

-Q débit en m³/s

-i intensité centennale moyenne pendant une durée égale au temps de concentration du bassin versant, exprimée en mm/h, et issue des courbes Intensité-Durée- Fréquence suivantes: (étude SEEE de Novembre 1994)

$$i = a.(tc)^{-b}$$

avec

tc exprimé en mn

6mn < **tc** < 30mn **a** = 416,3 **b** = 0,366

30 mn < **tc** < 6h **a** = 650 **b** = 0,487

6h < **tc** < 24 h **a** = 3243 **b** = 0,76

Le temps de concentration sera déterminé comme préconisé dans la méthode rationnelle classique sur le plus long cheminement hydraulique, mais en utilisant les vitesses préconisées ci-dessus.

Le débit qualifié de rare est donc, comme son nom l'indique, un débit que nous n'avons que peu de chance de voir dans une vie d'homme. Il n'en demeure pas moins qu'il pourrait être exceptionnellement dépassé; des événements récents l'ont démontré.

Aussi, lorsque ce dépassement risque d'être catastrophique, notamment en terme de risque pour les vies humaines, il peut être prudent de le simuler pour mieux connaître ses effets.

Nous proposons pour cela de retenir les propositions des experts et de fixer sa valeur exceptionnelle à:

$$Q_{\text{excep}} = 1,8 \cdot Q_{\text{rare}}$$

Exemple d'utilisation: bassin versant de surface $A = 10 \text{ km}^2$

de plus long cheminement hydraulique $L = 4 \text{ km}$

de 100m de dénivelé (dH) le long de ce cheminement
couvert de garrigue

-pente $p = dH/L = 100/4000 = 2,5\%$

-la vitesse moyenne est donc $V = 1 + (2,5 - 1)/9 = 1,17 \text{ m/s}$

-le temps de concentration $t_c = L/V = 4000/(1,17 \times 60) = 57 \text{ mn}$

-l'intensité moyenne $i = 650 \times (57)^{-0,487} = 91 \text{ mm/h}$

-le coefficient de ruissellement $C = 0,8(1 + P_o/P_j) = 0,8(1 - 50/310) = 0,67$

$$Q_{\text{rare}} = C \cdot A \cdot i / 3,6 = 0,67 \times 10 \times 91 / 3,6 = 170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{excep}} = Q_{\text{rare}} \cdot 1,8 = 305 \text{ m}^3/\text{s}$$

2) Bassins versants dont $20 \text{ km}^2 < S < 400 \text{ km}^2$

Pour les surfaces supérieures à 20 km^2 nous sortons du domaine d'application habituelle des formules déterministes pour entrer dans celui des formules statistiques.

Ces formules sont généralement de la forme $Q = A(S)^b$ où S représente la surface et où A et b sont des constantes calées sur la base d'une analyse statistique particulière aux événements que l'on souhaite reproduire par le calcul.

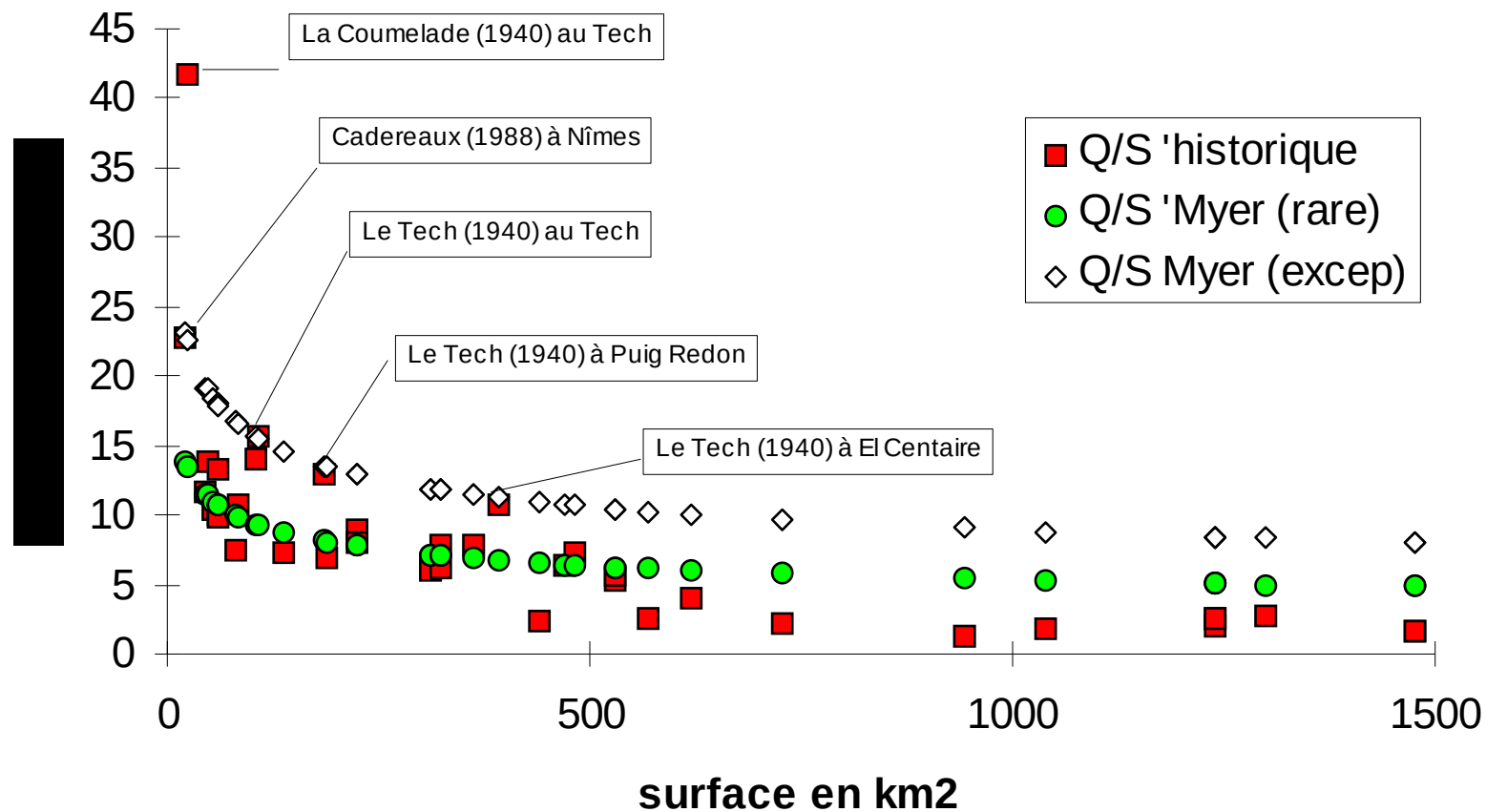
Les événements importants qui se sont produits dans le Sud de la France depuis plus de 150 ans ont fait l'objet d'un recensement dont vous trouverez les éléments les plus significatifs dans le tableau ci après.

Si nous analysons la répartition des débits spécifiques (Q/S) auxquels ils ont donné lieu (voir graphique ci après), on remarque qu'il est possible de distinguer, pour les surfaces inférieures à 400 km^2 , deux groupes homogènes.

Événements maxima constatés dans le Sud de la France depuis 150 ans

Cours d'eau	Département	Station	Date	superficie km ²	Débit m ³ /s	Q/S'historique m ³ /(s.km ²)
Cadereaux	Gard	Nîmes	03/10/88	22	500	22,7
Coumelade	P. O.	Le Tech	17/10/40	24	1000	41,7
Agly	P. O.	St Paul de F	17/10/40	46	540	11,7
Ruferrer	P. O.	Arles s/Tech	17/10/40	47	650	13,8
Floutord	Hérault	Sumène	30/09/58	55	570	10,4
Cady	P. O.	Villefranche	17/10/40	60	600	10
Floumassel	Gard	Pt de Tarrieu	27/09/33	60	800	13,3
Boutes	P. O.	Bouletemèse	17/10/40	61	600	9,8
Rhône	Gard	Codognan	03/10/88	80	600	7,5
Lentilla	P. O.	Vinça	17/10/40	84	900	10,7
Solenzara	Corse	Canniciu	31/10/93	106	1500	14
Tech	P. O.	Le Tech	17/10/40	109	1700	15,6
Réart	P. O.	Mas Palegry	26/09/92	137	1000	7,3
Tech	P. O.	Puig Redon	17/10/40	186	2400	12,9
Vidourle	Gard	Sauve	04/10/58	189	1300	6,9
Cèze	Gard	Bessèze	21.09.1890	225	2000	8,9
Cèze	Gard	Bessèze	30/09/58	225	1800	8
Hérault	Hérault	St julien la Nef	29/09/00	310	2000	6,45
Hérault	Hérault	St julien la Nef	30/09/58	310	1860	6
Gardon	Gard	Ales	20.09.1846	323	2500	7,75
Gardon	Gard	Ales	30/09/58	323	2000	6,2
Cèze	Gard	St Ambrois	30/09/58	361	2800	7,75
Tech	P. O.	El Cantaire	17/10/40	393	4200	10,7
Agly	P. O.	Planèzes	26/09/92	440	1040	2,4
Ardèche	Ardèche	Aubenas	22/09/1890	470	3000	6,38
Tech	P. O.	Céret	17/10/40	483	3500	7,2
Gardon	Gard	Anduze	19.10.1861	530	2800	5,3
Gardon	Gard	Anduze	30/09/58	530	3000	5,7
Agly	P. O.	Estagel	17/10/40	569	1400	2,5
Hérault	Hérault	Ganges	30/09/58	620	2500	4
Tech	P. O.	Pont d'Elne	26/09/92	729	1520	2,1
Têt	P. O.	Vinça	26/09/92	942	1130	1,2
Agly	P. O.	Rivesaltes	17/10/40	1040	2000	1,9
Hérault	Hérault	Gignac	18.10.1868	1240	3200	2,6
Hérault	Hérault	Gignac	26/09/07	1240	2500	2
Hérault	Hérault	Gignac	30/09/58	1240	3200	2,6
Têt	P. O.	Perpignan	17/10/40	1300	3600	2,8
Orb	Hérault	Béziers	06/12/53	1475	2500	1,7
Orb	Hérault	Béziers	07/11/87	1475	2300	1,6

Débits spécifiques maxima constatés dans le Sud de la France depuis 150 ans



Un premier groupe, constitué de la plupart des éléments qui se situent en partie basse des valeurs de débit, et que l'on pourrait qualifier d'événements rares.

Un deuxième groupe peu fourni qui se trouve en partie haute, et que nous pourrions considérer comme étant constitué d'événements exceptionnels. Ce dernier groupe ne concerne d'ailleurs que trois événements particuliers, le Tech en 1940, les cadereaux de Nîmes en 1988, et la Solenzara en Corse en 1993.

Ces deux groupes peuvent être corrélés de façon acceptable, pour les bassins versants inférieurs à 400 km², à l'aide de la formule de Myer (b = 0,75) sur la base de deux coefficients A distincts :

$$Q_{\text{rare}} = 30(S)^{0,75}$$

et

$$Q_{\text{excep}} = 50(S)^{0,75}$$

Nous proposons donc de retenir ces deux formules pour la détermination des débits rares et exceptionnels sur des bassins versants de surface comprise entre 20 et 400 km²

On peut s'interroger sur le calage de ces estimations par rapport aux appréciations habituelles touchant ces types de phénomènes à la fois dans leur localisation géographique et leur probabilité d'occurrence.

Pour les crues dites exceptionnelles, celle de 1988 à Nîmes s'est vue attribuer par la commission hydraulique départementale chargée de tirer les enseignements de cette catastrophe, une période de retour comprise entre 150 et 300 ans. Celle de Solenzara a été estimée par le BCEOM à environ 200 ans.

Pour les crues dites rares, nous avons comparé les résultats de la présente méthode avec ceux donnés par les grands modèles hydrauliques utilisés sur les grands cours d'eau du département, dans leur partie amont, où les bassins versants ont une surface inférieure à 400 km². Les résultats sont les suivants:

Cours d'eaux	modèles	stations	surface du	Q100 modèle	Q rare Myer
Vidourle	BRL de 1993	Sauve	189 km ²	1600 m ³ /s	1530 m ³ /s
Cèze	COB de 1984	Bessège	225 km ²	1910 m ³ /s	1742 m ³ /s
Gardons	COB de 1984	St Jean du G	144 km ²	1125 m ³ /s	1380 m ³ /s

Cela confirme donc les ordres de grandeur des périodes de retour attribuées au début de ce document aux termes rare et exceptionnel.

Mais la connaissance que nous pouvons avoir de l'occurrence de ce type d'événement à partir des séries statistiques de pluie doit être utilisée avec prudence. Elle peut être contredite par les résultats d'autres méthodes d'analyse (M Desbordes et J.M. Masson), notamment historique, qui, dans le cas d'espèce de Nîmes, affecterait une période de retour à l'événement de 1988 comprise entre 60 et 120 ans.

Par ailleurs la connaissance que nous avons de leurs effets sur le milieu incite les experts à penser que la probabilité d'apparition d'un événement pluviométrique extrême, caractéristique du risque pluvial urbain serait, en Languedoc Roussillon de 1 à 2 ans maximum (M. Desbordes et J.M. Masson).

En ce qui concerne la localisation géographique de ces phénomènes, elle semble au regard des études actuelles quelque peu aléatoire. Mme L. Davy qui a étudié ce sujet pour les pluies maximales en Languedoc Roussillon, n'exclut pas en plaine l'apparition de très forts gradients thermiques, responsables de fortes intensités.

On peut donc considérer, dans l'état actuel de nos connaissances que ces événements peuvent se produire uniformément sur l'ensemble du département du Gard

3) Dynamique des crues torrentielles

Les événements dont nous nous préoccupons ici présentent deux caractéristiques principales qui sont la brièveté et l'intensité.

Cela nous conduit donc à apprécier, dans un premier temps le débit maximum conséquent auquel cela donne lieu, et les zones susceptibles d'être touchées.

La brièveté avec laquelle ces événements se produisent constitue aussi un paramètre important, notamment si l'on considère, ce qui est manifestement le cas, que leur soudaineté les rend particulièrement dangereux.

Par ailleurs, cette brièveté et cette rapidité confèrent à l'hydrogramme représentatif de leur évolution ($Q = f(t)$) une forme relativement pointue, qui rend cet hydrogramme relativement sensible aux écrêtements. Dans certains cas, cette particularité peut avoir une influence modératrice sensible, dont il peut être tenu compte.

Dans le cadre des formules théoriques que nous utilisons, le débit maximum est supposé être généré par une pluviométrie constante sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant considéré.

Entre le moment où débute cette pluie et celui où nous atteignons la durée égale au temps de concentration, le débit à l'exutoire est sensé croître progressivement de sa valeur de temps sec au débit maximum calculé ci-dessus.

Dans la réalité des choses, le temps de montée des eaux est généralement inférieur au temps de concentration. Sa durée dépend notamment:

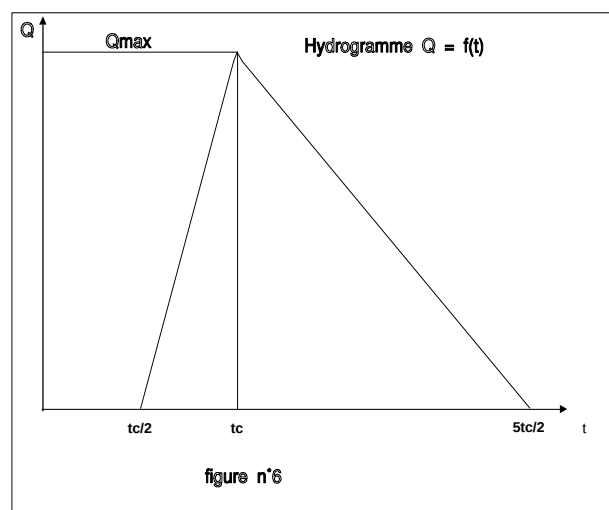
- de la forme géométrique et de l'organisation hydrographique du bassin versant (loi de concentration)
- du positionnement de l'épicentre de la pluie par rapport à l'exutoire
- l'effet de latence consécutif au retard au ruissellement (effet de seuil)

Dans le Gard, l'analyse des événements captés par les équipements du Service de Prévision des Crues a permis de constater que la montée des eaux pouvait être sensiblement inférieure, voire de moitié, au temps de concentration du bassin versant considéré, notamment lors d'événements rares. Quelques exemples issus de la crue de 1958 sont frappants (voir tableau suivant):

Stations	Vic le Fesc	Sommieres	Remoulin	St Ambroix	Bagnols
tps de concentration	13 h	15 h	21 h	10 h	26 h
tps de montée	8 h	4 h	14 h	4 h	9 h
hauteur atteinte	7.5 m	7.8 m	8.2 m	10 m	10 m

Il convient donc d'être prudent, surtout si ces éléments doivent être pris en compte dans la détermination de vitesses de submersion de zones à évacuer.

Aussi préconiserons nous de prendre en compte un hydrogramme de forme triangulaire tel que dessiné ci-contre, la montée des eaux s'effectuant en $t_c/2$ et la durée de l'événement étant égale à $2t_c$. Nous admettrons ici que la forme des bassins versants est homogène et que la vitesse d'augmentation du débit est constante au cours du temps. Il est alors possible, en supposant le débit de temps sec négligeable, d'exprimer simplement le débit par la relation:



pour $0 < t < t_c/2$ $Q(t) = 0$

pour $t_c/2 < t < t_c$ $Q(t) = ((2t/t_c) - 1) \times Q_{max}$

pour $t_c < t < 5t_c/2$ $Q(t) = ((5/3) - 2t/3t_c) \times Q_{max}$

A chaque valeur intermédiaire du débit, entre 0 et Q_{max} , correspondra, pour une section de lit considérée, une vitesse d'écoulement, une section d'écoulement et donc une cote d'eau, qui pourront être déterminées à l'aide des méthodes détaillées précédemment. Il en découlera une loi d'augmentation de la hauteur de l'eau en fonction du temps.

Si dans un cas d'espèce comme un camping notamment, l'on souhaite connaître la cote atteinte par l'eau à des pas de temps significatifs pour l'évacuation, comme par exemple le 1/4 h, quatre calculs seront nécessaires si le bassin versant amont a un temps de concentration égal à 1h.

ATTENTION il convient de bien attirer l'attention sur deux points importants :

Le choix de la totalité du bassin versant amont pour l'appréciation de la vitesse de montée des eaux n'est pas forcément le plus significatif. Un petit bassin versant affluent situé à proximité de l'exutoire du grand bassin peut générer des vitesses de montée d'eau beaucoup plus fortes à proximité du lit mineur;

Le temps de concentration est une durée théorique bien distincte de celle du temps de réponse ou temps de réaction du bassin versant qui correspond généralement au décalage dans le temps de la pointe de la pluie avec la pointe de débit et qui peut être lui aussi de moitié inférieure à t_c . Cette distinction a son importance dans l'hypothèse du déclenchement d'une alerte pluviométrique, les hyétogrammes de pluie n'étant généralement pas constants

François Bressand

Paramètres utilisés pour le calcul de SOCOSE

Formule utilisée : $\ln D = Rd + 0,32 \ln S + 2,2 \text{Racine}((Pa/P)^*(1/Ta))$
D temps caractéristique de crue du bassin en heures
S superficie en km²
Pa pluie annuelle moyenne en mm/an
P pluie journalière décennale en mm/j
Ta température annuelle moyenne réduite au niveau de la mer en °C
Rd résidu à caler (-0,69 pour la moyenne nationale)

		valeur moyenne pour la France
alpha =	0.108	
Pa (mm)	933	
P (mm)	148.4	
ta (°C)	12.8	

coefficient b de Montana pour une durée proche de D

b =	0.5
-----	-----

L = plus long chemin hydraulique

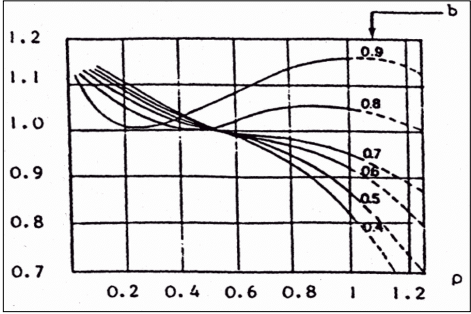
Interception J

indice pluviométrique K

Calcul de Ro

Calcul de Qsocode

$$\ln(D_s) = -0.69 + 0.32 \ln(S) + 2.2 \sqrt{\frac{P_a}{P_{10} T_a}}$$
$$J = 260 + 21 \ln\left(\frac{S}{L}\right) - 54 \sqrt{\frac{P_a}{P_{10}}}$$
$$K = \frac{24^b P_{10}}{21 \left(1 + \frac{\sqrt{S}}{30 \sqrt[3]{D_s}}\right)}$$
$$\rho = 1 - \frac{0.2J}{K(125D_s)^{1-b}}$$
$$Q_{10} = \frac{3KS\rho^2}{(125D_s)^b (15 - 12\rho)}$$



CONSTRUCTION D'UN HYDROGRAMME DE TYPE SOCOSE

Objectif dans le cadre de la présente étude : Construire un hydrogramme à partir d'un débit de pointe et d'un volume de crue déjà calculés.

exemple: Ruisseau des Crottes

Débit de pointe retenu QIX100
Durée caractéristique SOCOSE D
Alpha
débit de base Qb

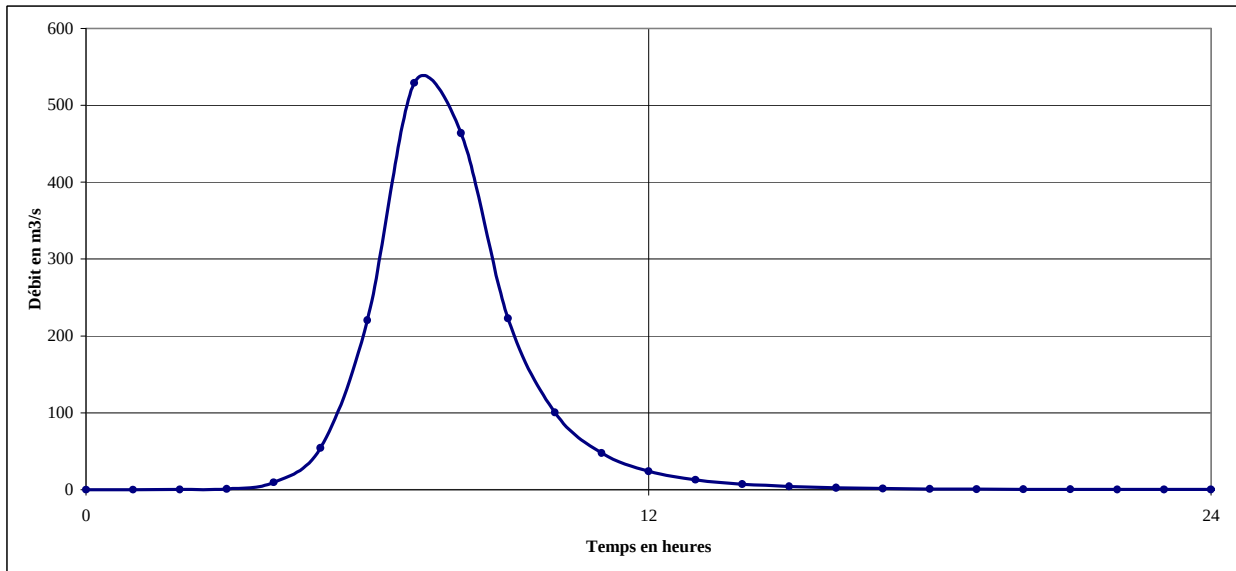
569 m³/s
7 h
7.88
0.10 m³/s

Paramètre de calage du
volume de crue

construction de l'hydrogramme type SOCOSE

$$Q(t) = 2 QIX100 (t/D)^{\alpha} / (1 + (t/D)^{2\alpha}) + Q_b$$

HYDROGRAMME DE PROJET DE TYPE SOCOSE POUR LA CRUE CENTENNALE



Volume écoulé 6 149 646 m³

LA MÉTHODE CRUPEDIX

Objectif : Estimation du débit de pointe de crues décennales sur un bassin versant non jaugé.

Domaine de validité : Superficie du bassin versant supérieure à 10 km²

Paramètres utilisés pour le calcul CRUPEDIX

$$Q_{10} = S * \text{puissance}(50,8) * (P/80)^2 * R$$

S en km²

P précipitation journalière décennale

$$P_{10} = at^{1-b}$$

$$Q_{10} = S^{0.8} \left(\frac{P_{10}}{80} \right)^2 R$$

R coefficient régional

On fixe ici R à 1,5 (pour Languedoc et Roussillon)

valeur
moyenne
pour la
France

R =

1.5

1

SPC Grand Delta

Proposition d'une méthodologie de calcul des crues de référence pour les petits bassins versants (< 400 km²) (en complément de la méthode FBG)

La présente note expose une méthodologie de calcul des débits de référence, pouvant être appliquée aux petits bassins versants du département du Gard, et éventuellement confrontée aux résultats de la méthode FBG, généralement utilisée jusqu'alors dans le département.

Le principe consiste à appliquer la méthode du Gradex pour réaliser l'extrapolation depuis un débit de période de retour faible (inférieur à 10 ans) vers un débit centennal. Compte tenu des incertitudes, parfois importantes, sur différents paramètres liés à l'application de la méthode du Gradex, il est demandé que certaines règles de prudence soient appliquées dans le choix de ces différents paramètres, et ceci de façon à minimiser les risques de sous-estimation du débit centennal. Ces recommandations sont détaillées ci-après.

Une méthodologie très similaire a d'ores et déjà été employée dans le cadre du PPRI du moyen Vidourle. Dans ce cas, les débits obtenus par la méthode du Gradex se sont avérés légèrement inférieurs à ceux obtenus par la méthode FBG, et ont malgré tout été retenus après comparaison des résultats donnés par les deux méthodes.

En effet, on peut considérer que la méthodologie d'application du Gradex présentée ici, tout comme la méthode FBG, conduit, compte-tenu de ses hypothèses, à estimer la borne supérieure de l'intervalle de confiance dans lequel le débit centennal peut se situer. Nous considérons donc comme raisonnable de retenir, parmi les deux méthodes, celles qui donne le débit le plus faible.

Pour l'application de la méthode du Gradex, il est demandé de suivre les recommandations suivantes:

Recommandation n°1: Choix du point "pivot" de départ pour l'extrapolation par la méthode du Gradex

Le point "pivot" à partir duquel l'extrapolation par le Gradex est effectuée doit correspondre à une période de retour qui n'excède pas 10 ans.

Recommandation n°2: Evaluation du débit décennal (ou moins le cas échéant).

Il est, dès que possible, préférable d'utiliser une statistique déterminée à partir de mesures de débit sur une période suffisamment longue (environ 30 ans au minimum). Ce genre d'informations est malheureusement très rarement disponible dans le cas des petits bassins versants. A défaut, il est proposé d'employer deux méthodes distinctes selon la taille du bassin considéré.

- Pour un bassin de moins de 20 km², utilisation de la méthode rationnelle en considérant un coefficient d'écoulement de 0,3 minimum, sur un temps de concentration déterminé par la formule de Passini (jugée adaptée pour ce type d'événement pour lequel les écoulements se font encore majoritairement en subsurface, ce qui a tendance à augmenter le temps de concentration Tc par rapport à un phénomène de ruissellement direct):

$$T_C = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{P}}$$

où:

- T_C est le temps de concentration exprimé en heures
 - A est la surface du bassin versant en km^2
 - L est la longueur du plus long cheminement hydraulique en km
 - P est la pente moyenne sur le plus long cheminement m/m
- Pour un bassin de plus de 20 km^2 , utilisation de la formule Crupédix, avec un coefficient régional de 1,5 et une pluie journalière décennale déterminée à partir des statistiques pluviométriques disponibles pour des séries d'observations d'une durée de 30 ans minimum. Si des séries d'une durée inférieure sont exploitées, la pluie décennale sur 24 h retenue ne devra pas être inférieure à 150 mm.

Recommandation n°3: Evaluation de la durée caractéristique de crue D_r

La durée caractéristique de crue doit être évaluée, autant que possible, à partir d'un nombre significatif de crues mesurées (une dizaine au minimum). Ce genre de données étant rarement disponibles sur les petits bassins, il est particulièrement important de ne pas surestimer la durée sur laquelle le Gradex est appliqué. En attendant d'en savoir plus sur les durées caractéristiques de crue des bassins du Gard, il est proposé de se baser sur l'estimation du temps de concentration par la formule suivante:

$$T_C = 1,5 \cdot \frac{L^{0.75}}{P + 0,08}$$

où:

- T_C est le temps de concentration exprimé en minutes
- L est la longueur du plus long cheminement hydraulique en km
- P est la pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m

Cette formule de temps de concentration, utilisée à l'heure actuelle par le SPCGD dans ses modèles pluie-débit, a prouvé qu'elle reproduit assez fidèlement la dynamique d'écoulement rapide de surface dans les bassins. Toutefois, une crue n'étant pas constituée uniquement d'écoulement de surface mais également pour une bonne partie d'écoulement "retardé" de subsurface, nous pensons raisonnable de considérer que la durée caractéristique de crue sera de l'ordre de deux fois ce temps de concentration. Il est donc proposé de retenir la durée caractéristique suivante:

$$D_r = 2 * T_C$$

Recommandation n°4: Evaluation du rapport débit de pointe/débit moyen sur la durée caractéristique de crue

Comme pour la durée caractéristique de crue, ce rapport doit être évalué, dès que possible, à partir d'un nombre significatif de crues mesurées (une dizaine au minimum). Ce genre de données étant rarement disponibles sur les petits bassins, il faut être attentif à ne pas sous estimer ce rapport. Ce dernier étant généralement réputé compris entre 1,3 et 2, nous proposons de retenir, à défaut d'informations plus précises, la valeur de 2.

Recommandation n°5: évaluation du Gradex ponctuel des pluies sur 24 heures

Le Gradex peut être évalué par un ajustement d'une distribution de Gumbel aux séries d'observations pluviométriques maximales annuelles disponibles, qui doivent être les plus longues possibles. L'idéal serait d'avoir des séries de pluie dépassant largement les cent ans... A défaut, nous demandons que,

lorsque des séries de moins de 60 ans sont utilisées, le gradex obtenu à partir de plusieurs postes soit comparé, et moyenné en cas de doute, et enfin que la valeur retenue ne soit jamais inférieure à celle obtenue au poste de Nîmes-Courbessac (plaine aval dans laquelle le gradex est réputé être le plus faible).

Lorsque des séries très longues sont disponibles (de l'ordre de cent ans ou plus), il est également possible d'évaluer le Gradex à partir de la différence pluie centennale – pluie décennale éventuellement estimées à partir d'un ajustement autre que de type "Gumbel".

Lorsque les gradex utilisés correspondant à des pluies journalières (et non 24 heures comme cela devrait être le cas), il est demandé de les majorer de 10%.

Recommandation n°6: prise en compte de l'abattement spatial des pluies

Compte tenu de la méconnaissance de cet abattement et de la complexité de son évaluation, et considérant que nous nous situons ici dans des bassins versants de petite taille pour lesquels l'effet d'abattement spatial reste limité, nous considérons que cet abattement spatial peut dans un premier temps être négligé. Pour les bassins approchant les 400 km², ceci constitue une hypothèse forte, et il sera probablement nécessaire, dès que la connaissance le permettra, d'évaluer l'effet de cet abattement.

Il donc proposé, en attendant mieux, de retenir les valeurs de Gradex déterminées à partir des statistiques pluviométriques ponctuelles.

Recommandation n°7: passage du gradex des pluies sur 24 heures au gradex sur la durée caractéristique de crue Dr.

Il est proposé de retenir les exposants des lois de Montana déterminées par SIEE en 1994, et déjà utilisées dans la méthode FBG. Ces lois ne semblent pas remises en cause par les dernières statistiques pluviométriques dont nous disposons.

Les formules utilisées seront donc du type:

$$\text{pour } 6h < D_r < 24h, \quad \text{Gradex } D_r = \text{Gradex } 24h \cdot \left(\frac{D_r}{24} \right)^{1-b} \text{ avec } b=0,76$$

$$\text{pour } 0,5h < D_r < 6h, \quad \text{Gradex } D_r = \text{Gradex } 6h \cdot \left(\frac{D_r}{6} \right)^{1-b} \text{ avec } b=0,487$$

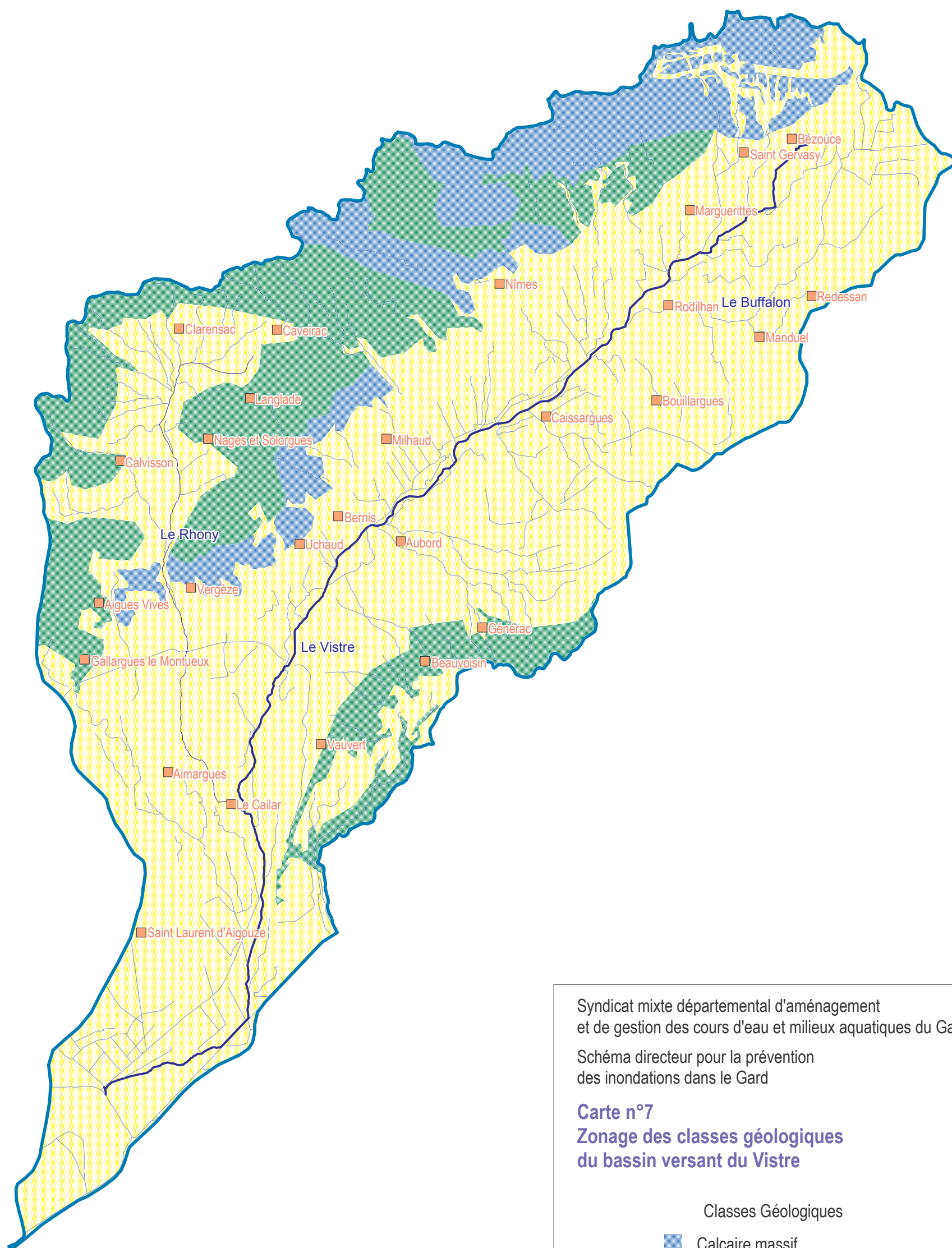
$$\text{pour } 0,1h < D_r < 0,5h \quad \text{Gradex } D_r = \text{Gradex } 0,5h \cdot \left(\frac{D_r}{0,5} \right)^{1-b} \text{ avec } b=0,366$$

avec Dr durée caractéristique de crue, exprimée en heures

O.Payrastre

Annexe 2 : Plans du réseau pluvial

Annexe 3 : Cartes du SDAPI Vistre



Syndicat mixte départemental d'aménagement
et de gestion des cours d'eau et milieux aquatiques du Gard
Schéma directeur pour la prévention
des inondations dans le Gard

Carte n°7
Zonage des classes géologiques
du bassin versant du Vistre

Classes Géologiques

- Calcaire massif
- Calcaire marneux et Marnes
- Alluvions
- Granites et schistes

Cours d'eau principal et ses affluents

Centre bourg

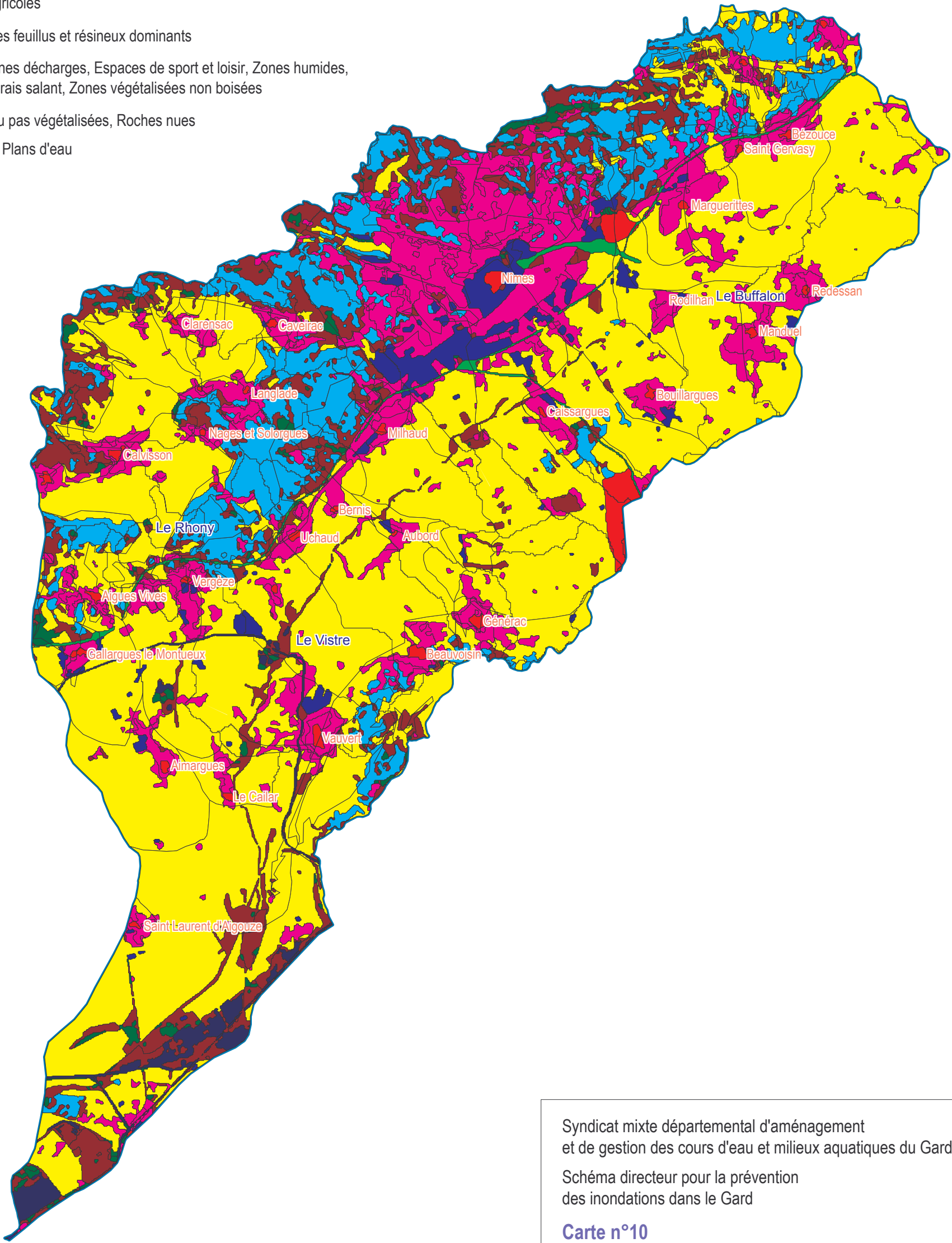


0 1,5 km 3 km



ISL Bureau d'Ingénieurs Conseils
Parc scientifique Agropolis II
34 397 MONTPELLIER cedex 5
Tél : 04 67 54 51 85
Fax : 04 67 54 52 05

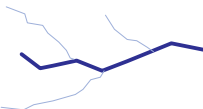
- Aéroports, Centres bourgs et Centres anciens
- Réseau routier
- Zones industrielles et commerciales, Zones portuaires, Habitats continus collectifs et individuels
- Habitats discontinus collectifs et individuels
- Territoires agricoles
- Zones boisées feuillus et résineux dominants
- Chantiers mines décharges, Espaces de sport et loisir, Zones humides, Lagunes, Marais salant, Zones végétalisées non boisées
- Zones peu ou pas végétalisées, Roches nues
- Cours d'eau, Plans d'eau



Syndicat mixte départemental d'aménagement
et de gestion des cours d'eau et milieux aquatiques du Gard

Schéma directeur pour la prévention
des inondations dans le Gard

Carte n°10
Zonage de l'Occupation des Sols
du bassin versant du Vistre

 Cours d'eau principal et ses affluents

 Centre bourg

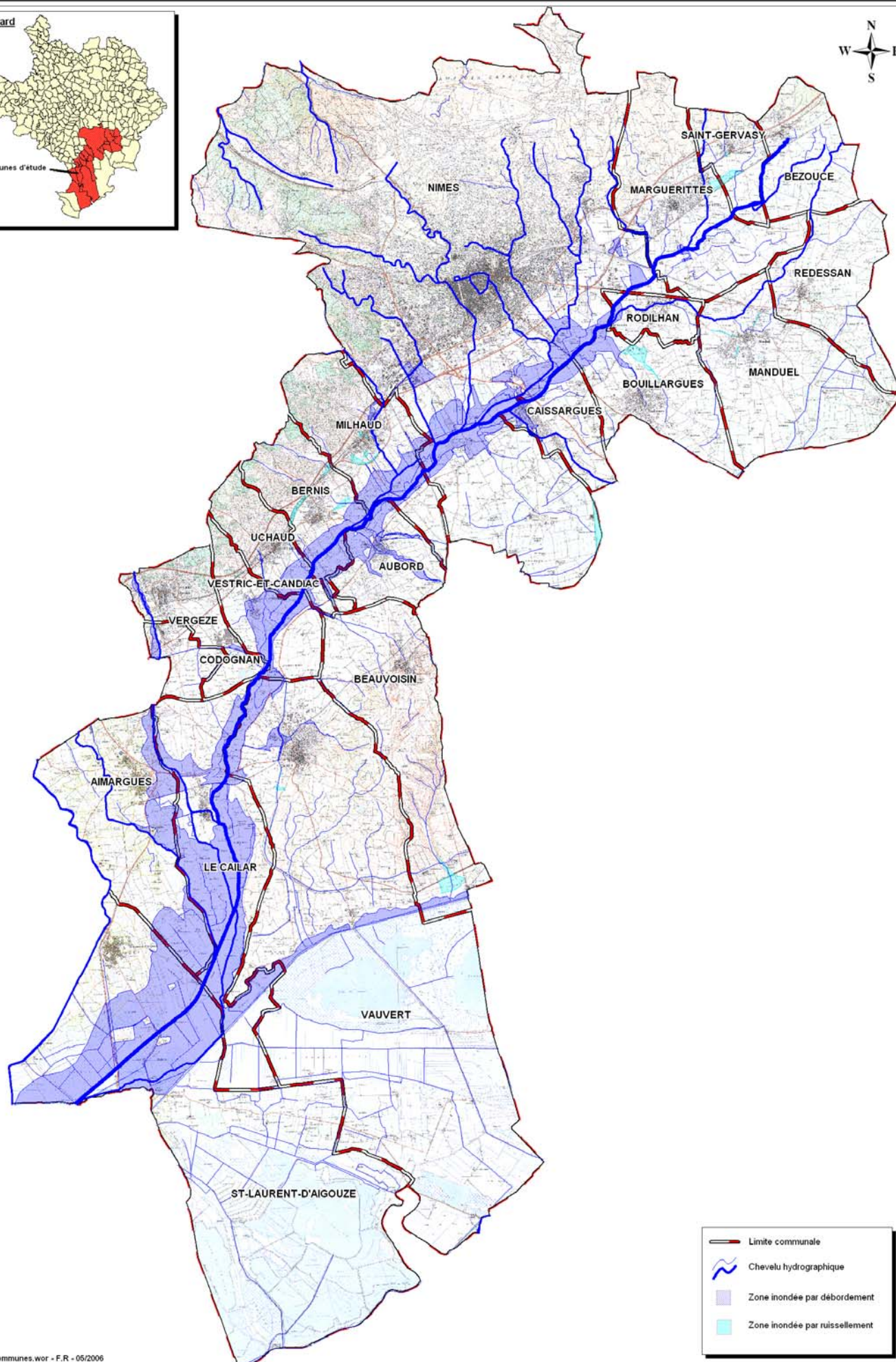


0 1,5 km 3 km



ISL Bureau d'Ingénieurs Conseils
Parc scientifique Agropolis II
34 397 MONTPELLIER cedex 5
Tél : 04 67 54 51 85
Fax : 04 67 54 52 05

Annexe 4 : Extraits de l'étude dégâts – crue du Vistre de septembre 2005



- Limite communale
- Chevelu hydrographique
- Zone inondée par débordement
- Zone inondée par ruissellement

MD00205_Presentation_communes.wor - F.R - 05/2006



**INONDATIONS DU VISTRE ET DE SES AFFLUENTS
DES 6, 7 ET 8 SEPTEMBRE 2005**

Carte de présentation de la zone d'étude

Echelle : 1 / 125 000e

Source : IGN, Safege



MILHAUD		
QUELQUES CHIFFRES		
	Surface	% de la surface totale de la commune
▪ Superficie totale de la commune	1852 ha	
▪ Superficie touchée par débordements de cours d'eau en lit majeur	296,5 ha	16%
▪ Superficie touchée par ruissellement pluvial	14,3 ha	1%
▪ Nombre de PHE levées sur la commune : 10		
▪ Arrêté de catastrophe naturelle : NON		
DYNAMIQUE DE LA CRUE		
▪ <u>Origine des inondations</u> ☒ Débordement du Vistre ☒ Débordement d'un affluent : La Poudre ☐ Débordement du canal BRL ☒ Ruissellement pluvial		
<u>Précisions :</u> Les inondations ont pour principale origine la Poudre qui arrive de Nîmes. Elle traverse l'agglomération et ses débordements inondent les rues de la commune. Le ruissellement sur les coteaux situés au nord-est de la commune a également provoqué des inondations et des dégâts. Les inondations ont touché le centre ville car de nombreux écoulements ont emprunté les rues de la ville. Les secteurs de zones industrielles et artisanales situées entre la RN 113 et la voie SNCF ont également été touchés, notamment les bâtiments situés en contrebas de la RN 113.		
SYNTHESE DES DEGATS		
▪ <u>Zones habitées touchées :</u>	O / N	Surface
Centre urbain ancien	O	0,1 ha
Habitat pavillonnaire	O	13,3 ha
Habitat collectif	N	
Habitat isolé	O	15 habitations isolées dans la zone de débordement 145 déclarations de riverains auprès de la mairie concernant des dégâts divers, causés par le ruissellement notamment
▪ <u>Etablissements publics touchés :</u>	O / N	Nombre -Caractérisation
Participant à la gestion de crise	N	
Accueil public sensible	O	Ecole maternelle
Accueil public	N	
▪ <u>Activités touchées :</u>	O / N	Caractérisation

Industrielle/commerciale/artisanale	O	2.2 ha dont 16 commerçants et artisans touchés, 3 restaurants
Tourisme/Sport	O	0.5 ha
▪ <u>Equipements</u>	O/N	Caractérisation
Voiries	O	5
Ouvrage détérioré	N	
Mise en charge et surverse de l'ouvrage	N	
▪ <u>Gestion de l'environnement</u>	O/N	Caractérisation
Station d'épuration	N	
▪ <u>Milieu naturel :</u>	O/N	Caractérisation
Erosion	O	Affouillement après passage busé de la Pondre sous la route de Nîmes
Brèches	N	
▪ <u>Divers :</u>	O/N	Caractérisation
	O	Effondrement de murs rue de la Cruvière et en bord de voie SNCF dans le prolongement

PRINCIPAUX DESORDRES / PHOTOS / COMMENTAIRES

- ✓ Ecole maternelle ;
- ✓ Centre commercial inondé sous 0,50 m d'eau ;
- ✓ Habitations touchées par les écoulements dans les rues : garages, caves, électricité, ... ;
- ✓ Murs effondrés rue de la Cruvière et rue des Amandiers.



Photo 21 : Mur effondré rue des Pins la Cruvière



Photo 22 : La Pondre vue amont prise depuis la rue des Muriers



Photo 23 : La Pondre - Affouillements

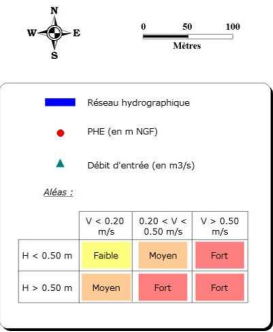
Annexe 5 : Cartes iso-hauteurs, iso-vitesses et aléa – crue de septembre 2005

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

Cartographie des aléas
Crue de Septembre 2005



Bureau d'études :



SAFEGE

Aix Métropole 84000-84000 H. H. H. H.
13200 Aix en Provence
M : 04.42.20.65.12 - Fax : 04.42.93.65.15

DESSINE : A.S.	DATE : 03/2009	SOURCE : Safege
VERSITE : D.A.	Echelle : 1 / 3 000	APPARE : 08MENG12

COMMUNE DE MILHAUD



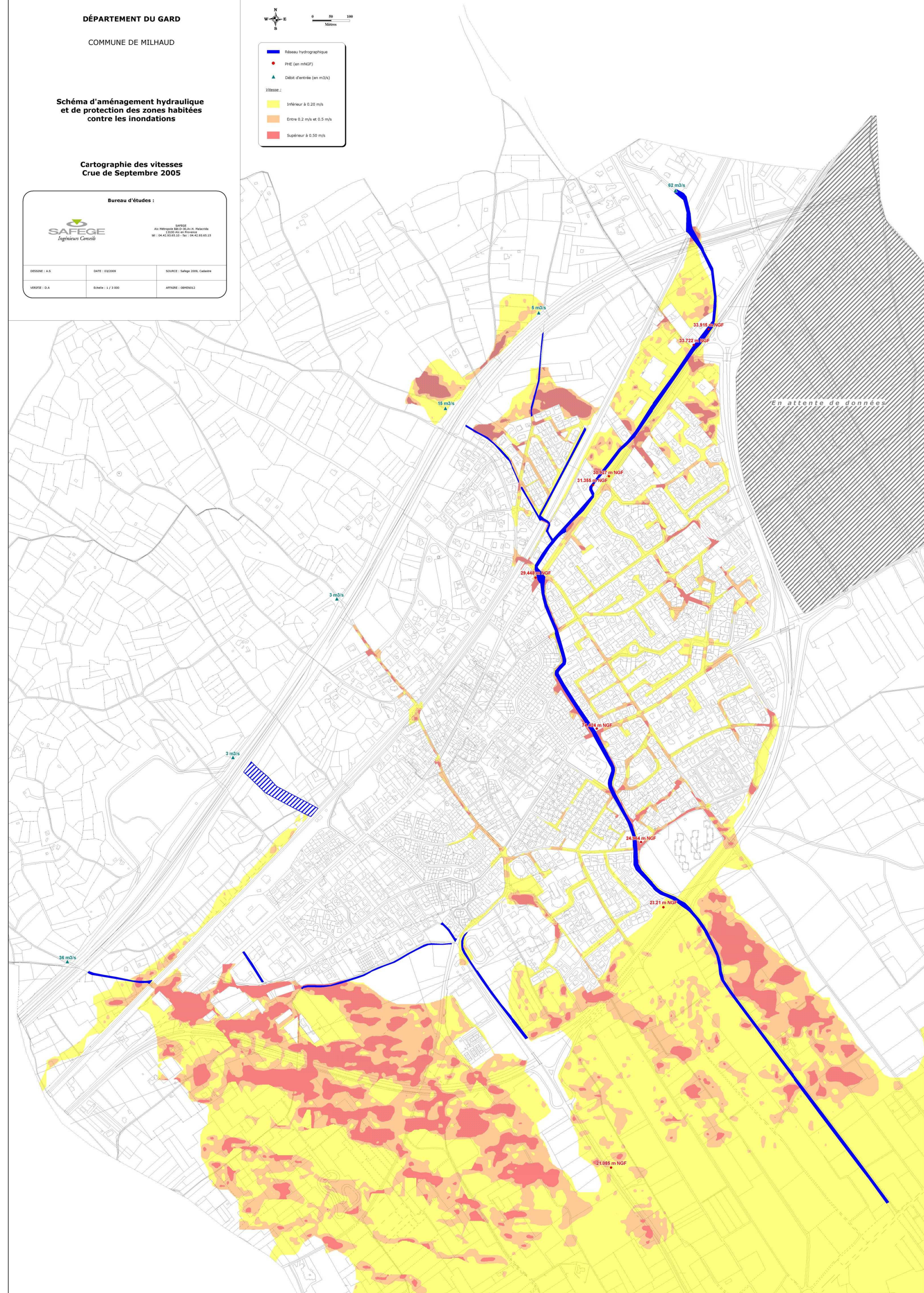
Cartographie des vitesses
Crue de Septembre 2005

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole Bât.D-30,Av.H. Halacrida
13100 Aix en Provence
tél : 04.42.93.65.10 - fax : 04.42.93.65.15

DESSINE : A.S	DATE : 03/2009	SOURCE : Safege 2009, Cadastre
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 3 000	AFFAIRE : 08MEN012



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

Cartographie des hauteurs d'eau
Crue de Septembre 2005

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole 84000-84000 H. H. H. H. H.
13200 Aix en Provence
M : 04 42 25 65 22 - Fax : 04 42 93 65 15

DESSINE : A.S.

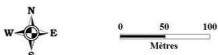
DATE : 03/2009

SOURCE : Safege

VERSITE : D.A.

Echelle : 1 / 3 000

APPARE : 08MENG12



- Réseau hydrographique
- PHE (en mNGF)
- Débit d'entrée (en m3/s)

Hauteur d'eau :

- Inférieur à 0.50 m
- Supérieur à 0.50 m

En attente de données

Annexe 6 : Cartes iso-hauteurs, iso-vitesses et aléa – crue d'octobre 1988

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

Cartographie des aléas
Crue d'Octobre 1988

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole 84000-84000 H. H. H. H.
13300 Aix en Provence
M : 04.42.93.63.12 - Fax : 04.42.93.63.15

DESSINE : A.S.

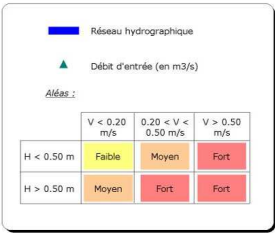
DATE : 03/2009

SOURCE : Safege

VERSITE : D.A.

Echelle : 1 / 3 000

APPARE : 08MENG12



En attente de données

59 m³/s

7 m³/s

9 m³/s

30 m³/s

11 m³/s

95 m³/s

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

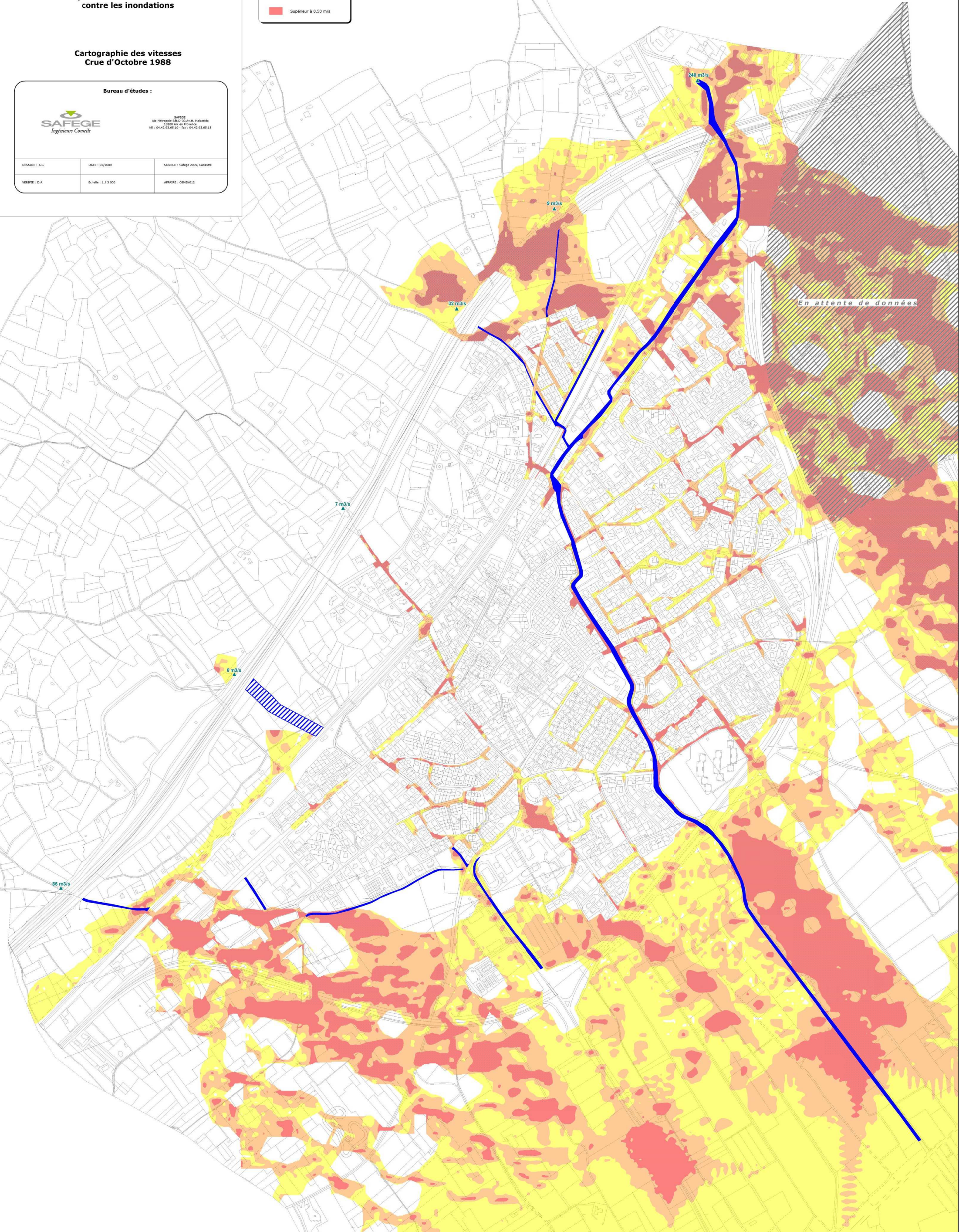
Cartographie des vitesses
Crue d'Octobre 1988

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole 84000 St-Amand
13300 Aix en Provence
M : 04.42.93.63.12 - Fax : 04.42.93.63.15

DESSINE : A.S.	DATE : 03/2009	SOURCE : Safege 2009, Cadastre
VERSITE : D.A.	Echelle : 1 / 3 000	APPAIRE : 08MEN012



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

Cartographie des hauteurs d'eau
Crue d'Octobre 1988

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole 84100-80, Av. H. Halicrède
13100 Aix en Provence
M : 04 42 26 65 12 - Fax : 04 42 93 65 15

DESSINE : A.S.

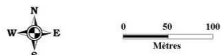
DATE : 03/2009

SOURCE : Safege

VERSITE : D.A.

Echelle : 1 / 3 000

APPAIRE : 08MEN012



Réseau hydrographique

Débit d'entrée (en m³/s)

Hauteur d'eau :

Inférieur à 0.50 m

Supérieur à 0.50 m

En attente de données

Annexe 7 : Cartes iso-hauteurs, iso-vitesses et aléa – crue 100 ans

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

Cartographie des aléas
Crue 100 ans

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole 84000-84000 H. H. H. H.
13200 Aix en Provence
M : 04.42.20.65.12 - Fax : 04.42.93.65.15

DESSINE : A.S.

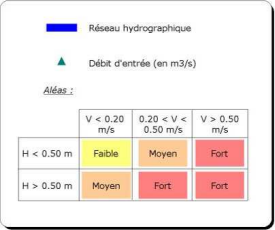
DATE : 03/2009

SOURCE : Safege

VERSITE : D.A.

Echelle : 1 / 3 000

APPAIRE : 08MENG12



En attente de données

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

Cartographie des hauteurs d'eau
Crue 100 ans

Bureau d'études :

SAFEGE
Ingénieurs Conseils

SAFEGE
Avenue Principale 34120 St-Jean-Pied-de-Port
Tél : 04 42 93 85 15 - Fax : 04 42 93 85 16

DESSEIN : A.S.	DATE : 03/2009	SOURCE : Safege
VERGÉE : D.R.	Echelle : 1 / 3 000	AFFAIRE : OPHENOZ



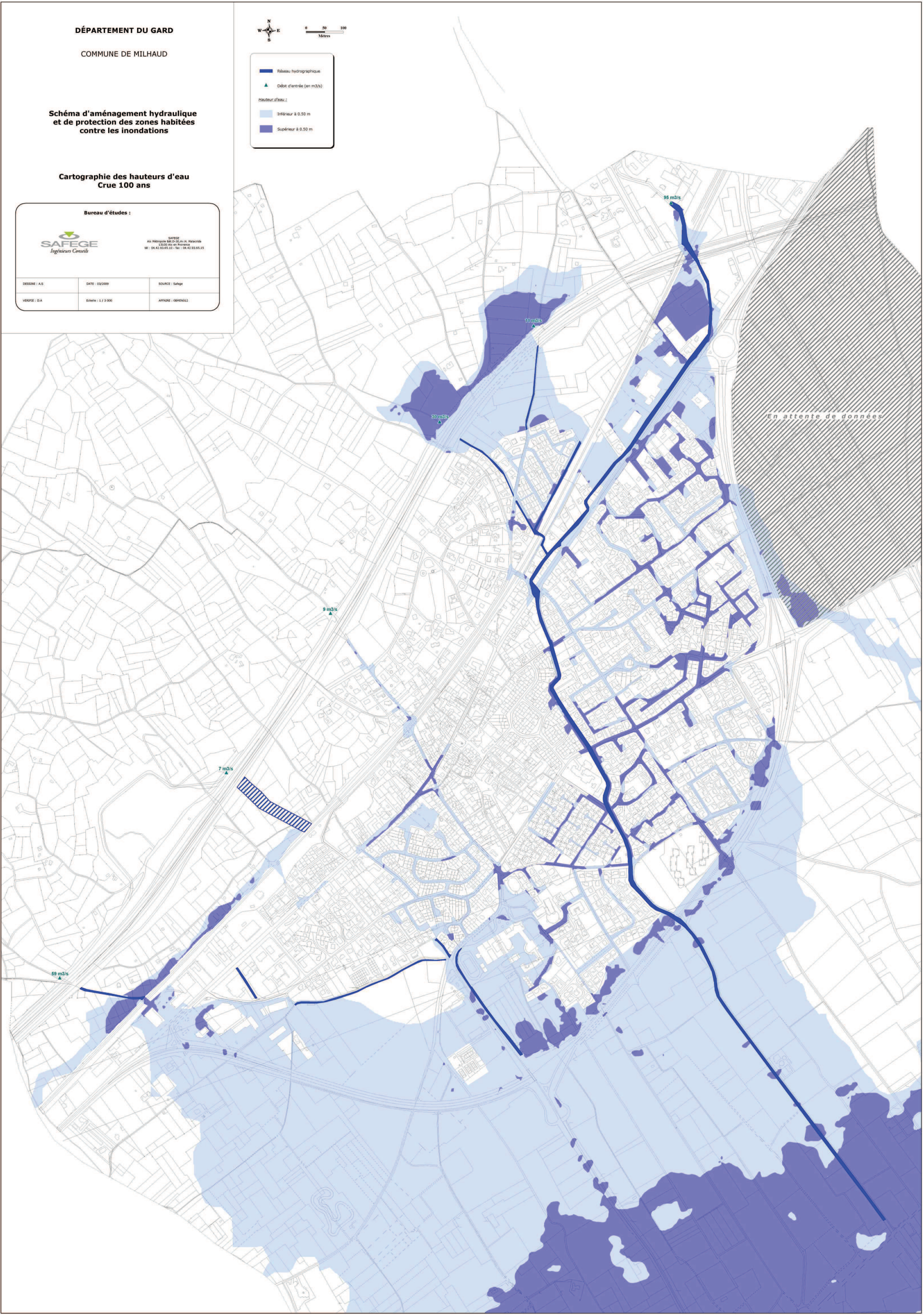
Réseau hydrographique

▲ Débit d'entrée (en m³/s)

Hauteur d'eau :

Inférieur à 0.50 m

Supérieur à 0.50 m



COMMUNE DE MILHAUD



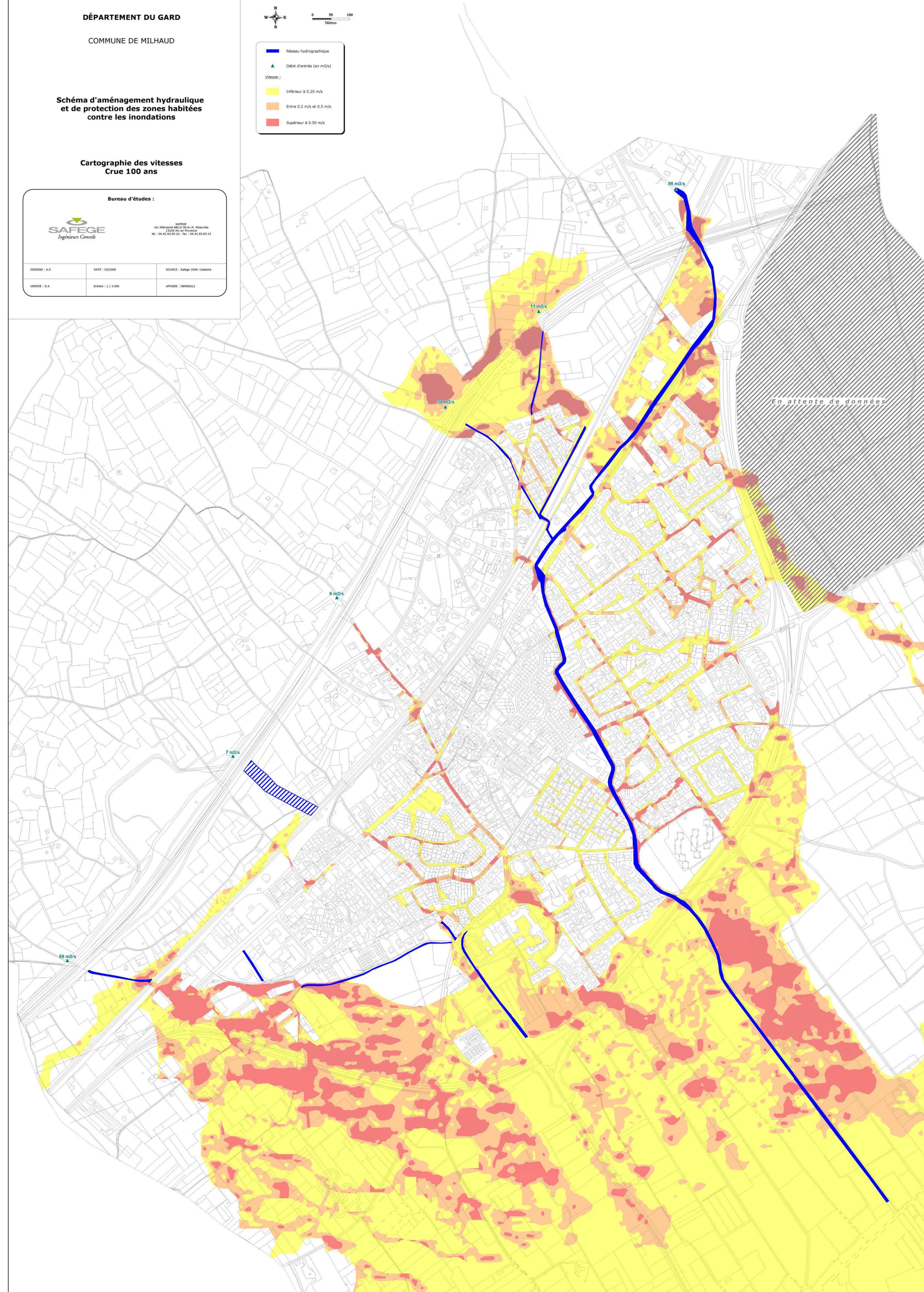
Cartographie des vitesses Crue 100 ans

Bureau d'études :



SAGEGE
Aix Métropole Bât.D-30,Av. H. Halacrida
13100 Aix en Provence
tél : 04.42.93.65.10 - fax : 04.42.93.65.15

DESSINE : A.S	DATE : 03/2009	SOURCE : Safege 2009, Cadastre
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 3 000	AFFAIRE : 08MEN012



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE MILHAUD

Schéma d'aménagement hydraulique
et de protection des zones habitées
contre les inondations

Cartographie des hauteurs d'eau
Crue 100 ans

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole 84100-84101 H. H. H. H.
13100 Aix en Provence
M : 04 42 25 65 12 - Fax : 04 42 93 65 15

DESSINE : A.S.

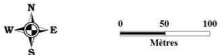
DATE : 03/2009

SOURCE : Safege

VERSITE : D.A.

Echelle : 1 / 3 000

APPARE : 08MENG12



Réseau hydrographique

Débit d'entrée (en m³/s)

Hauteur d'eau :

Inférieur à 0.50 m

Supérieur à 0.50 m

En attente de données