

PHASE 1 : Diagnostic de l'état actuel

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

Commune de Bernis

Indice G (rapport final)



PHASE 1 : Diagnostic de l'état actuel

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

Commune de Bernis

Date	27 janvier 2010
N° de version	Indice G (rapport final)
Référence Affaire	08MEN035
Rédacteur	Damien ALLIAU
Vérificateur	Arnaud BONNAFE

SOMMAIRE

1	Préambule	6
1.1	Objectifs.....	6
1.2	Périmètre d'étude.....	7
2	Bilan de la collecte de données	8
2.1	Entretiens avec les acteurs locaux.....	8
2.2	Bibliographie	9
2.3	Éléments topographiques	10
2.3.1	Études antérieures.....	10
2.3.2	Besoins identifiés.....	10
2.4	Reconnaissances de terrain.....	11
2.4.1	Objectifs	11
2.4.2	Déroulement des campagnes	11
2.4.3	Élaboration des plans des réseaux pluviaux	11
3	Pré diagnostic pluvial	13
3.1	Ossature du réseau pluvial.....	13
3.2	Principaux secteurs sensibles	15
3.2.1	Rue de la Vallongue	15
3.2.2	Problèmes structurels.....	16
3.2.3	Problèmes d'entretien	17
4	Définition état initial	19
4.1	Hydrologie du secteur.....	19
4.1.1	Préambule.....	19
4.1.2	Bassins versants ruraux	21
4.1.3	Bassins versants urbains	30
4.1.4	Pluviométrie de référence	32
4.1.5	Calcul des débits de référence	38
4.1.6	Hydrogrammes et volumes de crue.....	42
4.2	Programme d'aménagements contre les inondations.....	46
4.3	Construction des modèles hydrauliques	48

4.3.1	<i>Élaboration des modèles hydrauliques</i>	48
4.3.2	<i>Calage du modèle</i>	52
4.3.3	<i>Influence du Vistre</i>	63
4.3.4	<i>Sensibilité au coefficient de rugosité</i>	63
4.3.5	<i>Cartographie</i>	64
4.4	Modélisation du réseau pluvial : résultats	65
4.4.1	<i>Hypothèses</i>	65
4.4.2	<i>Secteur Nord Est</i>	67
4.4.3	<i>Secteur Centre</i>	71
4.4.4	<i>Secteur Ouest</i>	73
4.5	Modélisation à surface libre : résultats	77
4.5.1	<i>Hypothèses</i>	77
4.5.2	<i>Crue 100 ans</i>	77
4.5.3	<i>Crue d'octobre 1988</i>	80
4.5.4	<i>Crue de référence</i>	80
4.6	Synthèse	81
5	Annexes	82

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation du site d'étude et réseau hydrographique.....	7
Figure 2 : Ossature des réseaux EU/EP.....	14
Figure 3 : Localisation des bassins versants.....	27
Figure 4 : Comparaison quantiles SHYPRE et Météo France (région Nîmes).....	33
Figure 5 : Hyétogramme observé au poste de Castanet pour les épisodes des 6 et 8 septembre 2005.....	34
Figure 6 : Hyétogramme de l'événement du 8 septembre 2005 sur le poste de Castanet (à gauche) et hyétogramme de l'événement 1988 sur Nîmes (à droite).....	36
Figure 7 : Débits de cadereaux en fonction de la surface des bassins versants.....	42
Figure 8 : Crue de projet 100 ans - hydrogramme par méthode réservoir linéaire.....	43
Figure 9 : Crue de projet 10 ans - hydrogramme par méthode SOCOSE.....	44
Figure 10 : Site n°42 - extrait du SDAPI Vistre.....	47
Figure 11 : Principe de couplage MIKEFLOOD.....	48
Figure 12 : Synthèse des données topographiques 2009 (source : GEOMETRIS).....	49
Figure 13 : Limites du modèle.....	50
Figure 14 : Maillage 2D du territoire (vue 3D avec résultats).....	51
Figure 15 : PHE relevées pour la crue du Vistre - Septembre 2005 (source : SAFEGE 2006).....	53
Figure 16 : Carte des hauteurs maximales atteintes - crue de septembre 2005 (source : SAFEGE 2009).....	54
Figure 17 : Profil en long du Grand Bernard et Vallongue - Écarts aux PHE - septembre 2005.....	55
Figure 18 : Dynamique de crue septembre 2005.....	62
Figure 19 : Différentiel de hauteur d'eau - variation condition aval.....	63
Figure 20 : Synoptique du réseau MOUSE.....	66
Figure 21 : Résultats secteur Nord-Est - 5ans.....	68
Figure 22 : Résultats secteur Nord-Est - 5ans.....	70
Figure 23 : Résultats Secteur Centre - 5 ans.....	72

Figure 24 : Résultats Secteur Ouest - 5 ans.	76
Figure 25 : Crue 100 ans - secteur Grand Bernard.....	77
Figure 26 : Crue 100 ans - secteur Vallongue.	78
Figure 27 : Crue 100 ans - secteur Larrière.	79
Figure 28 : Crue octobre 1988 - secteur Vallongue.	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Entretien réalisés et personnes contactées.	8
Tableau 2 : Synthèse des études hydrologiques disponibles.	20
Tableau 3 : Caractéristiques physiques des bassins versants ruraux.....	26
Tableau 4 : Rétention initiale en fonction des paramètres de perméabilité et d'occupation du sol.....	28
Tableau 5 : Estimation de la rétention initiale au sein des bassins versants ruraux.	28
Tableau 6 : Temps de concentration des bassins versants.	29
Tableau 7 : Caractéristiques physiques des bassins versants urbains.	30
Tableau 8 : Temps de concentration et de réponse pour les bassins versants urbains.....	31
Tableau 9 : Estimation des fortes précipitations à la station de Nîmes Courbessac.	32
Tableau 10 : Quantiles de pluies SHYREG du CEMAGREF (source : étude Cadereau BCEOM).....	32
Tableau 11 : Cumul de pluie observée lors de l'évènement de septembre 2005 (mm).....	34
Tableau 12 : Précipitations maximales pour l'épisode d'octobre 1988.	35
Tableau 13 : Caractéristiques des pluies de projet.	37
Tableau 14 : Résultats hydrologiques – bassins versants ruraux.....	40
Tableau 15 : Récapitulatif des volumes de crue – bassins versants ruraux.....	45
Tableau 16 : Écarts aux PHE – septembre 2005.....	59

1

Préambule

1.1 Objectifs

La commune de Bernis est sujette à des inondations relativement fréquentes, la dernière en date étant septembre 2005. 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** : Élaboration 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 Bernis est située dans le département du Gard, au Sud Ouest de la ville de Nîmes, sur un territoire de 12,8 km². La commune s'inscrit dans un réseau hydrographique complexe décrit dans le paragraphe 4.1, et dont les principaux axes figurent ci-dessous (la Figure 3 précise les tracés de cours d'eau).

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

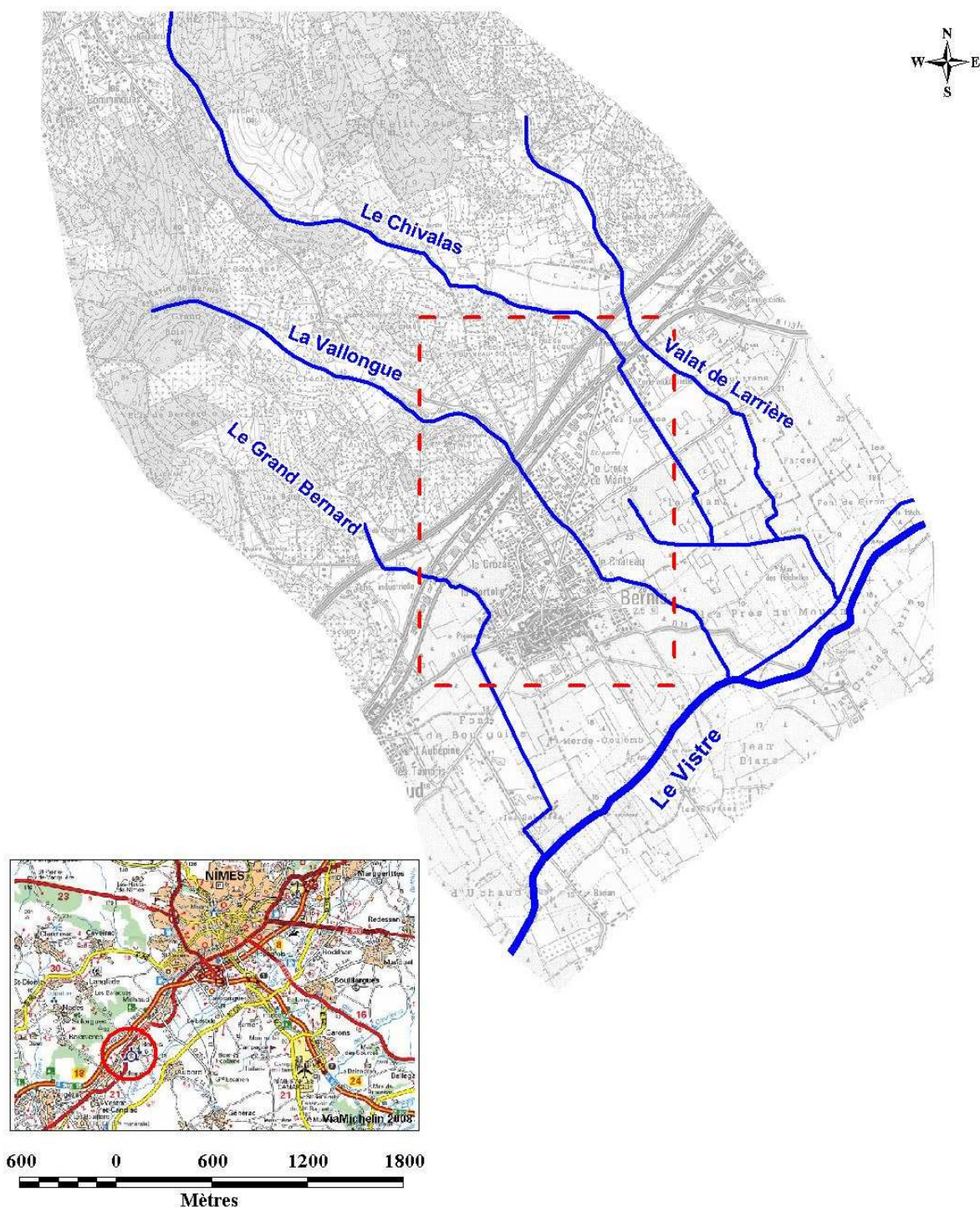


Figure 1 : Localisation du site d'étude et réseau hydrographique.

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 Bernis	Maitre d'Ouvrage	Mr SOULAGES - Mr DELSOL	11/04/2008
	Habitants	Mr BOURDELON - Mr ARNAL - Mr BRUN	21/05/2008
SDEI	Gestionnaire réseau EU/EP	Mme FANGUEDE	14/04/2008
Syndicat du Vistre	Gestionnaire du bassin versant	Mme SERRE-JOUE	-

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] *Etude de l'état initial dans le cadre de la LGV - contournement ferroviaire de Nîmes et Montpellier*, SIEE pour la Direction régionale Languedoc-Roussillon/Réseau Ferré de France, novembre 2006 ;
- [5] *Crue du Vistre et de ses affluents du 6 au 8 septembre 2005*, SAFEGE pour la Direction Départementale du Gard, juin 2006 ;
- [6] *Etude générale d'aménagement hydraulique du Vistre – Rhône*, BCEOM pour la Direction Départementale du Gard, décembre 1992 ;
- [7] *Atlas hydrogéomorphologique des zones inondables des bassins versants du Vidourle, du Vistre et du Rhône*, CAREX pour la DIREN Languedoc Roussillon, juillet 2004 ;
- [8] *Diagnostic hydraulique sur le territoire de Nîmes Métropole*, BCEOM pour la communauté d'agglomération Nîmes Métropole, juillet 2005 ;
- [9] *Etude de caractérisation de l'événement de septembre 2005 sur le Vistre*, CETE Méditerranée pour la Direction Départementale du Gard, mai 2006 ;
- [10] *Etude de réhabilitation du Vistre en aval de Nîmes*, BURGEAP pour le Syndicat Mixte du Bassin Versant du Vistre, juin 2007 ;
- [11] *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 ;
- [12] *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 ;
- [13] *Schéma Directeur d'Aménagement pour la Protection contre les Inondations dans le département du Gard*, ISL pour le Conseil Général du Gard, mars 2006 ;
- [14] *Etude hydraulique pour la définition des zones inondables par le Vistre sur le quartier de la Prairie*, SIEE pour la commune de Bernis, novembre 2006 ;

- [15] *Dossier de demande d'autorisation au titre des articles L.214-1 à L.241-11 du code de l'environnement – partie rive droite de la ZAC de la Capitelle, SIEE pour SNC Capitelle, octobre 2006 ;*
- [16] *Dossier de demande d'autorisation au titre des articles L.214-1 à L.241-11 du code de l'environnement – partie rive gauche de la ZAC de la Capitelle , SIEE pour SNC Capitelle, mai 2002 ;*
- [17] *Schéma d'aménagement hydraulique et de protection des zones habitées contre les inondations, SAFEGE pour la commune de Milhaud, étude en cours.*

2.3 Éléments topographiques

2.3.1 Études antérieures

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

- 26 profils en travers issus de l'étude hydraulique réalisée par SIEE sur la ZAC de la Capitelle (source non identifiée) ;
- Gabarits de fossés agricoles sur la plaine du Vistre au Sud du centre urbain de Bernis : 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 Bernis : toutefois ces données ne concernent 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 mai-juin 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 ont été levés par Geometris en mai 2009 :

- 72 profils en travers (largeur moyenne de 20 m) sur le Grand Bernard/Vallongue/Chivalas/Valat de Larrière ;
- 43 ouvrages hydrauliques (largeur inférieure à 20 m) sur les axes d'écoulements principaux (Grand Bernard/ Vallongue/Chivalas/Valat de Larrière) ;
- lever terrain naturel (TN) de 180 plaques (tampons) du réseau EP ;
- lever fil d'eau uniquement sur 12 exutoires du réseau EP (aux réseaux superficiels);
- semis de points sur 240 hectares à raison d'au moins 20 points/ha : seuls 60 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 de diamètre supérieur ou égal à 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 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 mai et juin 2008 (environ 180 tampons ont été soulevées, et 12 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 / Mike Urban, 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 2 du présent rapport.

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.

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 (2005).

Le réseau est globalement en bon état mais présente des discontinuités importantes. Quelques avaloirs sont totalement inefficaces car bouchés.

Deux principaux exutoires sont identifiés :

- La Vallongue (captant environ 10 exutoires) ;
- Le Grand Bernard en partie Ouest du centre urbain.

La figure suivante positionne également les principaux secteurs sensibles décrits aux paragraphes suivants.

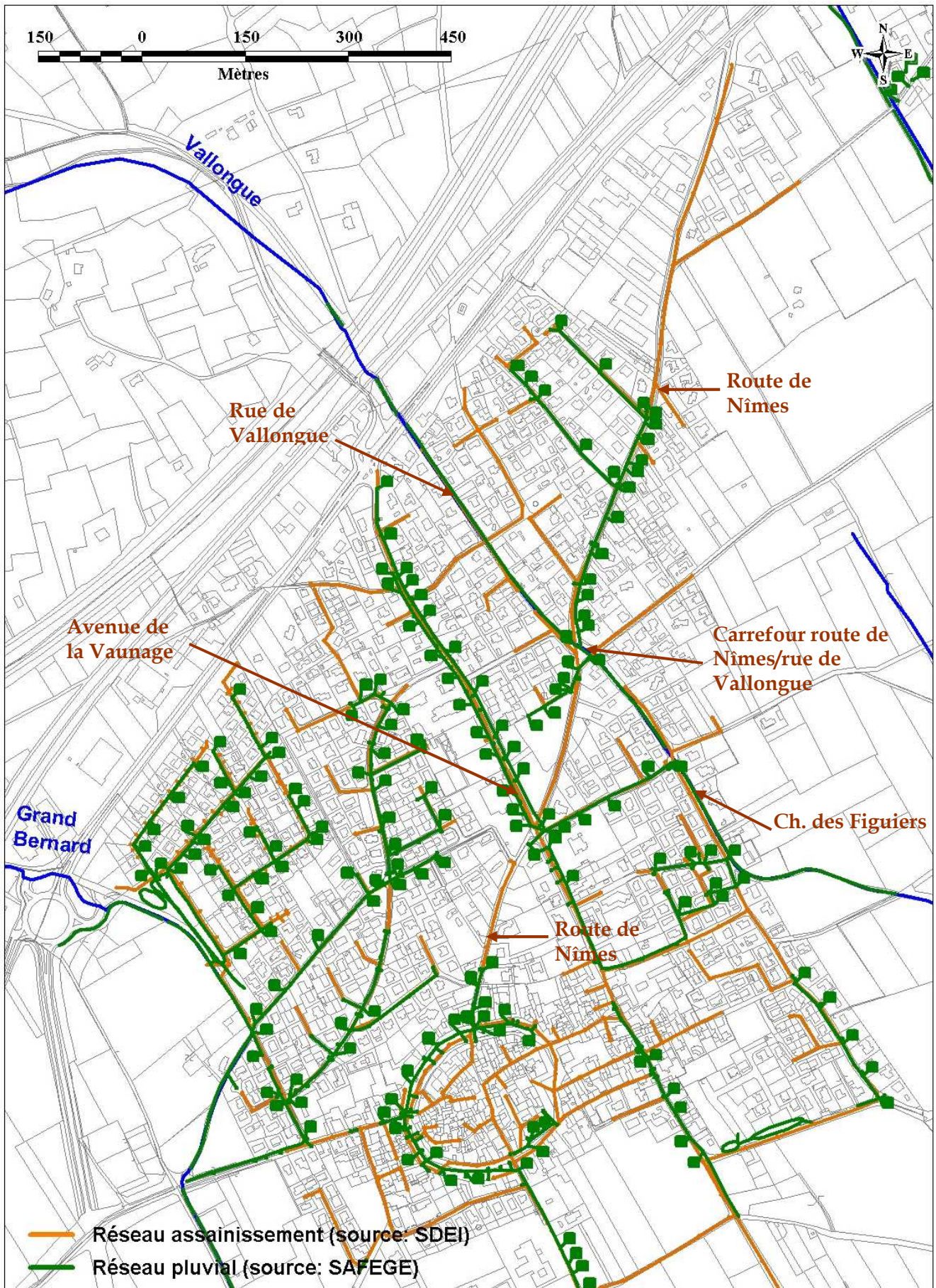


Figure 2 : Ossature des réseaux EU/EP.

3.2 Principaux secteurs sensibles

3.2.1 Rue de la Vallongue



Photo 1 : Amont rue de la Vallongue - départ conduite Ø 800 mm

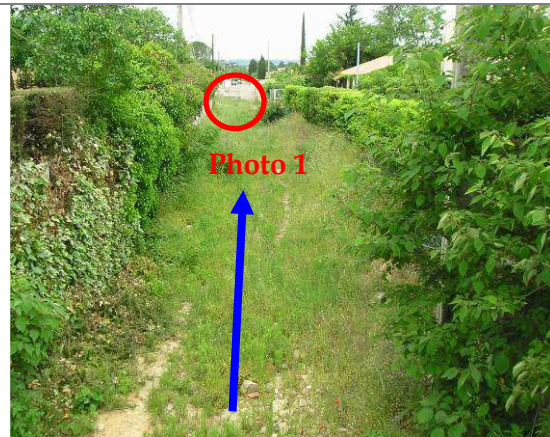


Photo 2 : Vue du fossé de Vallongue depuis RN113 (amont photo 1)

Le ruisseau de Vallongue se transforme à partir des premières habitations en conduite Ø 800 mm.

Lors de fortes pluies, cette conduite ne peut absorber l'ensemble des eaux provenant du ruisseau. De ce fait, les eaux transitent par la rue de la Vallongue, créant ainsi de nombreux dégâts.

Les écoulements de surface sont ensuite captés partiellement par un ouvrage au niveau du carrefour de la route de Nîmes et de la rue de la Vallongue. Il est à noter qu'une confluence « en aveugle » se fait sous la chaussée avec le réseau pluvial de la Route de Nîmes (direction RN113).



Photo 3 : Amont carrefour route de Nîmes



Photo 4 : Ouvrage de récupération des eaux de surface

Les informations sur les événements historiques ont indiqué que les écoulements superficiels sur chaussée se dirigent préférentiellement le long de l'axe de la route de Nîmes, tandis que le réseau pluvial débouche de nouveau sur un fossé le long du chemin des Figuiers.

3.2.2 Problèmes structurels

Nous avons pu constater la présence de plusieurs doublement de conduites, notamment au niveau du carrefour Route de Nîmes / Chemin des Justices. A ce niveau, une conduite Ø 300 mm est divisée en deux conduites Ø 200 mm.

Ce dispositif peut engendrer l'obturation des conduites par différents objets (branches, etc...).



Photo 5 : Vue sur le doublement des conduites

Certaines conduites présentent une importante mise en charge, notamment au niveau de la rue des Figuiers (regards FIG 010 et FIG 020).

Cette mise en charge peut être une conséquence directe des dépôts d'origine pluviale (graviers, terre, etc...), 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 un rejet en fond de cours d'eau.

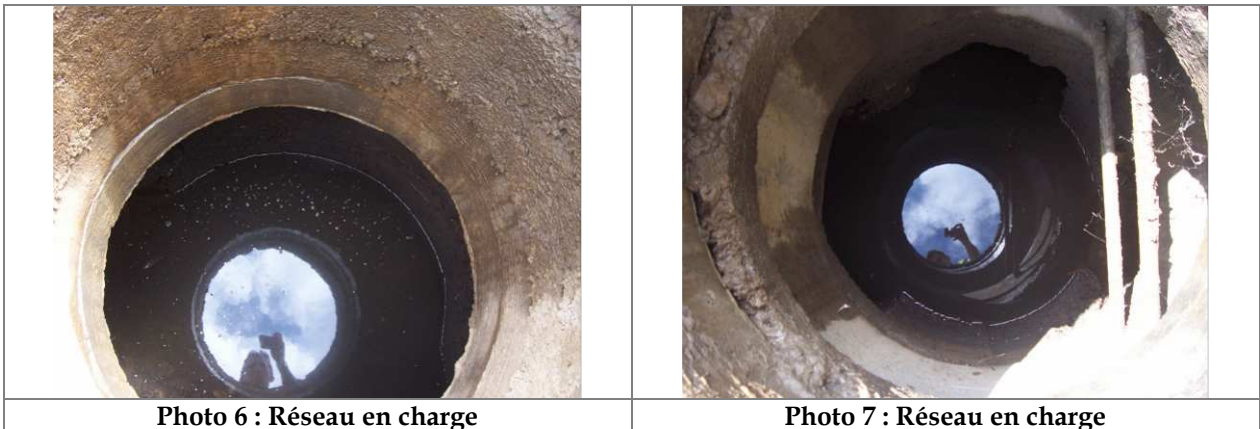


Photo 6 : Réseau en charge

Photo 7 : Réseau en charge

L'ensemble des eaux pluviales du bas de la rue de la Vaunage sont collectées par l'intermédiaire de grilles vers une canalisation Ø 300 mm. Cette canalisation semble nettement sous-dimensionnée vue le nombre de grilles présentes sur ce secteur.

De plus, les grilles de collecte des eaux pluviales sont pour la plupart bouchées.



Photo 8 : Réseau de la rue de la Vaunage



Photo 9 : Grilles bouchées de la rue de la Vaunage

Ces problèmes structurels rue de la Vaunage sont d'autant plus critiques que cette rue est un vecteur principal d'écoulement superficiel de la Vallongue en crue (suite au carrefour précédemment décrit).

Les eaux collectées à proximité de l'église sont rejetées par l'intermédiaire d'un avaloir et s'écoulent vers une grille pluviale reliée à l'ovoïde.

Lors de fortes pluies, une grosse quantité d'eau transite par l'intermédiaire d'un caniveau et inonde partiellement la chaussée.



Photo 10 : Exutoire du réseau pluvial situé à proximité du temple

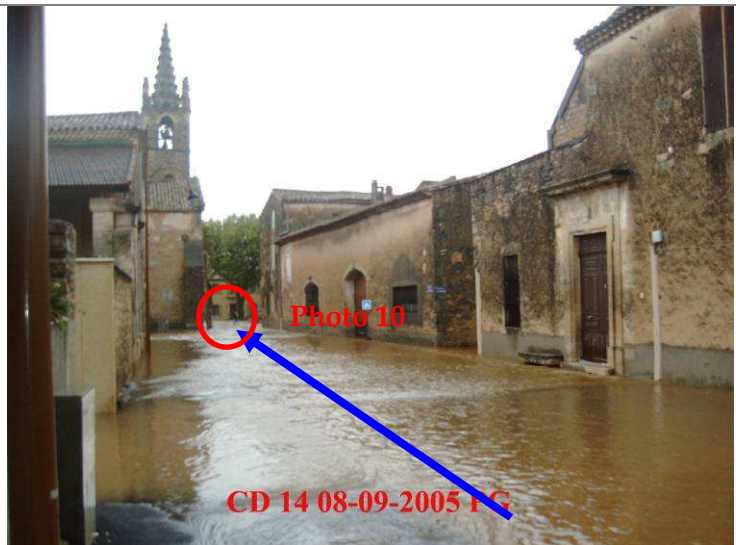


Photo 11 : débordement de la Vallongue en septembre 2005

3.2.3 Problèmes d'entretien

Les lits des ruisseaux sont encombrés et ne permettent pas un écoulement facilité en période d'intempéries, notamment au niveau du Grand Bernard et du Chivalas. Une végétation dense constituée de cannes de Provence et d'herbes hautes est présente.



Photo 12 : Vue sur la végétation du ruisseau du Chivalas



Photo 13 : Vue sur la végétation du ruisseau du Grand Bernard

L'ensemble des eaux pluviales du centre ville de Bernis se jettent vers un ovoïde béton T140 mm (bd Alexandre Ducros). Cet ouvrage s'avère peu entretenu, avec la présence de blocs, de dépôts de graviers et divers objets réduisant ainsi la section de la conduite.

Par ailleurs, nous avons constaté que des réseaux traversent l'ovoïde, créant ainsi des obstacles majeurs au bon écoulement des eaux.



Photo 14 : Vue sur l'ovoïde - dépôts



Photo 15 : Vue sur l'ovoïde - canalisations transversales

4 Définition état initial

4.1 Hydrologie du secteur

4.1.1 Préambule

Un certain nombre d'études sont en cours sur les bassins versants en rive droite du Vistre, et il est absolument nécessaire qu'une cohérence soit appliquée entre elles.

Le **schéma d'aménagement hydraulique de protection des zones habitées contre les inondations de la commune de Milhaud** est **actuellement en cours** : cette étude contient une analyse critique pour la détermination de la méthodologie hydrologique à retenir. Les éléments SAFEGE sont notamment confrontés à ceux également en cours sur le **programme CADEREAU**.

La présente étude se propose donc d'utiliser la méthodologie appliquée à la commune de Milhaud, en attendant la validation prochaine de celle-ci (à priori septembre-octobre 2008).

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 centennial (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.

Nom d'étude	Bassin versant	Surface de bassin (km ²)	Méthode(s) hydrologique(s) appliquée(s)	Description des paramètres hydrologiques calculés	Occurrences calculées	Débit de pointe calculé (m ³ /s)	Débit pseudo spécifique (m ³ /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 m ³ /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 m ³ /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 m ³ /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 m ³ /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
Etude hydraulique de la ZAC de la Capitelle - SIEE	Grand Bernard	2.8	Méthode rationnelle - station pluviométrique de Nîmes-Courbessac (1964-1992)	Cr 100 = 60% / Tc = 0.7h	100 ans	57	25.0	-

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 Bernis, entre la voie ferrée et le lit majeur du Vistre.

4.1.2 Bassins versants ruraux

4.1.2.1 Caractéristiques physiques

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

- **La Vallongue:** ce vallon prend source en amont de la commune, dans le secteur du Grand Bois de Bernis. Son régime hydrologique est celui d'un cadereau, mais possède localement des zones d'humidités permanentes. Il draine une partie du thalweg situé de part et d'autre de la RD14 menant à Langlade, avant de franchir successivement l'autoroute A9, la voie SNCF et la RN113 par des passages busés. La traversée du secteur urbain se fait de manière alternée entre du souterrain et de l'aérien. La Vallongue rejoint ensuite le Vistre en rive droite à travers la plaine dans un profil rectiligne et trapézoïdal. Lors des événements des 6 et 8 septembre 2005, le vallon a créé de nombreux désordres de voirie, a partiellement débordé sur l'A9, avant d'inonder le centre ville (0,40 à 0,50 m d'eau dans les rues et 0,10 m dans l'église). Le vallon de la Vallongue a fait l'objet d'une fiche de recensement préliminaire dans le cadre du SDAPI (Cf. paragraphe 4.2).

Selon les témoignages recueillis en 2008, la submersion de la voie SNCF est évoquée lors des événements de 1916 et 1988. L'autoroute A9 a également fait l'objet de submersion en 1988.



Face aux ateliers municipaux 08-09-2005 PG



CD 14 08-09-2005 PG



septembre 2005 la Vallongue ch. des figures
Photo M. IMBERT

Photo 16 : crue de septembre 2005 sur la Vallongue.



Photo A de B., octobre 88. Croisement Route de Nizy - Chemin Bas de Millhaud
Arrière Rue du Stade. (Beinaud Paul)



ROUTE DENIMES 1988

Photo A de Bernis

Photo 17 : crue d'octobre 1988 sur la Vallongue.



octobre 88 la voie ferrée
Photo AdleB .



septembre 2005 la voie ferrée
Photo Mue CRETEL

Photo 18 :débordements de la Vallongue sur la voie SNCF (octobre 1988 et septembre 2005).



octobre 88
l'autoroute

Photo
Amis de
Bernis



septembre
2005
l'autoroute
Photo M. GEMEL

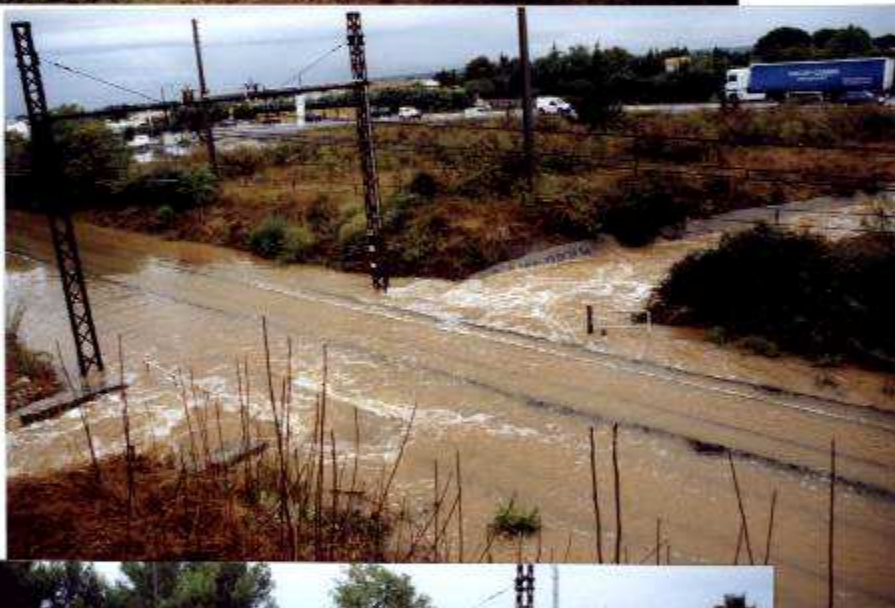


octobre
1988
l'autoroute
Photo
A de B

Photo 19 :débordements de la Vallongue sur l'autoroute A9 (octobre 1988 et septembre 2005).



septembre 05
l'autoroute



la voie
ferree



d°

Photos M^{me}
CRENEL

Photo 20 :débordements de la Vallongue sur l'autoroute A9 et la voie SNCF (septembre 2005).

- **Le Chivalas :** ce cours d'eau 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 le vallon de Larrière puis dans le Grand Courant, avant de rejoindre le Vistre en rive droite. Le Chivalas draine une série de petits thalwegs avant de s'épancher, en amont immédiat de l'A9, dans une zone d'emprunt de matériaux ayant servi à la construction de l'autoroute et jouant un rôle de rétention temporaire.

Cet élément singulier que représente ce bassin de rétention « naturel » sera étudié précisément lors de l'état hydraulique initial.

Après avoir franchi et partiellement submergé l'A9, le Chivalas a inondé la zone industrielle/artisanale située en bordure de voie ferrée (de 0,6 à 0,8 m d'eau dans les bâtiments situés en contrebas de la RN113) lors des événements de septembre 2005.

- **Le vallon de Larrière :** ce cours d'eau prend sa source dans un vallon situé sur la commune de Milhau. Comme la Vallongue et le Chivalas, le Larrière draine un thalweg avant de rejoindre une zone beaucoup plus large au pied des coteaux (cônes de déjection) en amont de l'A9. Il franchit alors successivement l'autoroute, la voie SNCF et la RN113 avant de rejoindre la plaine du Vistre jusqu'au Grand Courant. Le vallon a participé en 2005 à l'inondation de la zone industrielle/artisanale située en bordure de voie ferrée.
- **Le Grand Bernard :** ce cours d'eau collecte les ruissellements venus des coteaux des garrigues situées au Nord Ouest de la commune de Bernis, avant de franchir lui aussi les différentes infrastructures de transport traversant le territoire par des passages busés. Le projet de la ZAC Capitelle est concerné par le Grand Bernard : une modification de tracé est d'ailleurs proposée en aval de la RN113.
- Les bassins versants ruraux compris entre l'autoroute A9 et la ligne SNCF. Ces bassins versants seront caractérisés précisément par la topographie prochainement relevée.

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	Vallongue	4500	176	30	32,4	4,65	465
2	Grand Bernard	2400	98	25	30,4	2	200
4	Chivalas	4700	129	30	21,1	4,5	450
4b	Valat Larrière	3700	121	32	24,2	4,47	447
3a	BV intermédiaire	730	45	22	31.2	0.37	37
5a	BV intermédiaire	400	35	28	17.3	0.03	4
6a	BV intermédiaire	520	40	28	22.1	0.11	12
3a	BV intermédiaire	730	45	22	31.2	0.37	37

Tableau 3 : Caractéristiques physiques des bassins versants ruraux.

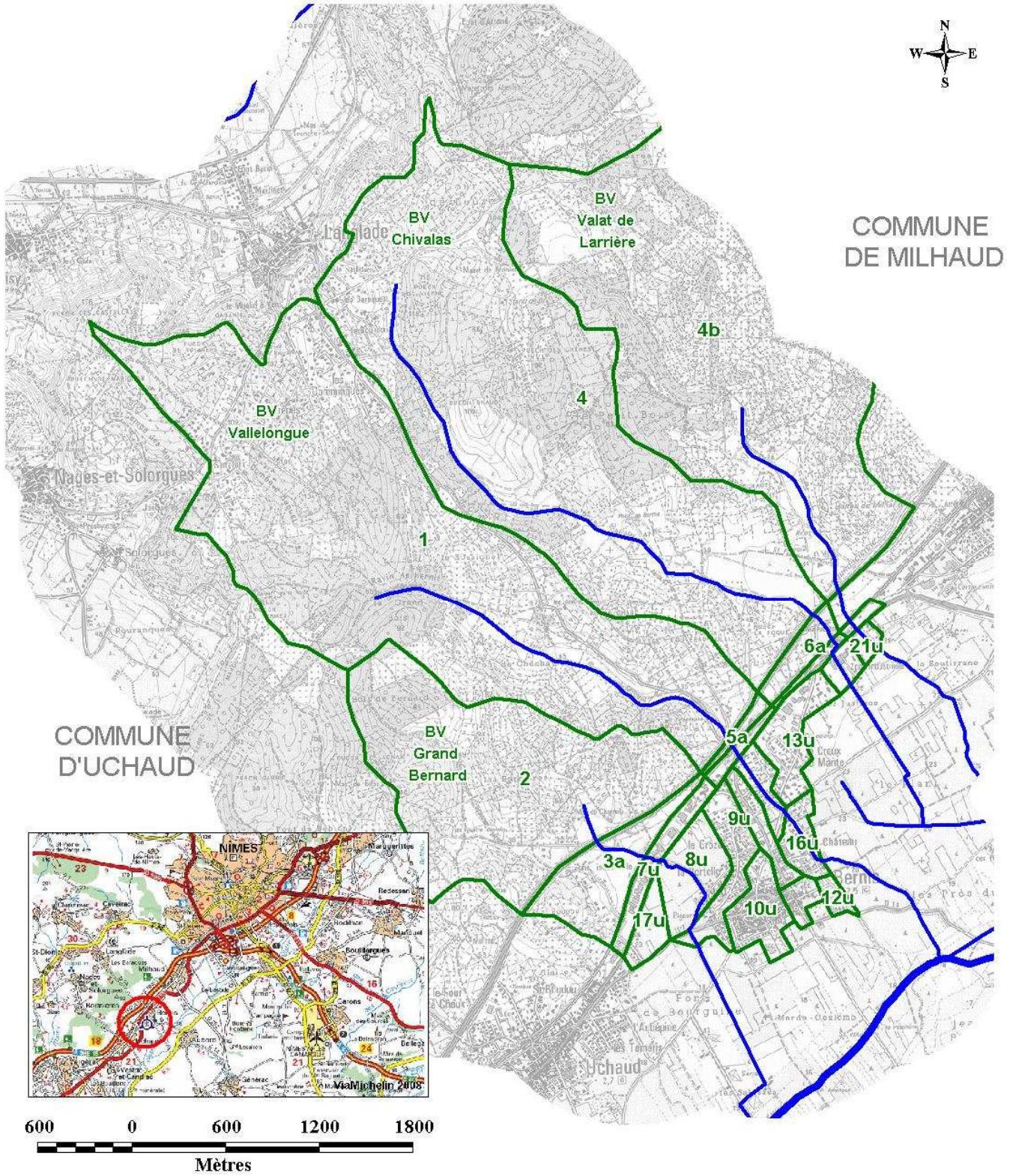


Figure 3 : Localisation des bassins versants.

4.1.2.2 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 moyenne des versants, et du substrat géologique.

Les bassins versants étudiés sont occupés essentiellement par de la garrigue. L'analyse de la carte géologique au 1/50 000^{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 (Vallongue)	75	15	10	20	80	3.2	77
2 (Grand Bernard)	75	25	0	90	10	3.0	60
4 (Chivalas)	75	25	0	30	70	2.1	76
4b (Larrière)	75	25	0	10	90	2.4	81

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).

Au final, le coefficient de ruissellements 10 ans varient de 0,27 à 0,36, et les coefficients 100 ans varient de 0,61 à 0,66.

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.

4.1.2.3 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.

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

avec : L = longueur du bassin versant en km

P_a = pente moyenne des versants en m/m

R_m = ruissellement en mm (=0,8 x (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 SOCOSE 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 Lefort (m/s)	D (h) de Socose
1 (Vallongue)	9.09	2.87	0.44	2.99
2 (Grand Bernard)	8.41	2.02	0.33	2.28
4 (Chivalas)	3.92	3.89	0.34	2.96
4b (Larrière)	6.72	2.81	0.36	2.95
3a	2.00	1.59	0.13	1.33
5a	2.00	1.11	0.10	0.64
6a	2.00	1.29	0.11	0.92

Tableau 6 : Temps de concentration des bassins versants.

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

- Tc selon méthode Bressand Golossof ;
- 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 Bernis est également alimenté par un ensemble de bassins versants urbains dont les caractéristiques sont présentées ci-après :

ID	Nom	superficie (ha)	Longueur hydraulique (m)	point haut (m NGF)	point bas (m NGF)	Pente (m/m)
7u	urbain	13.18	660	32.2631	21.8709	0.032
8u	urbain	23.00	860	27.34	19.3074	0.030
9u	urbain	19.55	1200	28.4347	18.8425	0.021
10u	urbain	17.72	880	23.315	18.2892	0.024
11u	urbain	9.55	830	29.3714	21.0684	0.031
12u	urbain	3.66	310	21.1518	18.6978	0.017
13u	urbain	20.36	920	31.1635	23.4518	0.022
14u	urbain	8.66	670	31.0144	22.5648	0.016
15u	urbain	5.25	380	21.9222	19.2383	0.009
16u	urbain	10.21	610	24.8416	19.6815	0.008
17u	urbain	9.15	690	26.6717	20.406	0.006
18u	urbain	4.68	370	35.6084	27.2042	0.010
19u	urbain	3.33	270	31.3634	28.3784	0.008
20u	urbain	5.55	330	30.1275	26.2018	0.008
21u	urbain	3.45	200	30.1853	27.0256	0.013
22u	urbain	2.47	190	31.2479	28.5215	0.007

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)
7u	BV urbains	16.6	15.1
8u	BV urbains	27.3	23.3
9u	BV urbains	30.9	28.4
10u	BV urbains	31.9	28.8
11u	BV urbains	19.9	20.8
12u	BV urbains	12.2	13.6
13u	BV urbains	28.2	26.1
14u	BV urbains	16.3	16.7
15u	BV urbains	15.3	16.0
16u	BV urbains	20.0	18.5
17u	BV urbains	19.4	19.7
18u	BV urbains	8.6	9.9
19u	BV urbains	9.8	10.2
20u	BV urbains	11.7	11.9
21u	BV urbains	7.7	9.4
22u	BV urbains	7.1	7.4

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						
$I = a * t^b$ pour: I en mm/h, t en h, H en mm $H = a * t^{(1-b)}$						
	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 SHYREG du CEMAGREF (source : étude Cadereau BCEOM).

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

Comparaison courbes HDF MétéoFrance (Nîmes Courbessac) / SHYREG Nîmes

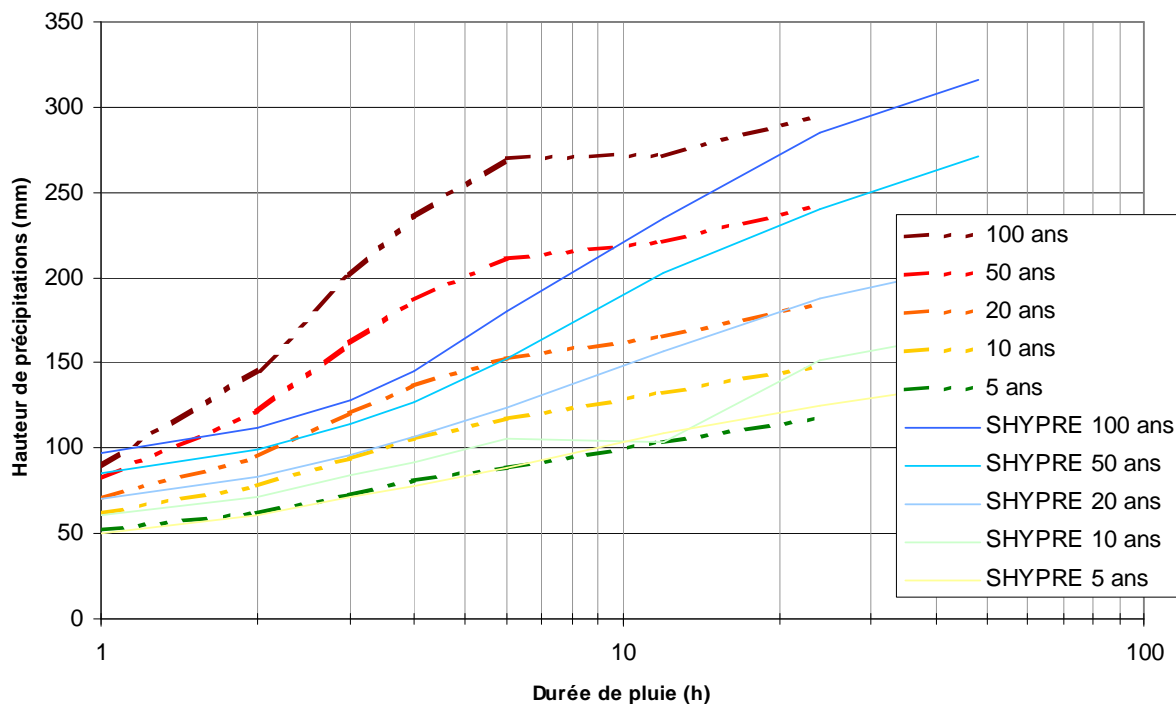


Figure 4 : Comparaison quantiles SHYPRE et Météo France (région Nîmes).

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 obtenues 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 Bernis.

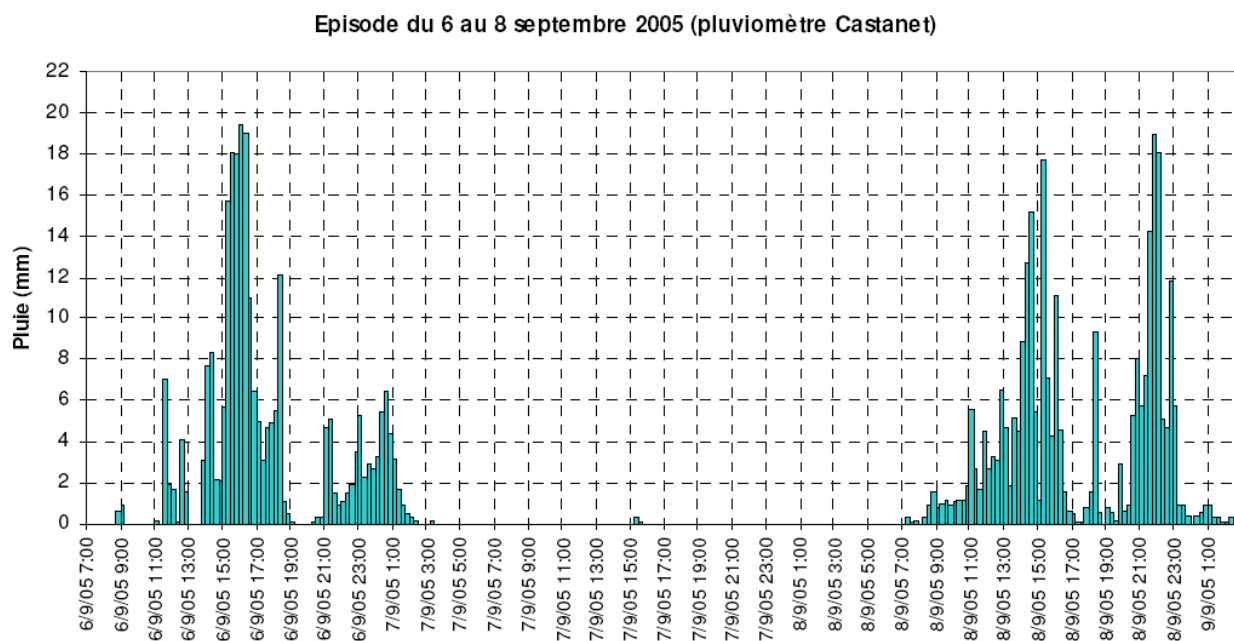


Figure 5 : HyétoGRAMME observé au poste de Castanet pour les épisodes des 6 et 8 septembre 2005

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 510 mm.

4.1.4.4 Pluviométrie du 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.

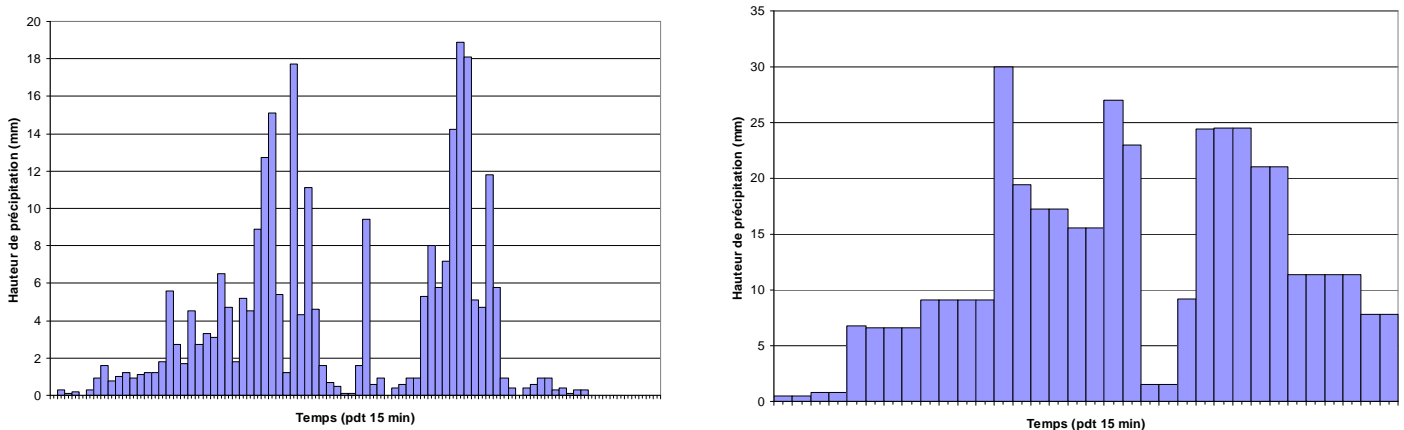


Figure 6 : Hyétoigramme de l'événement du 8 septembre 2005 sur le poste de Castanet (à gauche) et hyétoigramme de l'événement 1988 sur Nîmes (à droite).

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 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 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)
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).

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 (Vallongue)	2 (Grand Bernard)	4 (Chivalas)	4b (Larrière)	3a	5a	6a
ESTIMATION du DEBIT 5 ans en m3/s	Q5 méthode rationnelle sur Tc Lefort et CR experts	10	6.7	7.5	8.9	1.3	0.2	0.5
	modèle réservoir linéaire pluie 4h, Tp Chocat et Cr10 experts	1	2.7	1.2	0.0	2.7	0.3	0.9
	méthode proposée	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle	Rationnelle
	Q5 proposé	10	6.7	7.5	8.9	1.3	0.2	0.5
	<i>Débit pseudo spécifique (m³/s/km^{1,6})</i>	<i>2.81</i>	<i>3.87</i>	<i>2.24</i>	<i>2.67</i>	<i>2.80</i>	<i>2.36</i>	<i>2.60</i>
ESTIMATION du DEBIT DECENNAL en m3/s	SOCOSE	5	2	5	5	0	0	0
	méthode rationnelle sur Tc moyen et Cr10 occ_sol	20	12	16	19	3	0	1
	méthode des Experts sur Tc Lefort et Cr10 experts	13	9	10	12	2	0	1
	modèle réservoir linéaire pluie 4h, Tp Chocat et Cr10 experts	6	6	6	5	3	0	1
	CRUPEDIX	18	9	17	17	2	0	1
	méthode proposée	Experts	Experts	Experts	Experts	Experts	Experts	Experts
	Q10 proposé	13	9	10	12	1.7	0.2	0.6
<i>Débit pseudo spécifique (m³/s/km^{1,6})</i>	<i>3.71</i>	<i>5.15</i>	<i>2.94</i>	<i>3.53</i>	<i>3.75</i>	<i>3.18</i>	<i>3.50</i>	
ESTIMATION du DEBIT CENTENAL en m3/s	méthode rationnelle sur Tc moyen et cr100	100	63	78	90	22	3	8
	méthode des Experts sur cr100 experts et Tc Lefort	62	39	46	60	8	1	3
	modèle réservoir linéaire pluie 4h, Tp Chocat et Cr100 experts	73	47	62	66	11	1	4
	BRESSAN GOLOSSOF	71	38	67	70	12	1	4
	méthode du Gradex sur Dr - méthode SPC	68	61	66	66	-	-	-
	méthode proposée	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire	Réservoir linéaire
	Q100 proposé	73	47	62	66	11.5	1.3	3.8
<i>Débit pseudo spécifique (m³/s/km^{1,6})</i>	<i>21.23</i>	<i>27.00</i>	<i>18.57</i>	<i>19.97</i>	<i>25.37</i>	<i>17.53</i>	<i>21.33</i>	
ESTIMATION du DEBIT septembre 2005 (m3/s)	pluie = hyétogramme poste Castanet							
	Q max modèle réservoir linéaire avec Tp Chocat et Cr100 Experts	43	23	39	41	4.4	0.5	1.4
	<i>Débit pseudo spécifique (m3/s/km^{1,6})</i>	<i>12.68</i>	<i>12.97</i>	<i>11.60</i>	<i>12.35</i>	<i>9.74</i>	<i>6.57</i>	<i>8.09</i>
ESTIMATION du DEBIT octobre 1988 (m3/s)	pluie = hyétogramme Nîmes							
	Q max modèle réservoir linéaire avec Tp Chocat et Cr100 BCEOM	100	46	94	96	9.3	1.0	3.0
	<i>Débit pseudo spécifique (m³/s/km^{1,6})</i>	<i>29.31</i>	<i>26.23</i>	<i>28.34</i>	<i>29.05</i>	<i>20.60</i>	<i>13.87</i>	<i>17.10</i>

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 Bernis) 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 très proches, y compris les méthodes de Bressand Golossov et du Gradex.

La méthode du réservoir linéaire semble correspondre à la fourchette de valeurs définies précédemment par BCEOM sur le bassin versant de la Pondre sur la commune de Milhaud: 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 $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^{1.6}$.

Concernant les débits de pointe des crues historiques, la méthode du réservoir linéaire est retenue et cohérente avec les études hydrologiques en cours (rappel : cette méthodologie, appliquée par SAFEGE sur la commune de Milhaud, fera l'objet d'une validation prochaine en septembre-octobre 2008).

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.

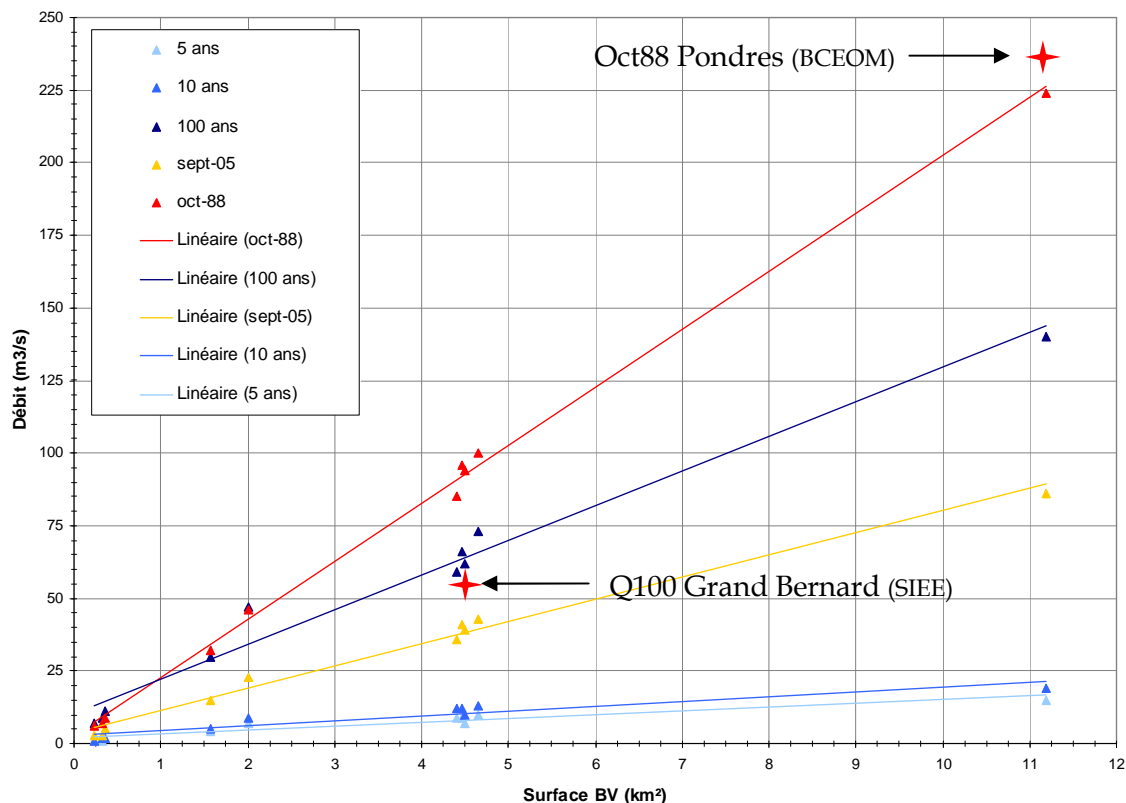


Figure 7 : Débits de cadereaux en fonction de la surface des bassins versants.

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 évènements historiques.

Les résultats sont a priori compatibles avec les études antérieures ou en cours : estimation du débit de la Pondre de 240 m³/s (octobre 1988) par BCEOM et de 57 m³/s (Q100) sur le Grand Bernard par SIEE.

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.

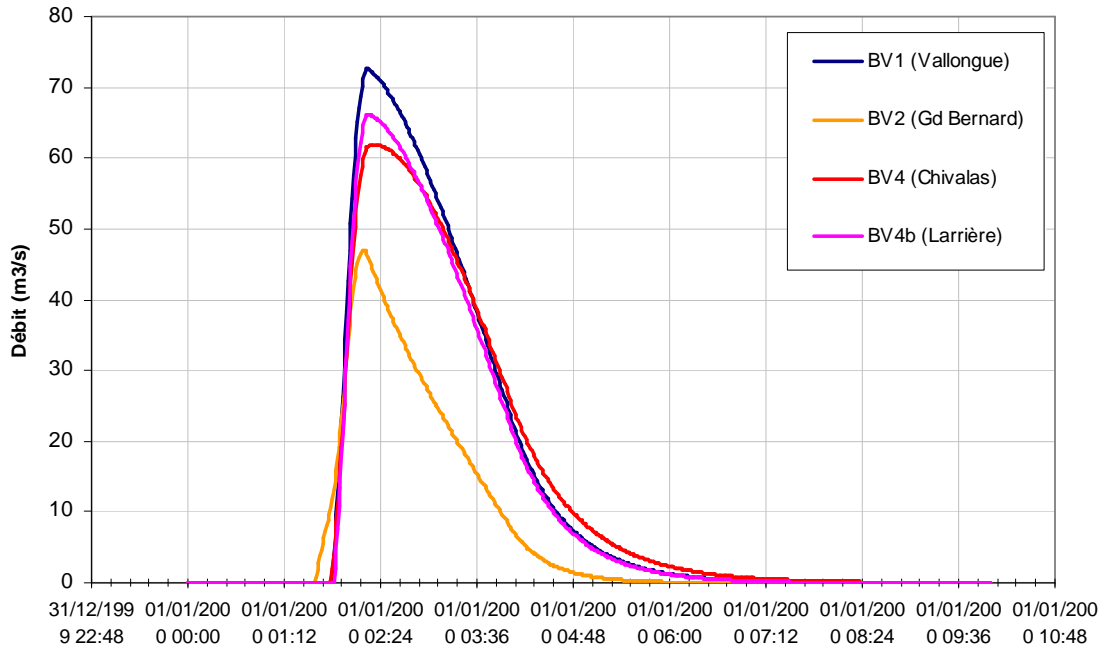


Figure 8 : Crue de projet 100 ans – hydrogramme par méthode réservoir linéaire.

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.

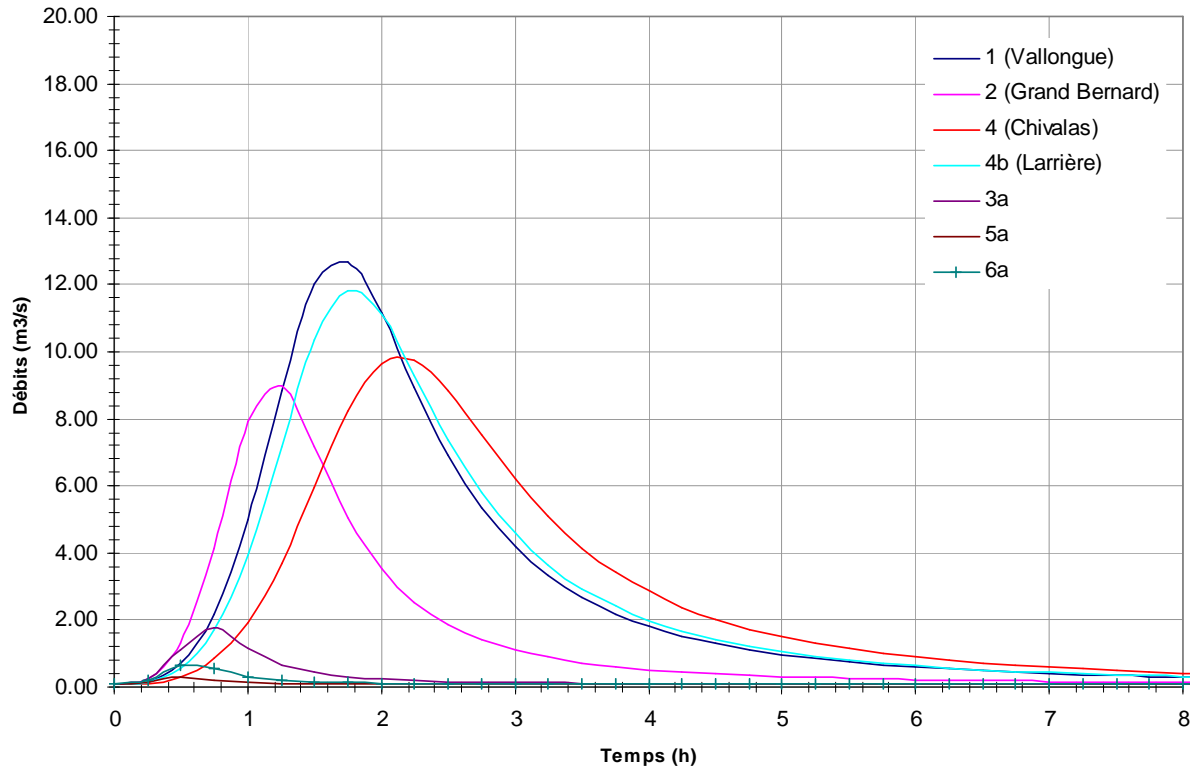


Figure 9 : Crue de projet 10 ans – hydrogramme par méthode SOCOSE.

Les résultats en terme de volumes écoulés sont présentés ci-dessous :

ESTIMATION DES VOLUMES DE CRUE

		Nom	1 (Vallongue)	2 (Grand Bernard)	4 (Chivalas)	4b (Larrière)
CRUE 5 ans durée de pluie 4h	Q5 rationnelle (m3/s)		10	7	7	9
	volume (m3) hydrogramme SOCOSE avec Q5 rationnelle		142 159	104 695	104 695	129 671
CRUE 10 ans durée de pluie 4h	Q10 Experts (m3/s)		13	9	10	12
	volume (m3) hydrogramme SOCOSE avec Q10 Experts		179 622	129 671	142 159	167 134
CRUE 100 ans durée de pluie 4h	Q100 réservoir linéaire (m3/s)		73	47	62	66
	volume (m3) hydrogramme réservoir linéaire		457 813	232 056	445 791	422 086
CRUE octobre 1988	Q88 réservoir linéaire (m3/s)		100	46	94	96
	volume (m3) hydrogramme réservoir linéaire		1 511 259	682 304	1 466 776	1 435 773
CRUE septembre 2005	Q05 réservoir linéaire (m3/s)		43	23	39	41
	volume (m3) hydrogramme réservoir linéaire		549 675	274 144	534 573	508 967

Tableau 15 : 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 mentionne la possibilité de réaliser un bassin écrêteur de crue de 480 000 m³ sur la commune de Bernis sur le vallat de Vallongue (site 42, nœud hydrologique numéroté VA1, surface de bassin versant capté 3,8 km²).

Concernant le bassin écrêteur, son impact a été quantifié à l'aide du modèle ECRET d'ISL, notamment en estimant l'efficacité hydraulique locale relative (%) de l'ouvrage à l'aide du ratio *diminution du débit de pointe/débit de pointe sans ouvrage*, calculé sur une plage de 30 minutes.

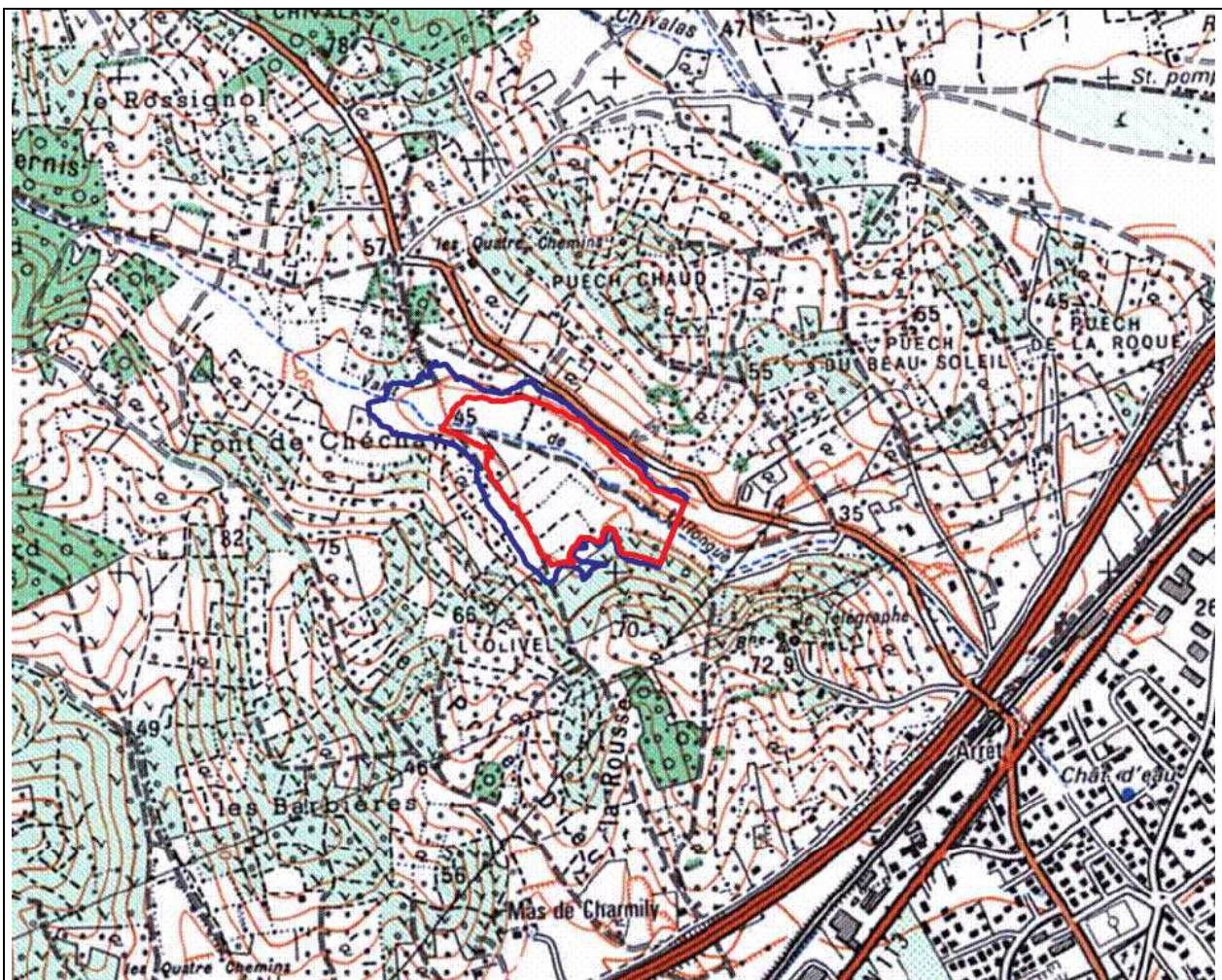
Cette efficacité a été déterminée pour deux pluies type :

- une pluie dite « petit bassin versant », considérant une période intense de faible durée (1 heure). Cette pluie permet sur les petits bassins versants (superficie inférieure à 50 km²), de proposer à l'échelle du SDAPI d'une bonne corrélation entre les périodes de retour de la pluie et du débit en découlant ;
- une pluie dite « grand bassin versant », considérant une période intense plus longue (comprise entre 12 heures pour les faibles périodes de retour et 3 heures pour la pluie centennale).

L'efficacité de l'aménagement est calculée sur la réduction du débit de pointe du Vallongue :

- 11,2 % pour crue 10 ans « Grands BV » ;
- 49,2 % pour crue 10 ans « Petits BV » ;
- 47,5 % pour crue 100 ans « Grands BV » ;
- 72,2 % pour crue 100 ans « Petits BV ».

Le plan ci-après localise l'aménagement sur la commune de Bernis (extrait du SDAPI) :



Site:	n°42
Commune:	Bernis
Bassin versant général:	Bassin versant du Vistre
Cours d'eau concerné:	Valat de Vallongue
Surface du bassin versant drainé:	3,8 km ²
Type de stockage:	Bassin de rétention
Volume mobilisable:	480 000 m ³ (127 mm)
Hauteur des ouvrages au-dessus du TN:	10.1 m
PHE / Emprise sous les PHE	— 49.0 m NGF / 13.0 ha
Cote déversoir / Emprise sous le déversoir	— 47.0 m NGF / 8.6 ha
Origine:	ISL
Fiche enquête n°:	

Figure 10 : Site n°42 – extrait du SDAPI Vistre.

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 Bernis 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.

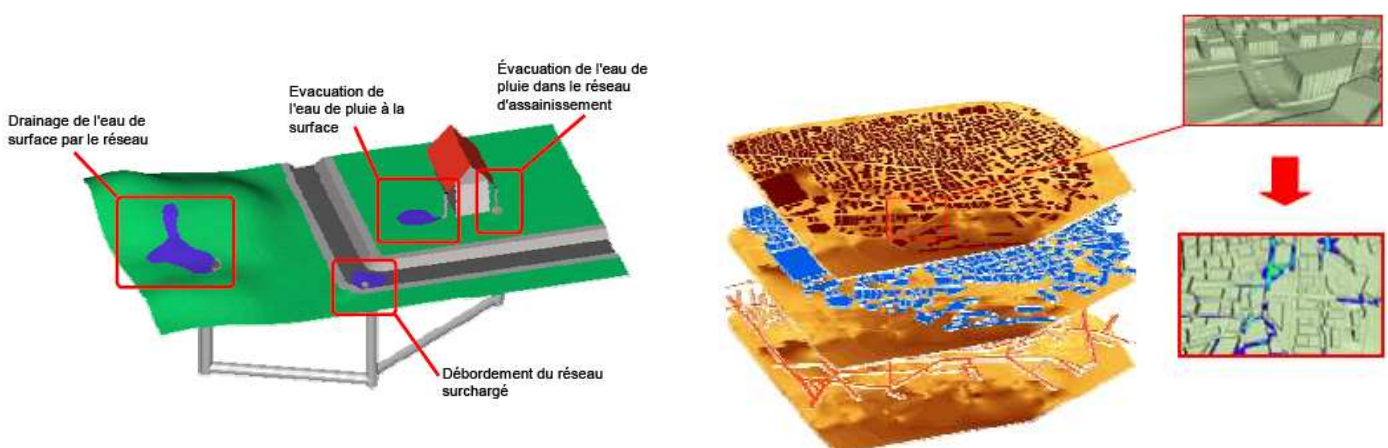


Figure 11 : Principe de couplage MIKEFLOOD.

4.3.1.2 Topologie du modèle

Le modèle est construit sur la base des levés du cabinet de géomètre GEOMETRIS de juin 2009:

- 72 profils en travers (largeur moyenne de 20 m) sur le Grand Bernard/ Vallongue/Chivalas/Valat de Larrière ;
- 43 ouvrages hydrauliques (largeur inférieure à 20 m) sur les axes d'écoulements principaux (Grand Bernard/ Vallongue/Chivalas/Valat de Larrière) ;
- lever terrain naturel (TN) de 180 plaques (tampons) du réseau EP ;
- lever fil d'eau uniquement sur 12 exutoires du réseau EP (aux réseaux superficiels);
- semis de points sur 240 hectares à raison d'au moins 20 points/ha : seuls 60 ha de ce semis est en zone « naturelle », le reste ne concerne que du milieu urbain ;
- du semis de point à l'échelle communale (source : API Conseil / Nîmes Métropole).

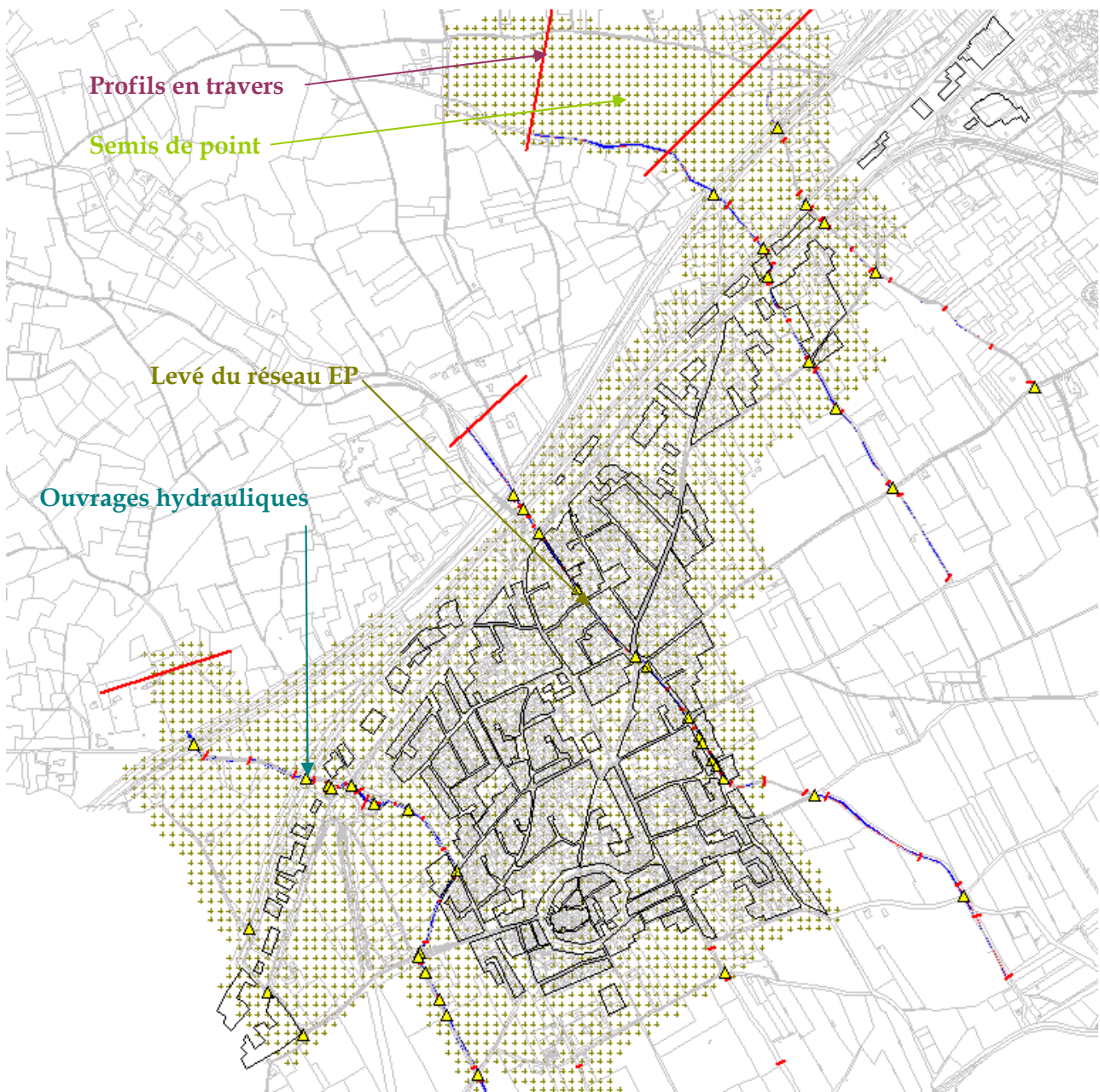


Figure 12 : Synthèse des données topographiques 2009 (source : GEOMETRIS)

Un linéaire 1D total d'environ 7,5 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 zone urbaine de Bernis – Zone contrôlée par les débordements du Vistre ;
- Limites latérales : Limites de la zone urbaine de Bernis et de ses bassins versants.

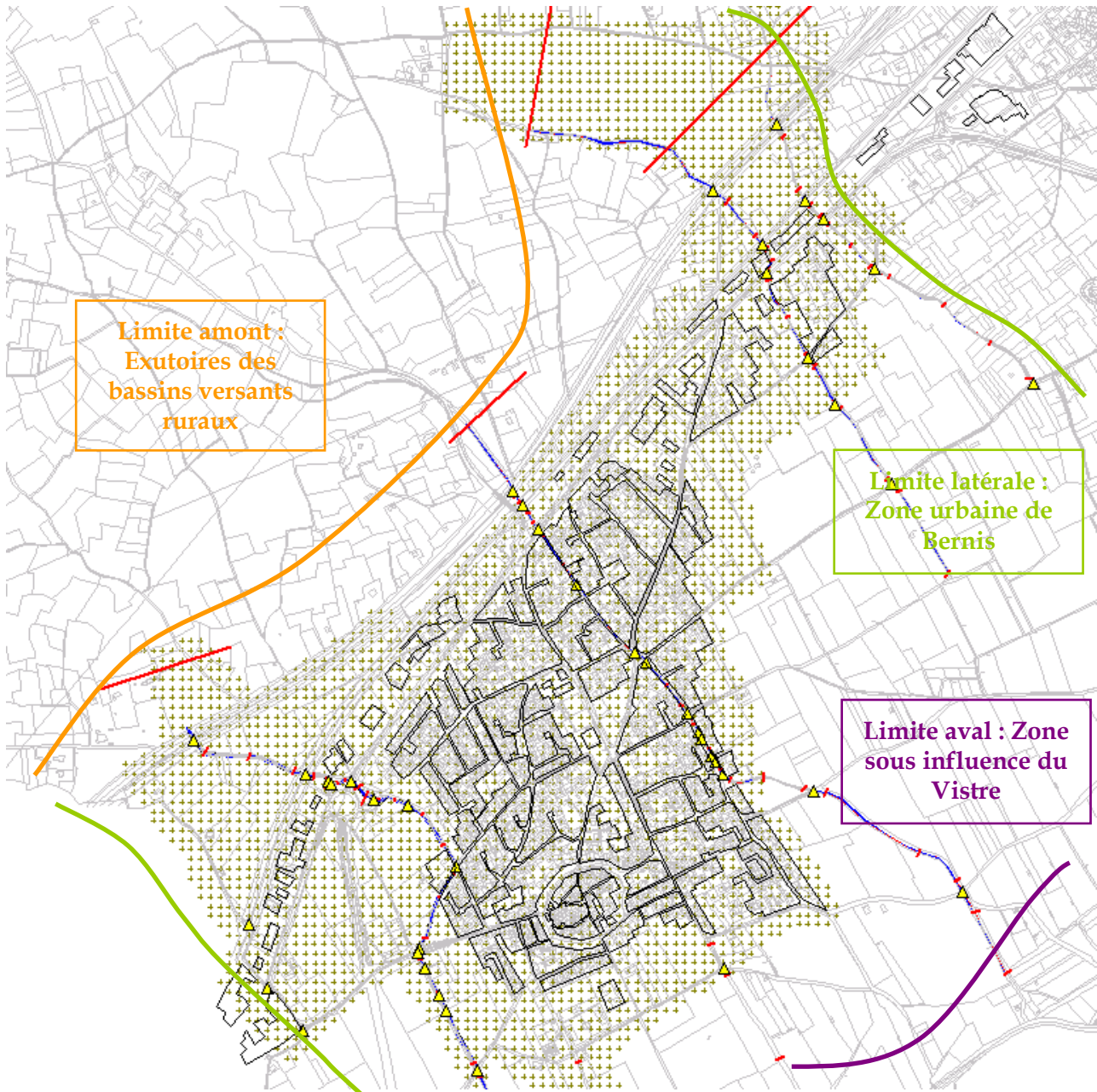


Figure 13 : Limites du modèle

4.3.1.3 Modes de calculs

Le modèle est constitué de la manière suivante :

- 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 selon la méthode des éléments finis par 28 000 mailles triangulaires (taille minimum de 8 m²) et les calculs sont bidimensionnels. Les principaux groupes de bâtiments (ou parcelles de maisons continues avec mur d'enceinte) sont extrudés du domaine 2D.

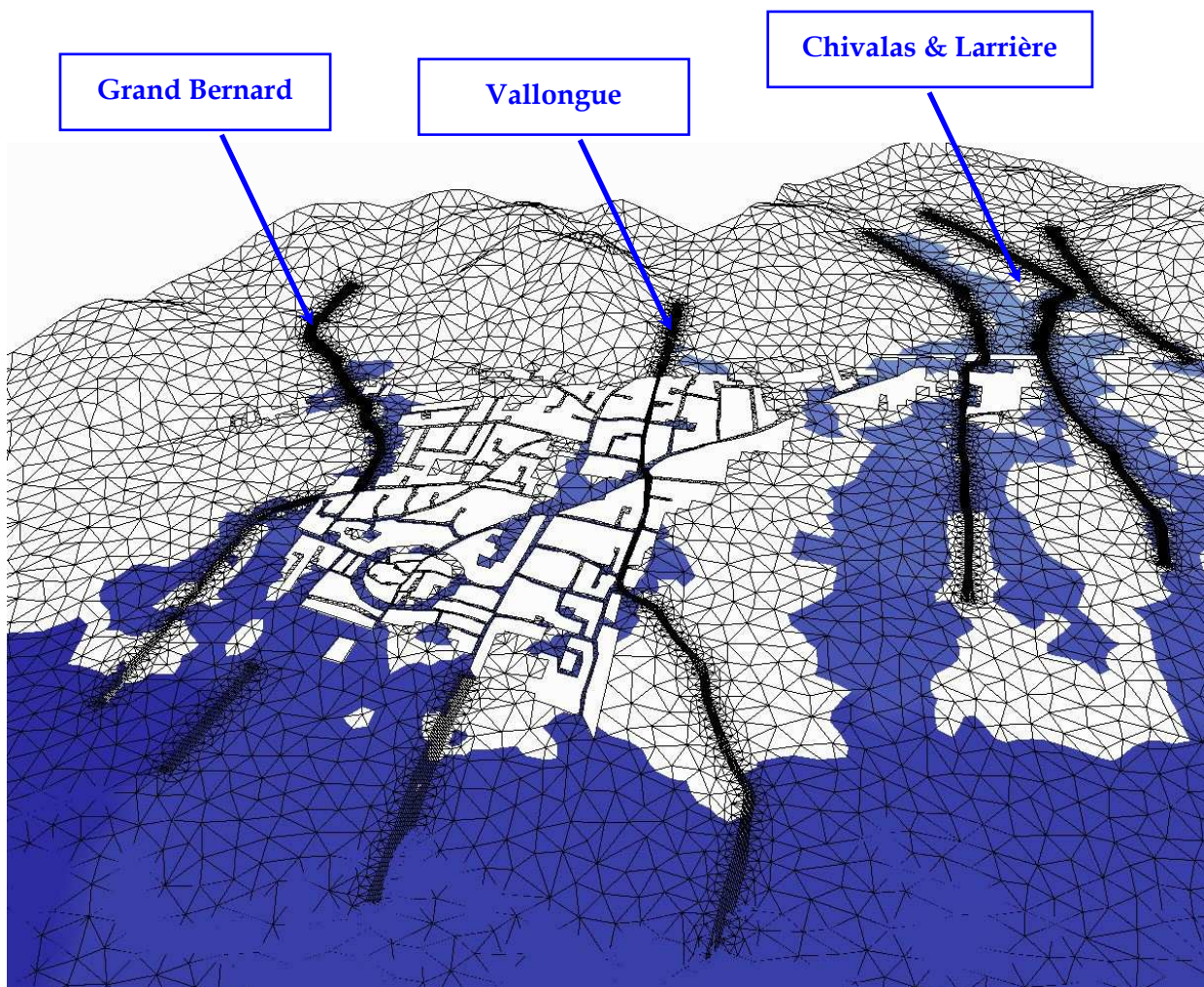


Figure 14 : Maillage 2D du territoire (vue 3D avec résultats).

4.3.1.4 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont les suivantes :

- 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).
- La condition aval du modèle est la ligne d'eau du Vistre (définie par les PHE) pour l'événement septembre 2005 en l'absence de toute autre information. Le modèle 2D intègre cette condition limite en tant que variable dans le temps et selon une frontière limite.

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 - axes de circulation).

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.

Il s'agit de l'événement 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 :

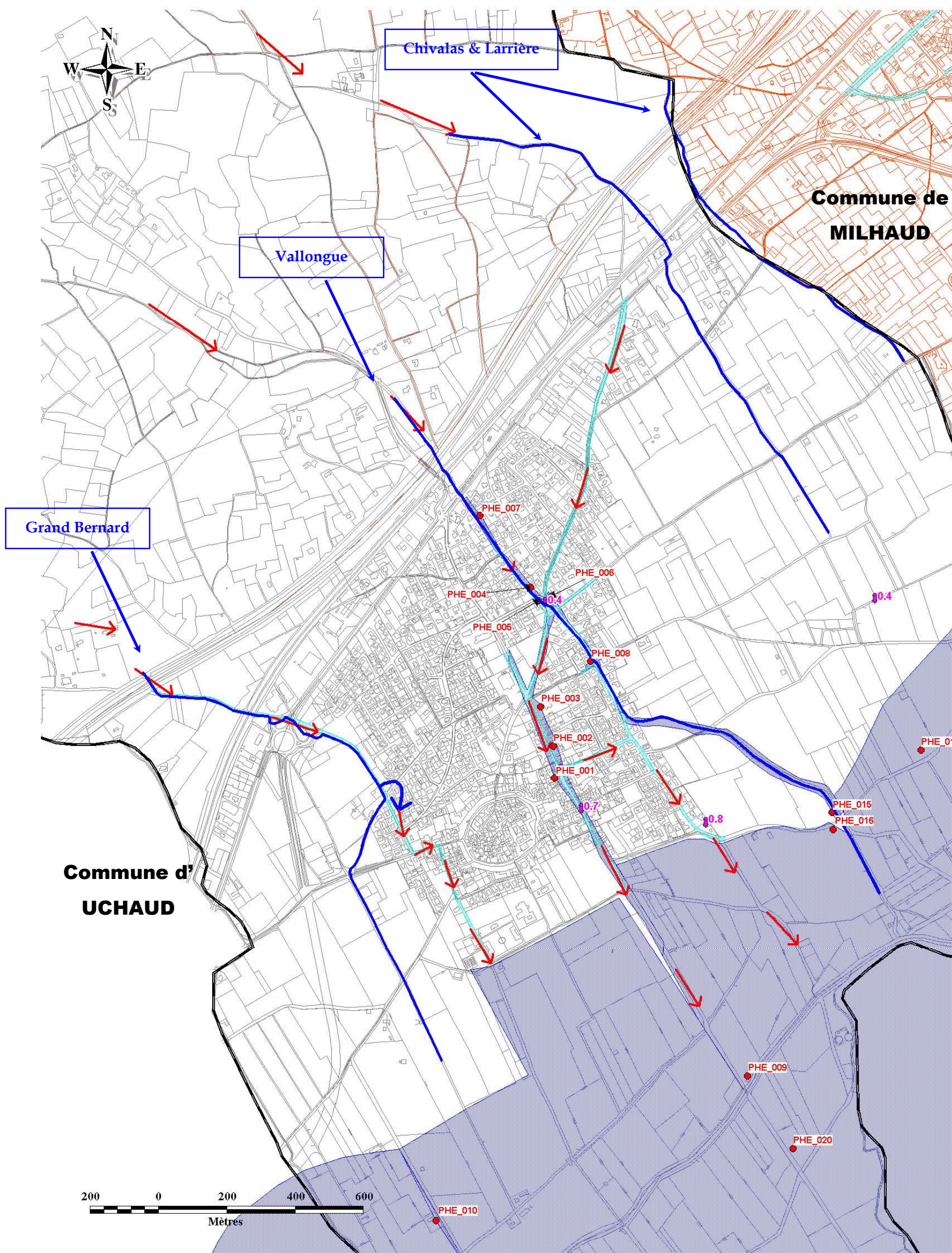


Figure 15 : PHE relevées pour la crue du Vistre - Septembre 2005 (source : SAFEGE 2006)

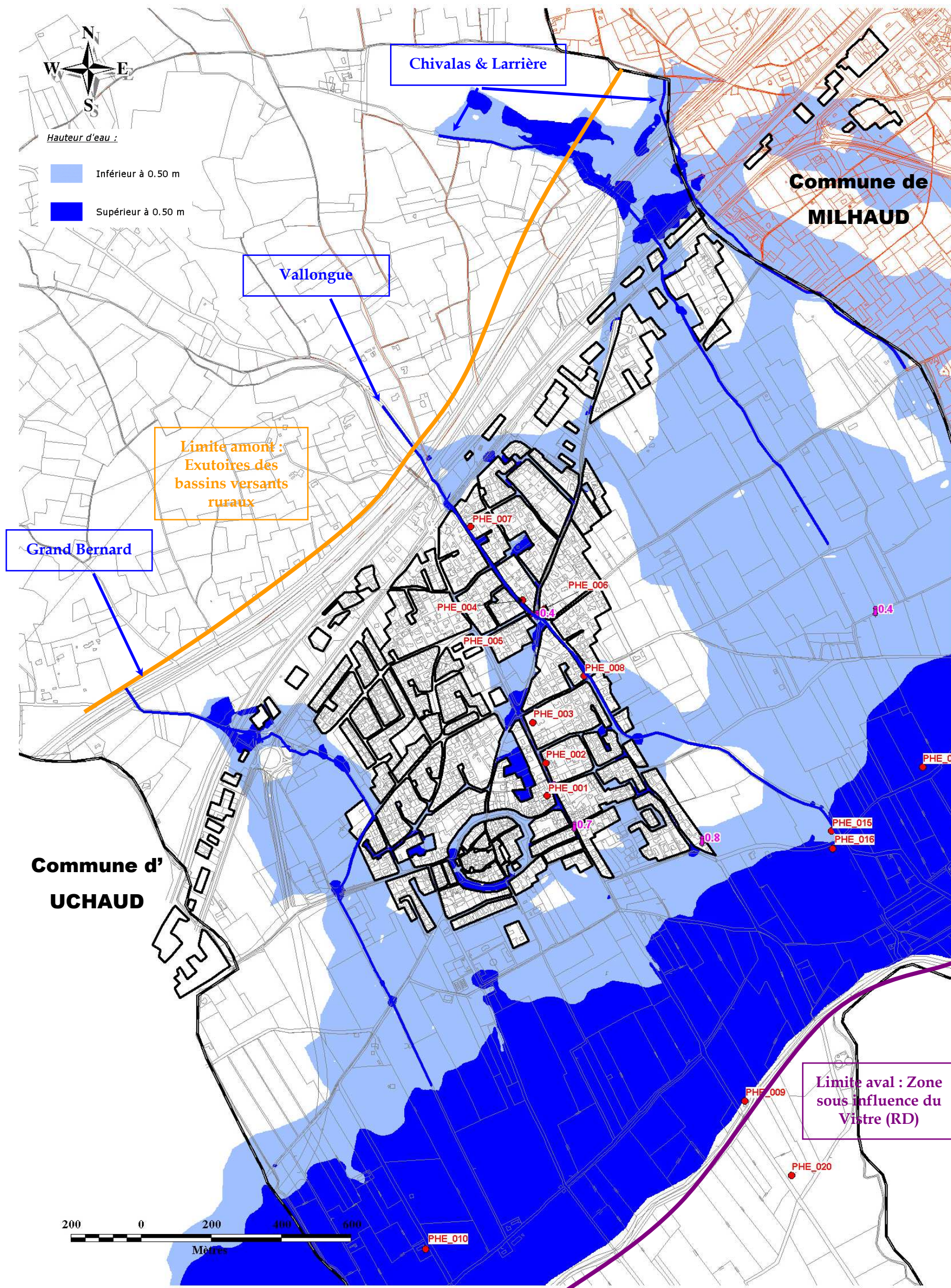


Figure 16 : Carte des hauteurs maximales atteintes – crue de septembre 2005 (source : SAFEGE 2009).

4.3.2.2 Écarts aux PHE

Globalement, le modèle traduit de façon satisfaisante les constats faits en 2005 : débordements importants et diffus sur toute la traversée de Bernis.

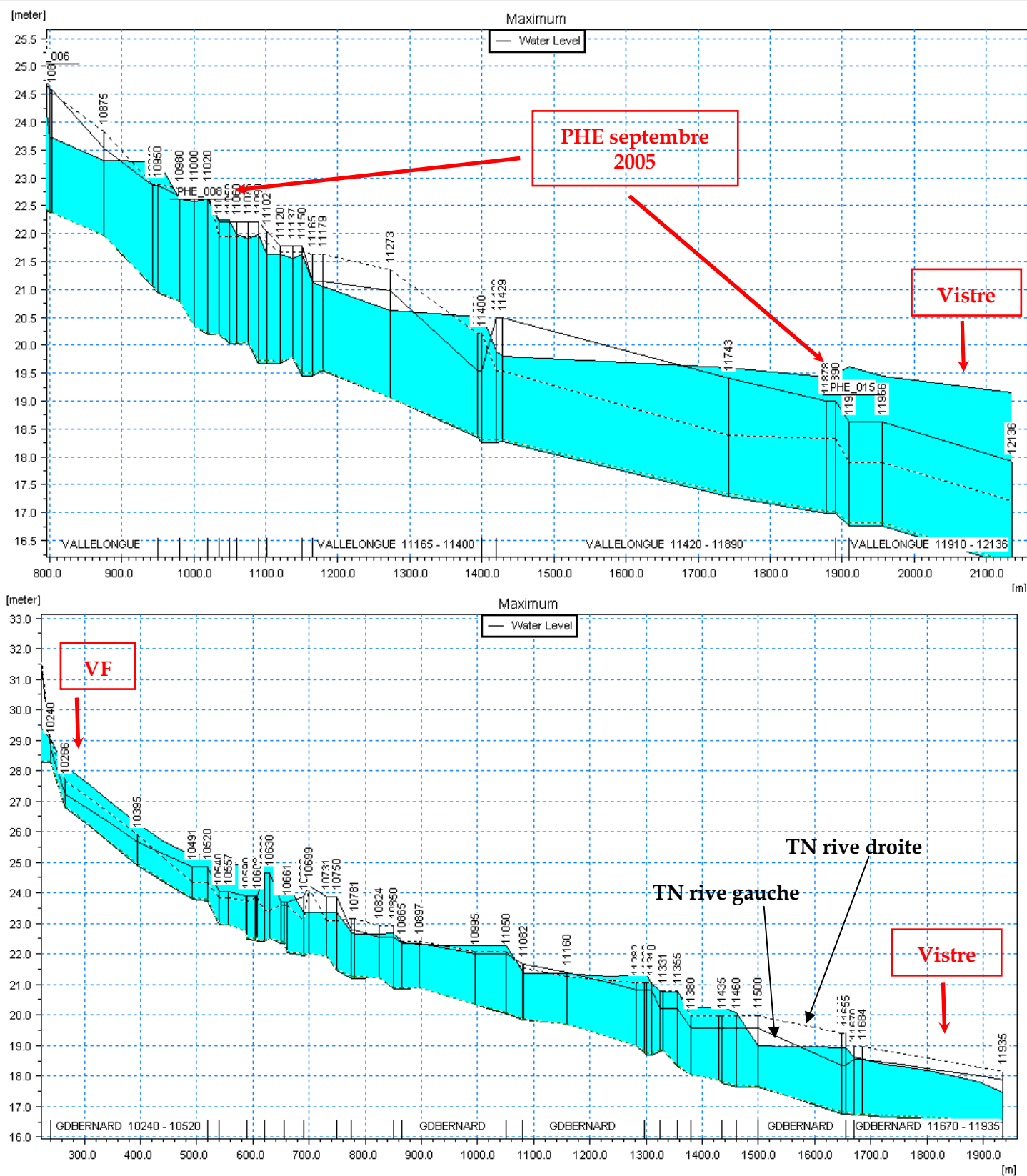


Figure 17 : Profil en long du Grand Bernard et Vallongue - Écarts aux PHE – septembre 2005

Les PHE disponibles sur le territoire de Bernis concernent le lit majeur du Vistre et les débordements de la Vallongue. L'analyse portera principalement sur ces derniers (PHE_001 à PHE_008).

Seront figurés ci-après les points du terrain naturel levés par Géometris ainsi que les PHE disponibles.

Rappelons les différentes sources de données topographiques disponibles :

- Levés de PHE Hydrologik (nivellement de la PHE et indication de la hauteur d'eau - déduction cote TN) ;
- Levés de surface Géometris (relevé aérien sans précision Z de la part du prestataire) - interpolation par triangulation pour estimer des valeurs entre points existants ;
- Levés de surface API à l'échelle communale (relevé sans précision Z de la part du prestataire).

4.3.2.2.1 PHE_001



Il existe des **divergences** d'altimétrie entre les 3 sources topographiques au niveau du PHE : 21,51 (Hydrologik) / 21,35 (Géometris) / 21,90 m NGF (API).

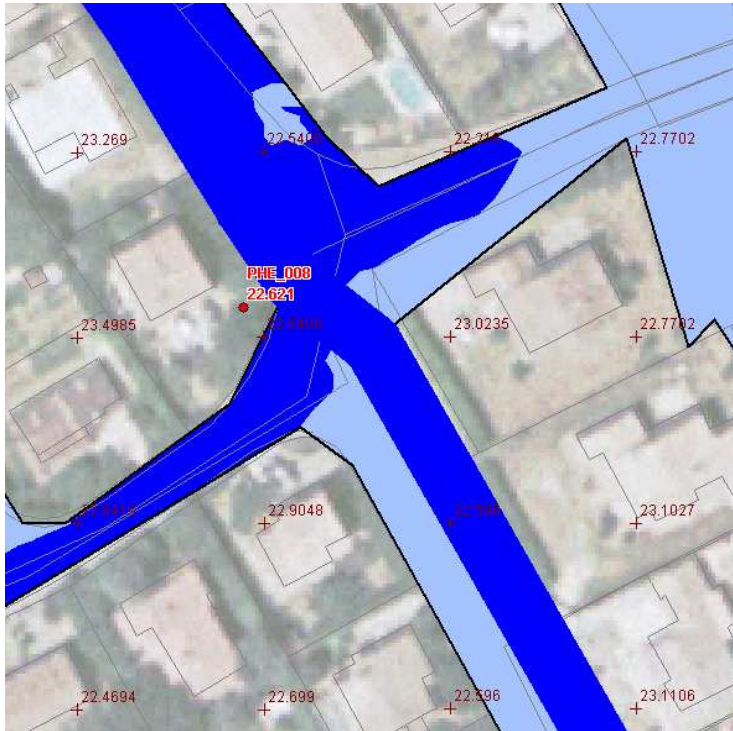
La cote SAFEGE est de 21,94 m NGF dans la rue (hauteur de 61 cm par rapport à la données interpolée Géometris).

Hydratec propose de retenir 40 cm (BERN02), ce qui semble en accord avec les documents vidéo amateur pris lors de la crue (l'eau n'est à priori pas entrée dans l'église).

La hauteur d'eau de 0,1 m relevée par SAFEGE post crue semble faible (*sauf si l'on considère une hauteur d'eau dans l'église*).

Mentionnons la valeur de 70 cm de hauteur d'eau relevée par SAFEGE post crue plus en aval dans la même rue.

4.3.2.2.6 PHE_008



Il existe des convergences d'altimétrie entre les 3 sources topographiques au niveau du PHE : 22,62 (Hydrologik) / 22,55 (Géometris) / 22,88 m NGF (API).

La cote SAFEGE est de 23,19 m NGF dans la rue (hauteur de 65 cm par rapport à la données interpolée Géometris).

4.3.2.2.7 Synthèse

L'analyse faite sur les PHE connus fournit les résultats suivants (est figuré en rouge les PHE sur lesquels des incertitudes topographiques supérieures à 20 cm sont constatés - non retenus dans le calcul d'écart moyen) :

Code	Cote PHE (m NGF)	Cote modèle SAFEGE (m NGF)	Écart absolu (m)
PHE_001	21.51	21.94	0.43 ?
BERN02	H = 0.4	H = 0.61	0.21
PHE_002	21.75	22.55	0.80 ?
	H = 0.15	H = 0.75	0.60
PHE_003	22.68	23.16	0.48
BERN03	H = 60	H = 0.62	0.02
PHE_004	25.57	26.37	0.80
PHE_005	25.23	25.58	0.35
PHE_006	25.04	25.05	0.01
PHE_007	27.99	28.80	0.81 ?
	H = 0.21	H = 0.41	0.20
PHE_008	22.62	23.19	0.57
		<i>Moyenne absolue</i>	<i>0.36</i>

Tableau 16 : Écarts aux PHE - septembre 2005

La **moyenne des écarts absolus est d'environ 36 cm** sur les PHE (53 cm en écart strict à la cote PHE - 25 cm en écart strict à la hauteur PHE). Par le constat de certaines incohérences topographiques, la fiabilité des données de surface Géometris ne peut pas être certaine.

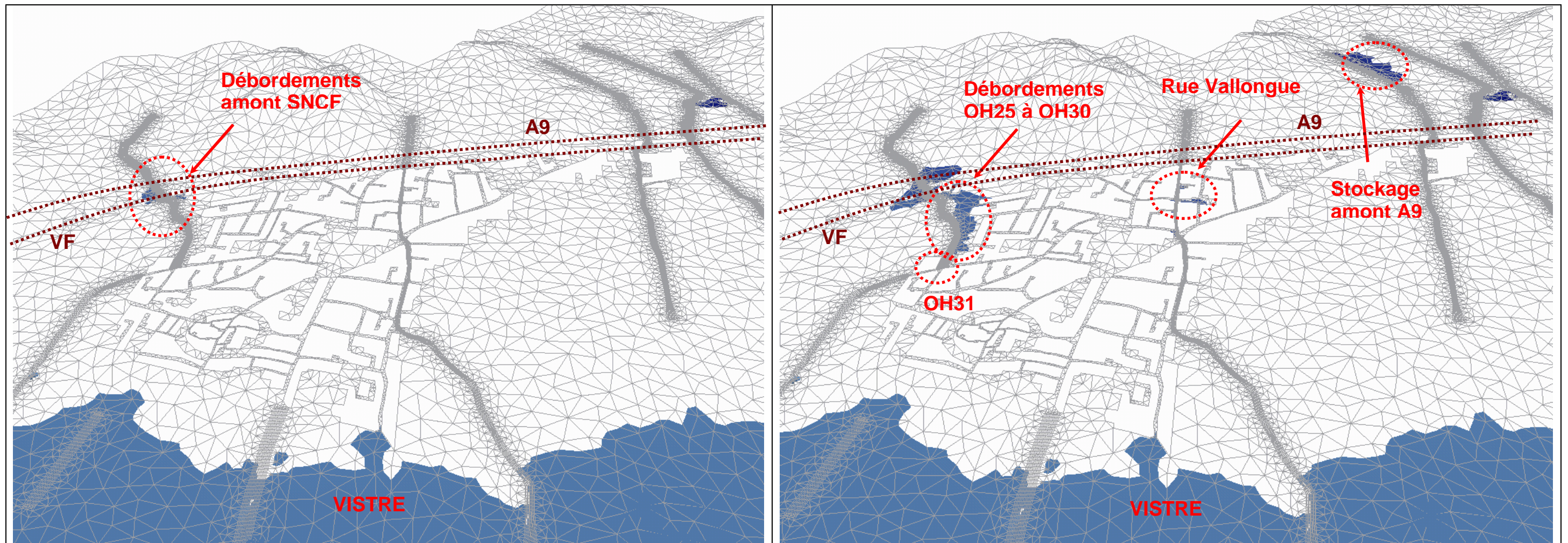
4.3.2.3 Dynamique de crue

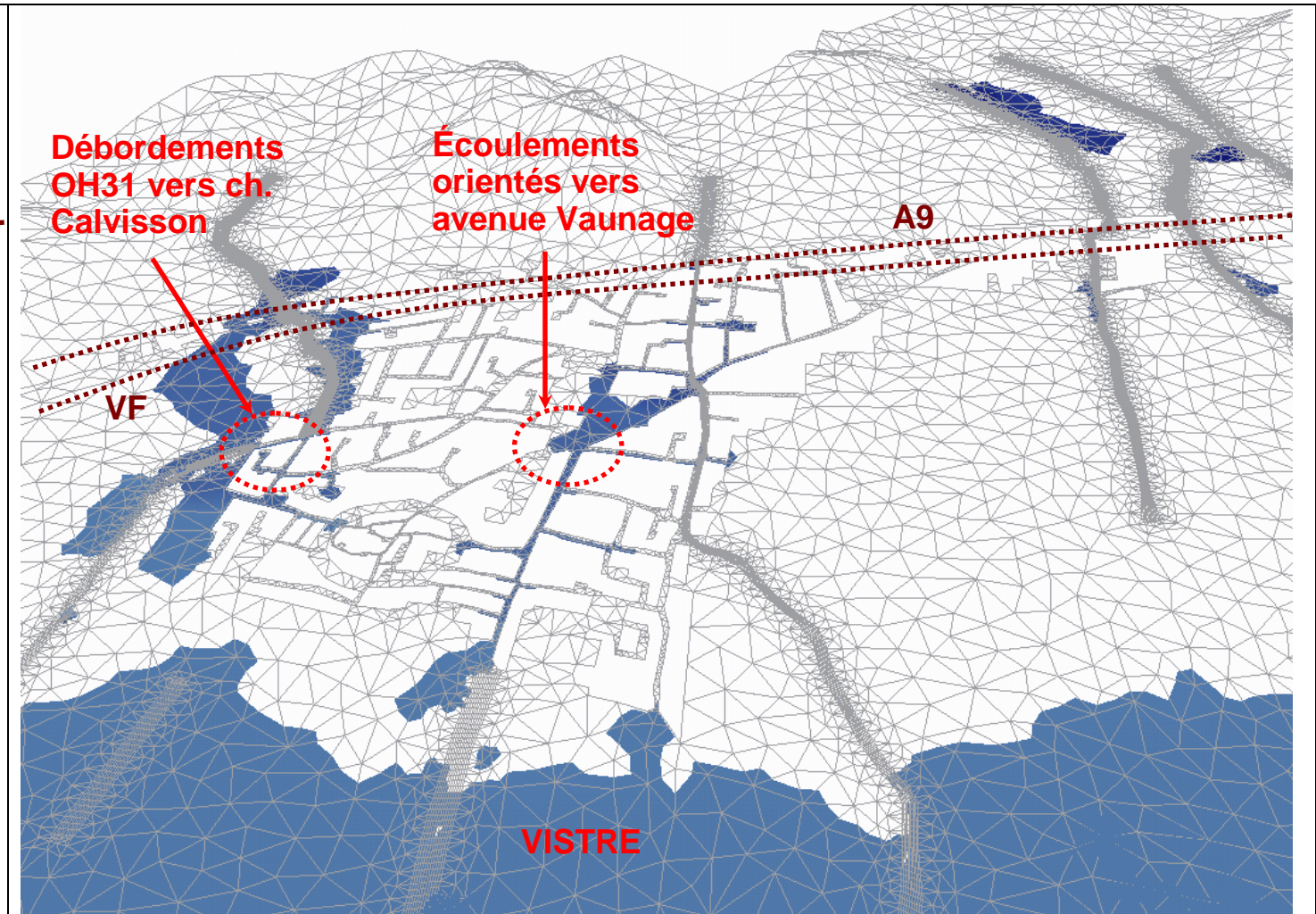
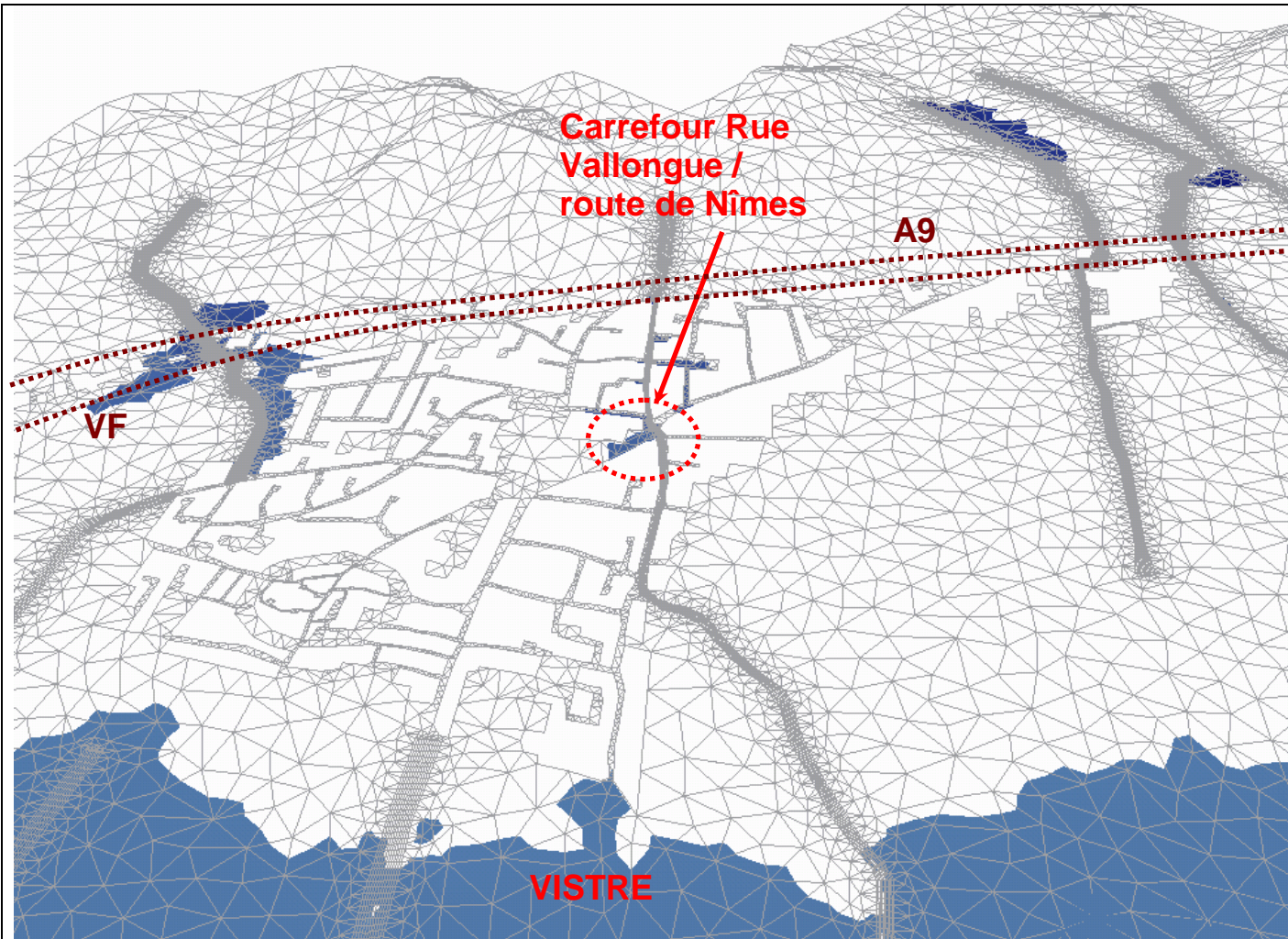
Concernant le Grand Bernard, des débordements se font constater au voisinage de l'ouvrage SNCF dès quelques m^3/s en raison de la très faible capacité des fossés. La série des ouvrages OH25 à OH30 provoque des débordements par leurs faibles capacités (de 3 à 5 m^3/s). Le fossé du Grand Bernard a une capacité moyenne d'environ 4 m^3/s , ce qui explique la généralisation très rapide des écoulements de surface. L'ouvrage 31 provoque des débordements vers le chemin de Calvisson puis le centre ville.

La Vallongue subit les effets de sa morphologie très particulière : fossé bien marqué en amont de l'A9 et jusqu'à l'entrée de la zone urbaine (RN113) à partir de laquelle seule une buse de capacité 1 m^3/s peut transférer les écoulements vers l'aval. La reprise des écoulements de surface vers le chemin des Figuiers au carrefour rue de la Vallongue/route de Nîmes ne permet que de transiter une partie de l'hydrogramme de crue (capacité moyenne d'environ 7 m^3/s). En conséquence, à partir de quelques m^3/s à l'entrée de la zone urbaine, les apports provoquent un ruissellement diffus sur la voirie. Les écoulements se dirigent préférentiellement vers la route de Nîmes puis avenue de la Vaunage.

Les ruissellements combinés du Grand Bernard et de la Vallongue mobilisent également les rues du centre ancien. Il est à noter que l'évacuation des volumes de crue est freinée par la zone inondable du Vistre pour l'événement de septembre 2005 (distance à la zone inondable propre au Vistre estimée à moins de 100 m du Sud de la zone urbaine).

Lors des événements des 6 et 8 septembre 2005, le vallon de Vallongue a créé de nombreux désordres de voirie, a partiellement débordé sur l'A9, avant d'inonder le centre ville (0,40 à 0,50 m d'eau dans les rues et 0,10 m dans l'église).





Septembre
2005
l'autoroute
Photo P. CERRELLI

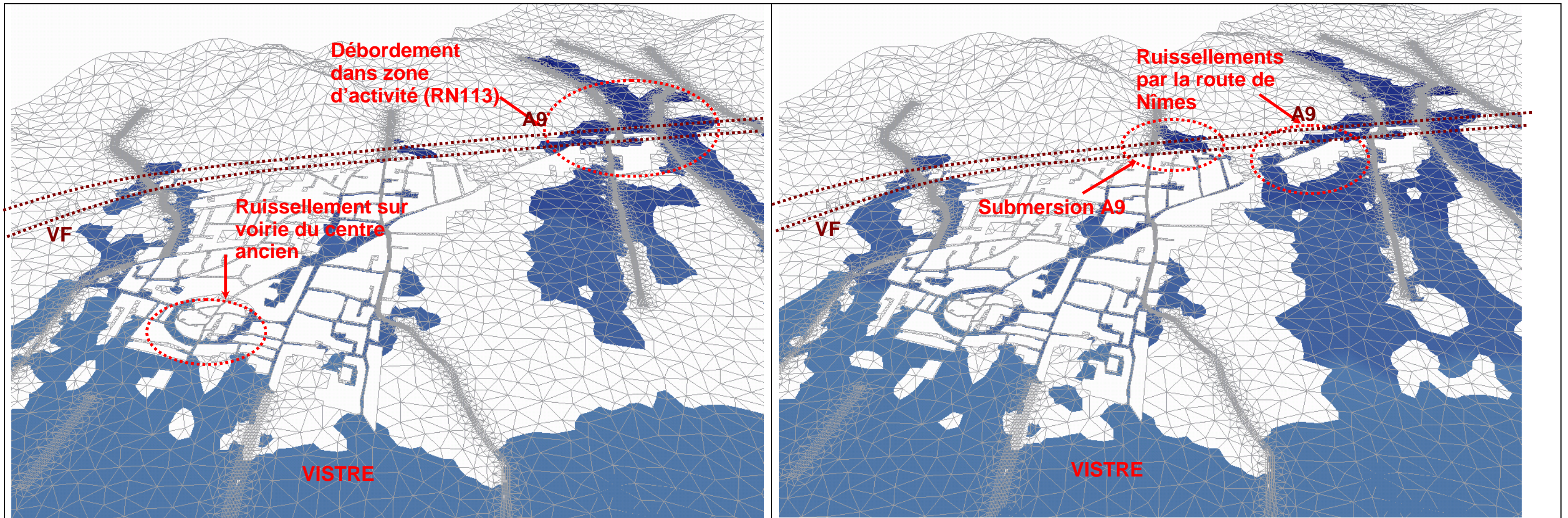
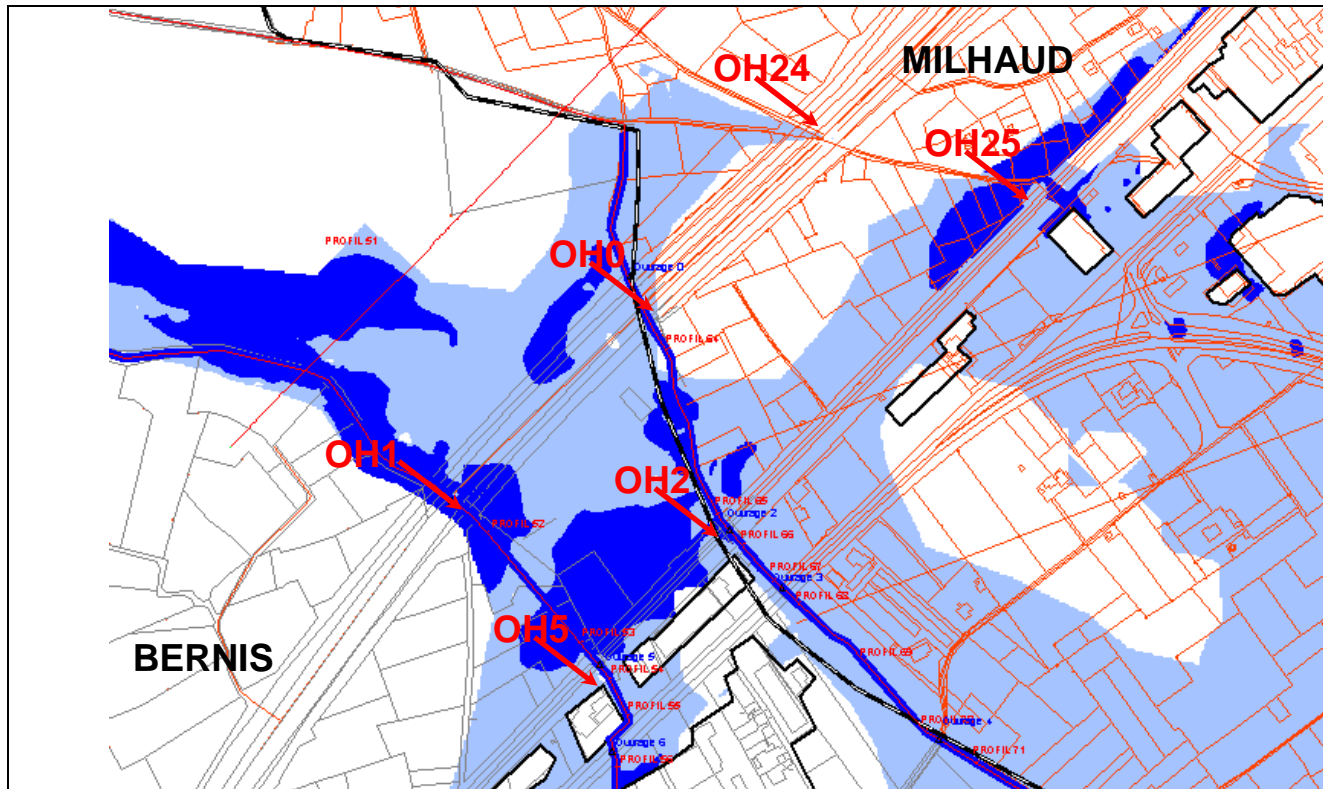


Figure 18 : Dynamique de crue septembre 2005.

Cas particulier des vallats de Larrière :



Présenté sur le modèle hydraulique du Schéma d'Aménagement de la commune de Milhaud, les bassins versants de Larrière (à cheval sur les deux communes) et Chivalas ont une réponse hydraulique interfacée au niveau du franchissement de l'A9.

L'OH24 sur la commune de Milhaud (buse de diamètre 1000 mm) ne permet pas de transférer les débits de crue vers l'aval. Le stockage se produit contre les remblais de l'A9, sollicitant particulièrement les OH0 et OH1.

Le terrain naturel entre l'A9 et la voie ferrée impose des écoulements diffus vers les OH5, OH2 et OH25.

Les zones inondables des communes de Bernis et Milhaud sont ainsi compatibles.

Nota : tout projet d'aménagement sur ces bassins versants devra se faire à l'échelle intercommunale.

4.3.3 Influence du Vistre

Afin d'essayer d'identifier le périmètre d'influence de la condition aval du Vistre, le modèle intègre une variation de +1 m par rapport aux PHE de l'événement de septembre 2005.

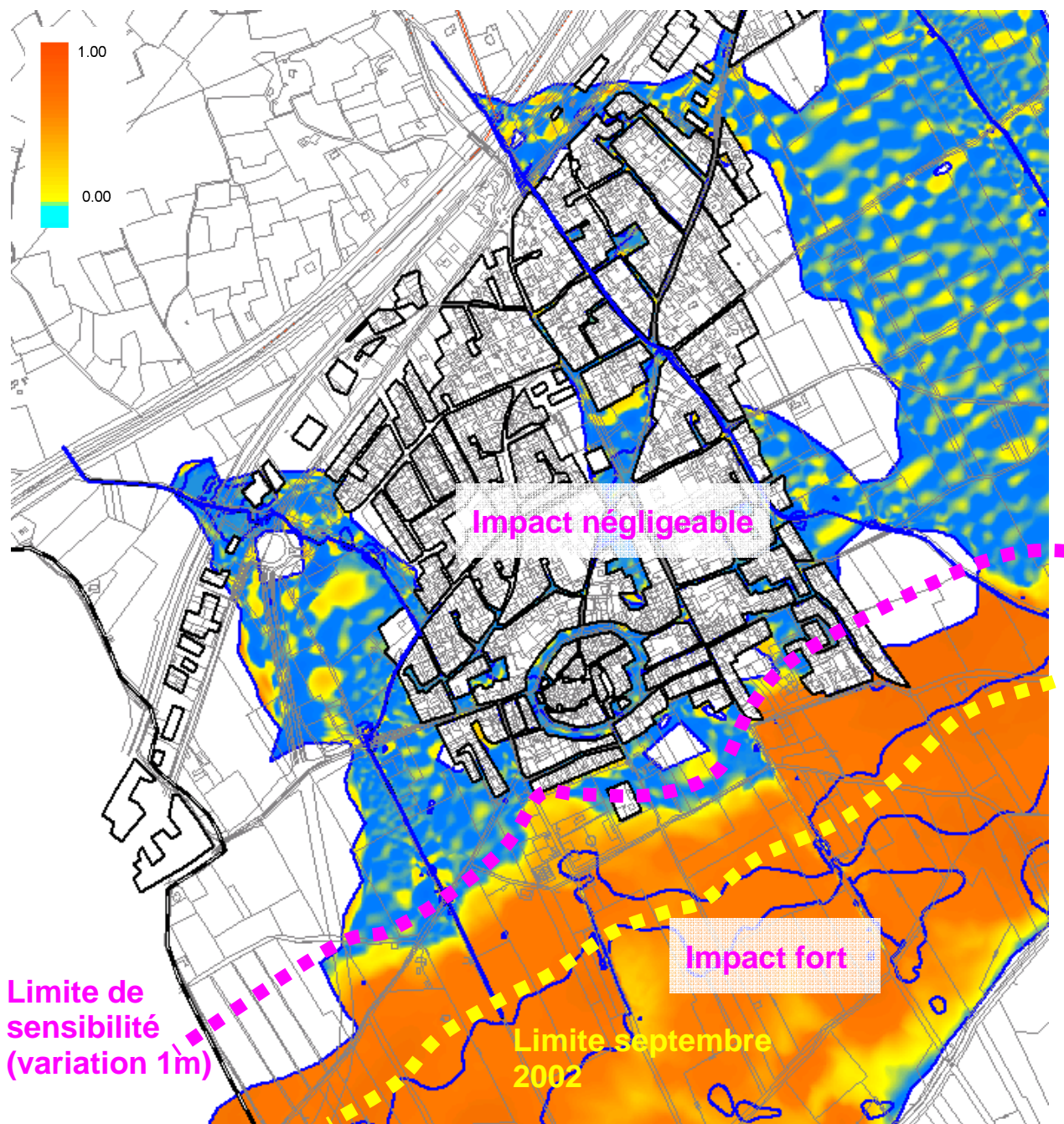


Figure 19 : Différentiel de hauteur d'eau – variation condition aval.

Les résultats présentés ci-dessus indiquent que la variation d'1m de la ligne d'eau du Vistre n'impacte que relativement peu le centre urbain de Bernis.

4.3.4 Sensibilité au coefficient de rugosité

Afin de tester la sensibilité du modèle au coefficient de rugosité de Strickler « K », une analyse est effectuée sur les lits mineurs.

Les variations du coefficient de rugosité ont lieu sur une plage de plus ou moins 25% environ.

La variation de la ligne d'eau pour une variation de la rugosité est en moyenne de 5 cm.

4.3.5 Cartographie

L'ensemble des cartographies est disponible en annexe 5 (hauteur / vitesse / aléa).

4.4 Modélisation du réseau pluvial : 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

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 : SECTEUR NORD EST, SECTEUR CENTRE et SECTEUR 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 :

- Écoulement normal à l'exutoire ;
- Écoulement en charge à l'exutoire (réseau de surface sujet à submersion importante).

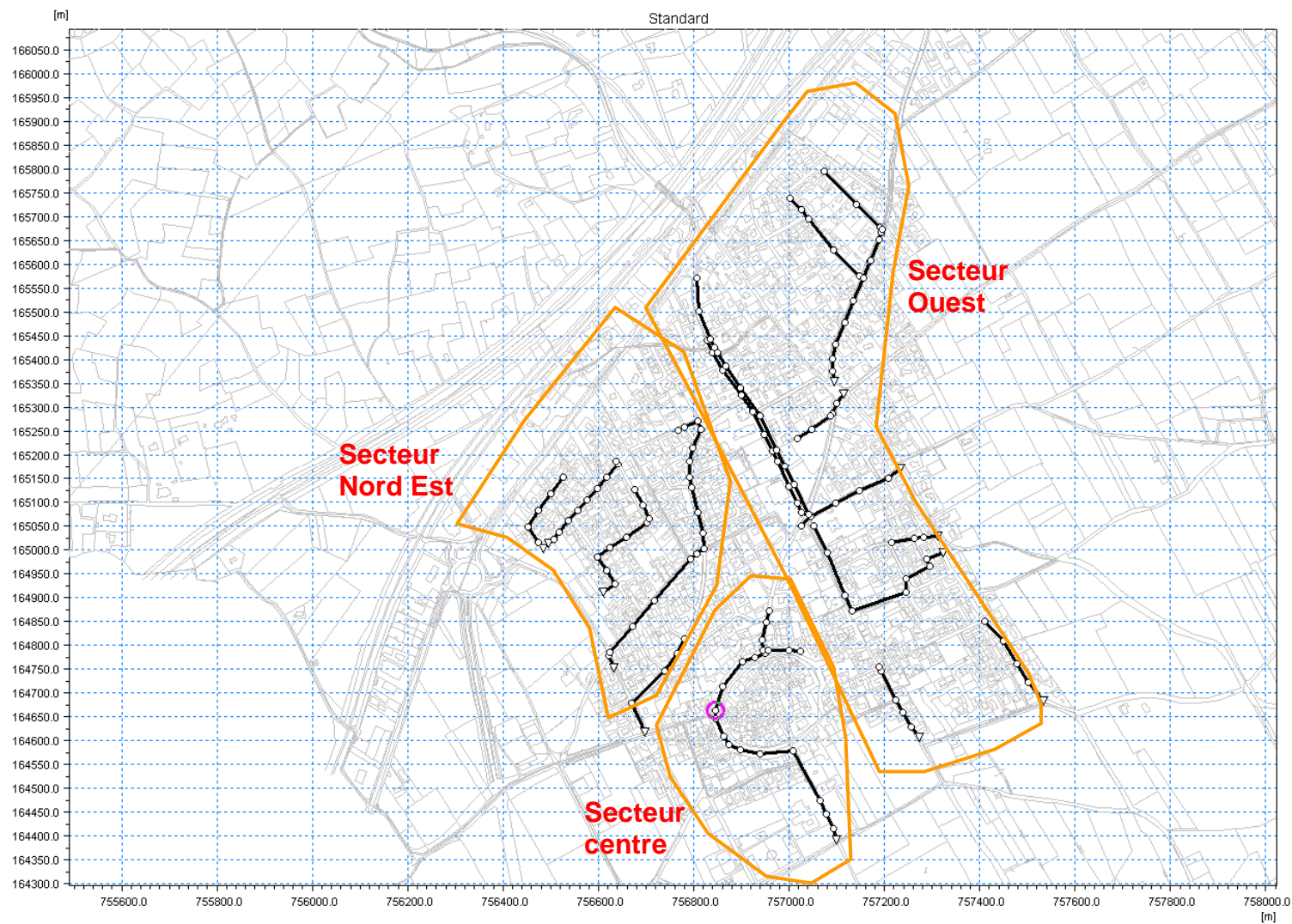


Figure 20 : Synoptique du réseau MOUSE.

4.4.2 Secteur Nord Est

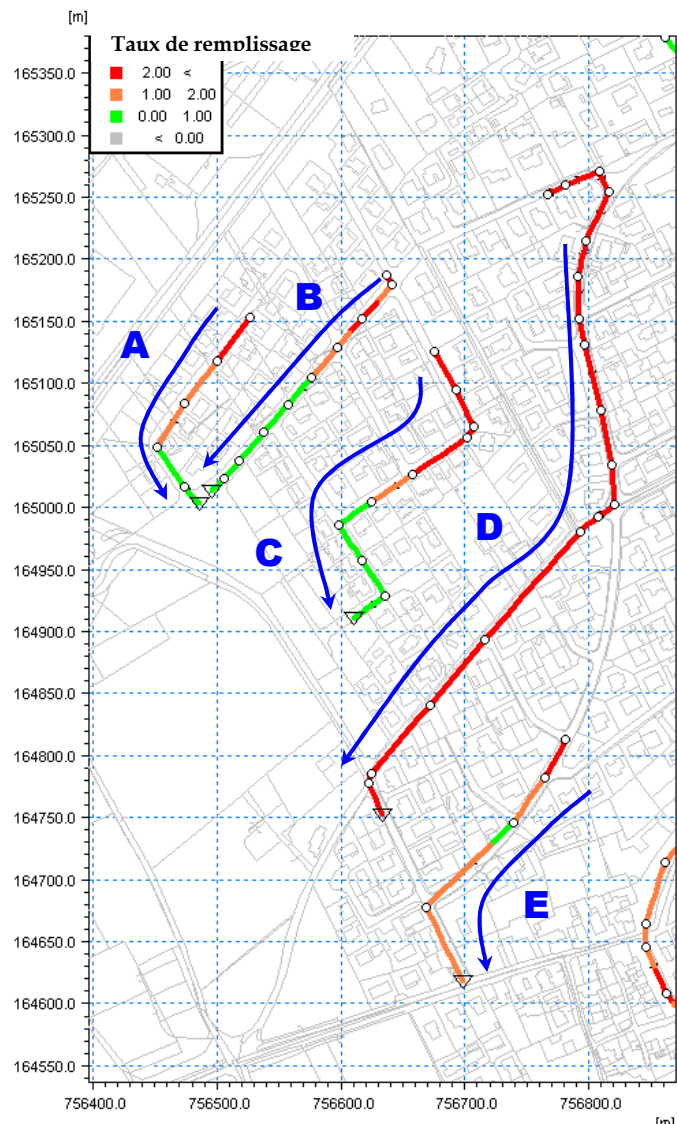
Le bassin versant correspondant est le BV u8 (3.1 m³/s) et BVu9 (2.7 m³/s). Les profils en long suivants illustrent les résultats pour une crue 5 ans.

Les vues en plans montrent le taux de remplissage pour chaque branche du réseau. On constate rapidement que la plupart du réseau est saturé (taux de remplissage supérieure à 100%) dès une pluie de période de retour 5 ans notamment pour les branche D et E.

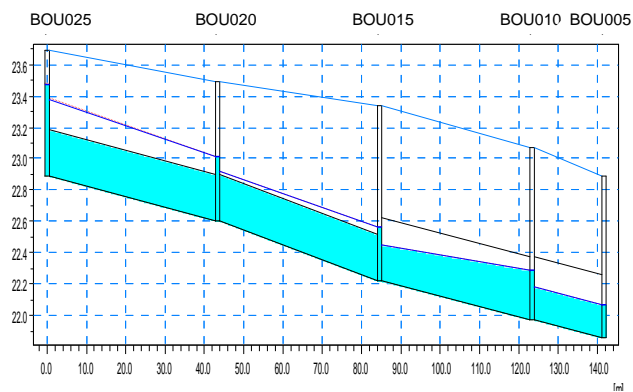
L'analyse hydraulique réalisée implique l'intégralité du débit du bassin versant au point le plus amont du réseau, surestimant les débits dans la partie amont des réseaux. Ainsi, les branches A, B et C présentent des insuffisances en amont, et néanmoins des capacités suffisances dans leur partie aval.

L'analyse des profils en long mettent en évidence :

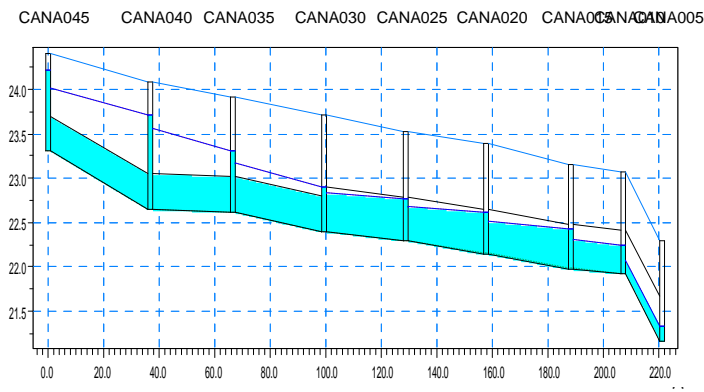
- une saturation rapide des réseaux à partir d'une crue quinquennale ;
- des débordements sur la rue F. Mistral et la rue Carrière Méjanne ;
- des incohérences sur le dimensionnement sous la rue de Carrière Méjanne : passage d'une conduite de diamètre 800 mm à une conduite 500 mm avant de repasser à une conduite 800 mm.



A – Secteur de la Figuerasse



B – Secteur de la Figuerasse



C – Secteur de la Figuerasse

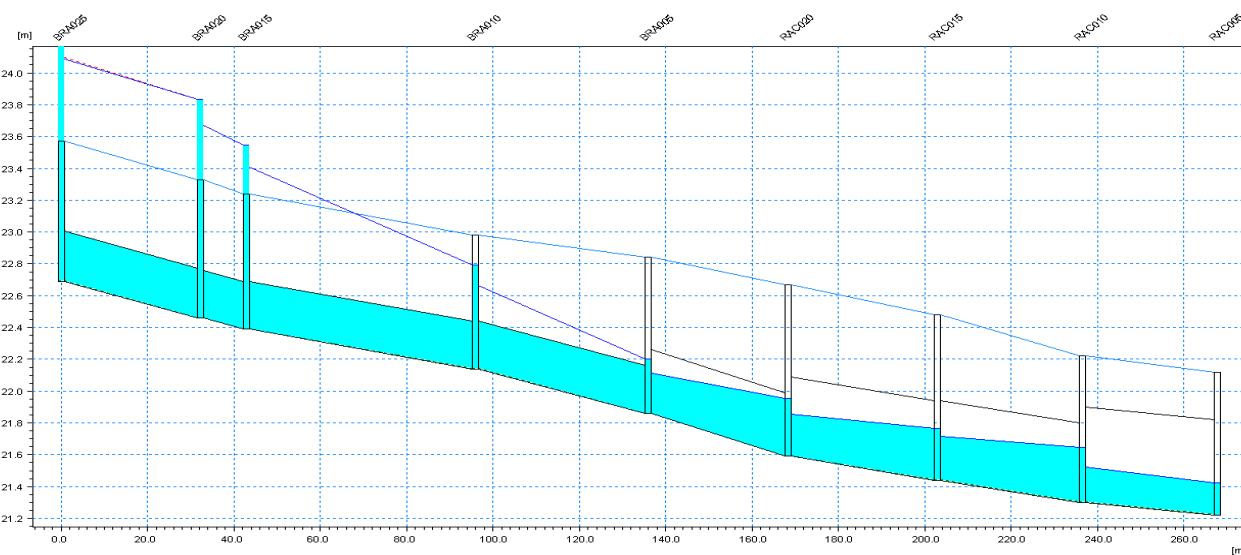
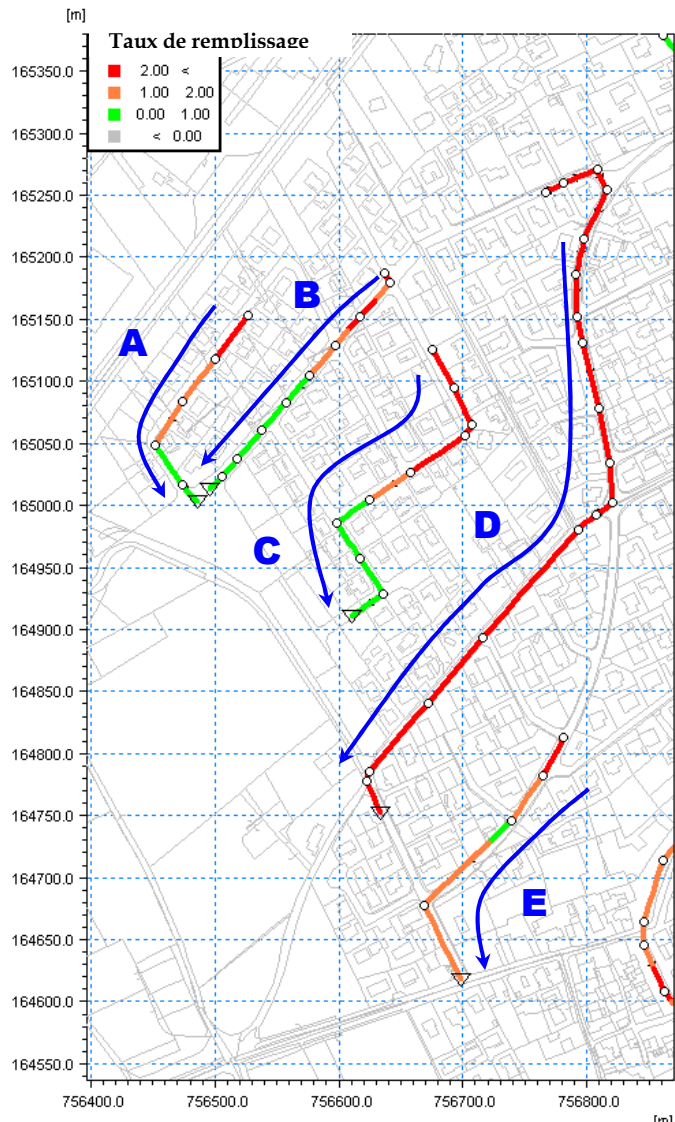
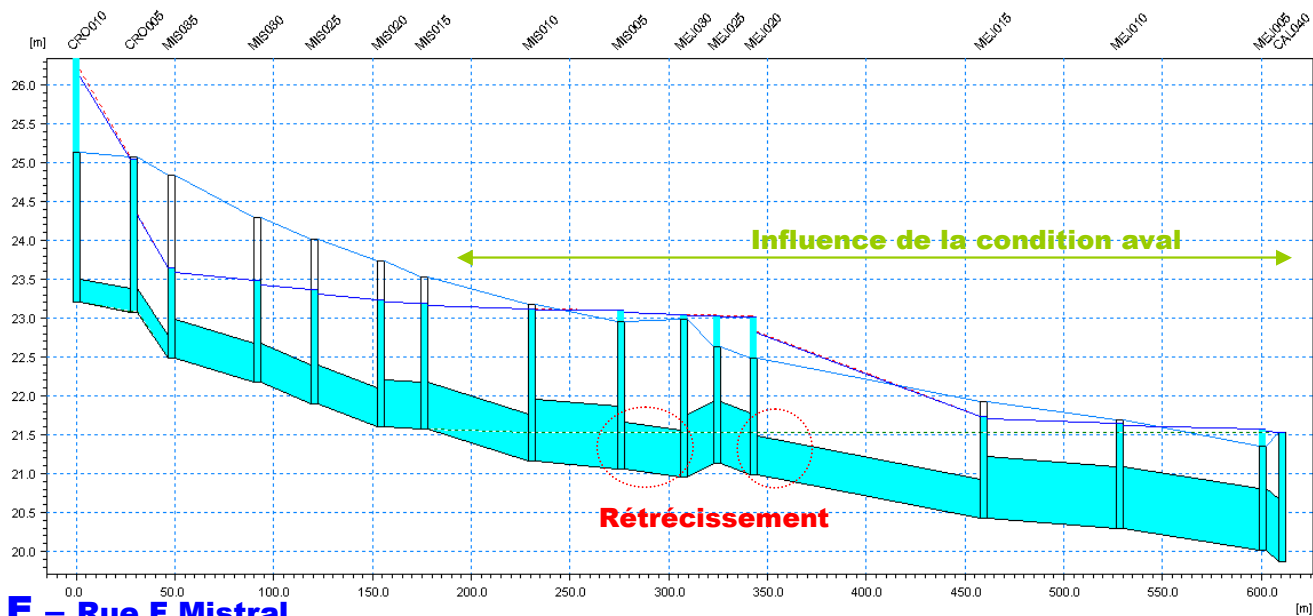


Figure 21 : Résultats secteur Nord-Est – 5ans



D – Rue F.Mistral – Rue de la Carrière Méjanne



E – Rue F.Mistral

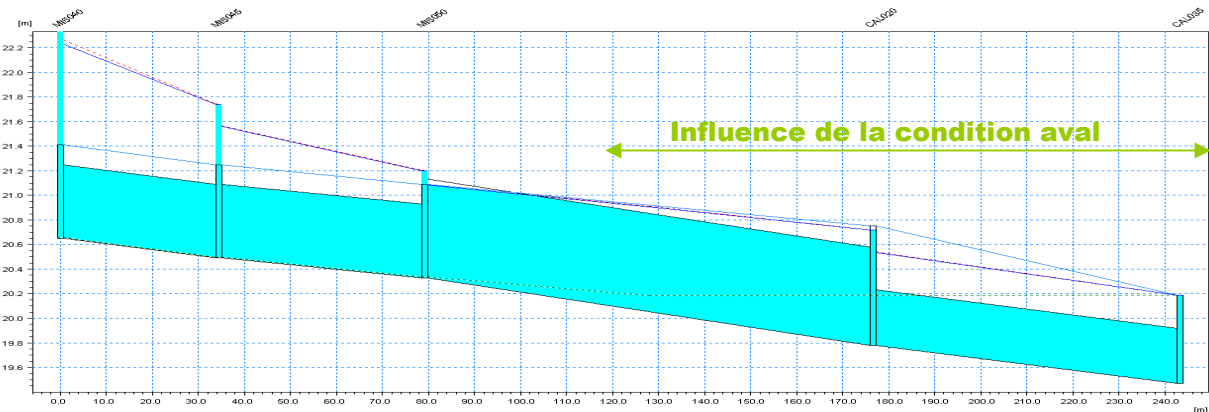


Figure 22 : Résultats secteur Nord-Est – 5ans

4.4.3 Secteur Centre

Les bassins versants correspondants sont les BV 10u ($Q_5 = 2.2 \text{ m}^3/\text{s}$). Les profils en long suivants illustrent les résultats pour une crue 5 ans.

Les éléments notables sont les suivants :

- Une forte contre-pente (2m environ) au droit de la rue VIN - **ce point sera à vérifier par une reconnaissance de terrain (et indiqué en phase 2)** ;
- Une chute importante (2m) au droit de l'intersection entre la rue du lavoir et le boulevard Mourier ;
- Une saturation du réseau atteinte dès l'occurrence 5 ans ;
- Des débordements importants sur l'ensemble du boulevard Mourier en centre urbain.

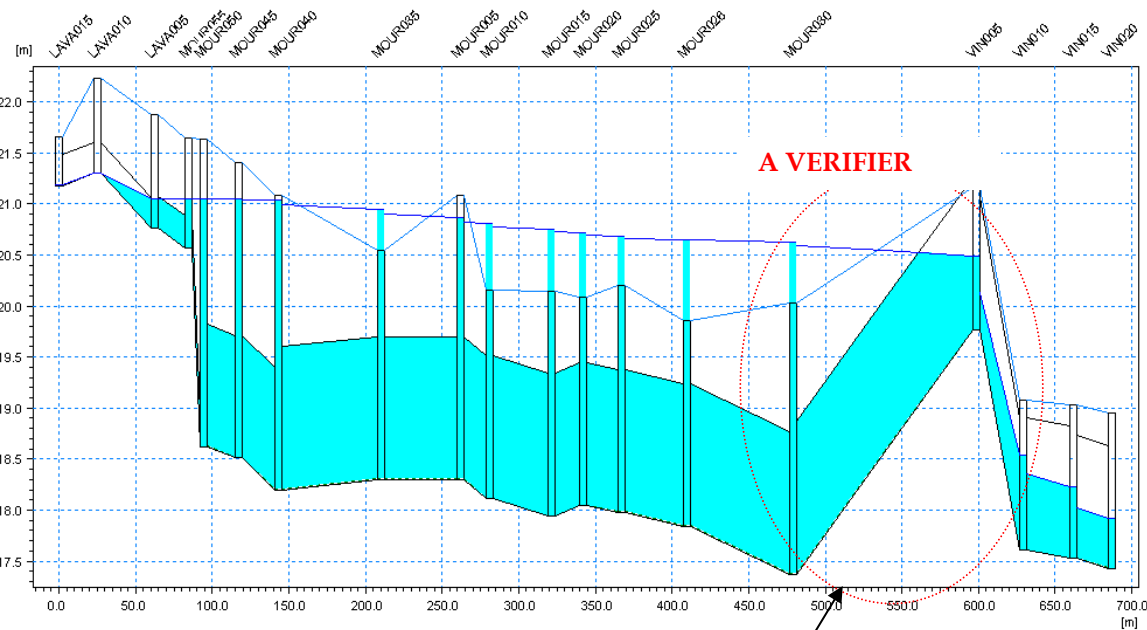
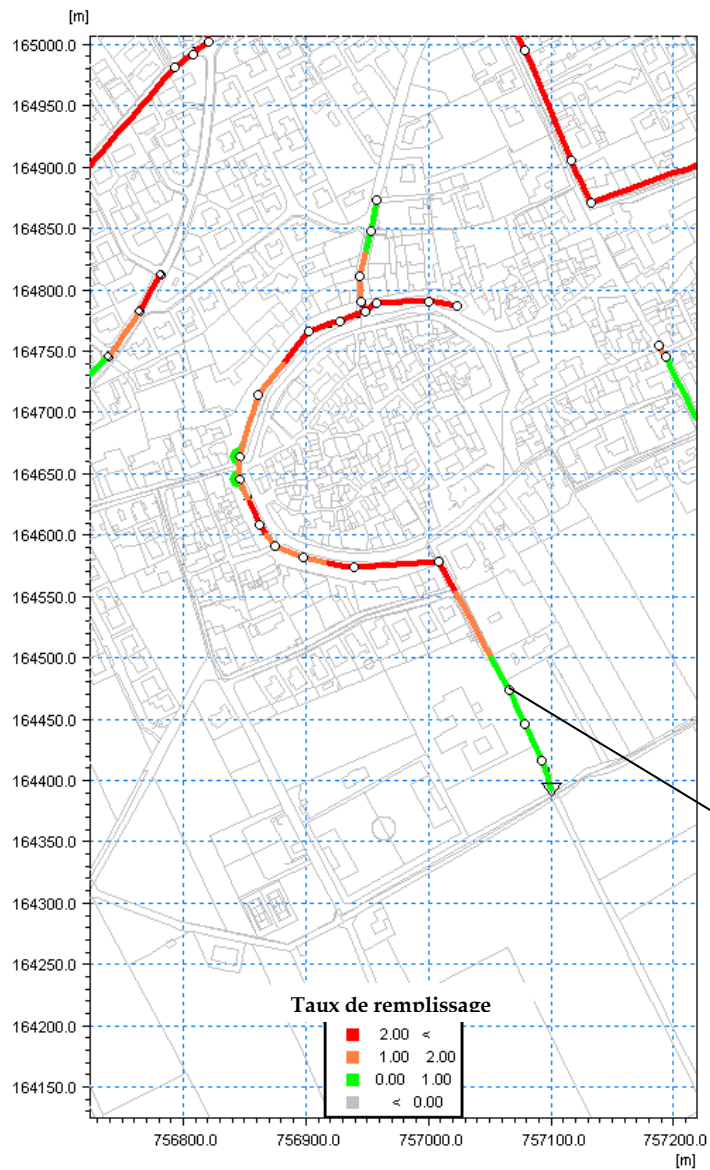


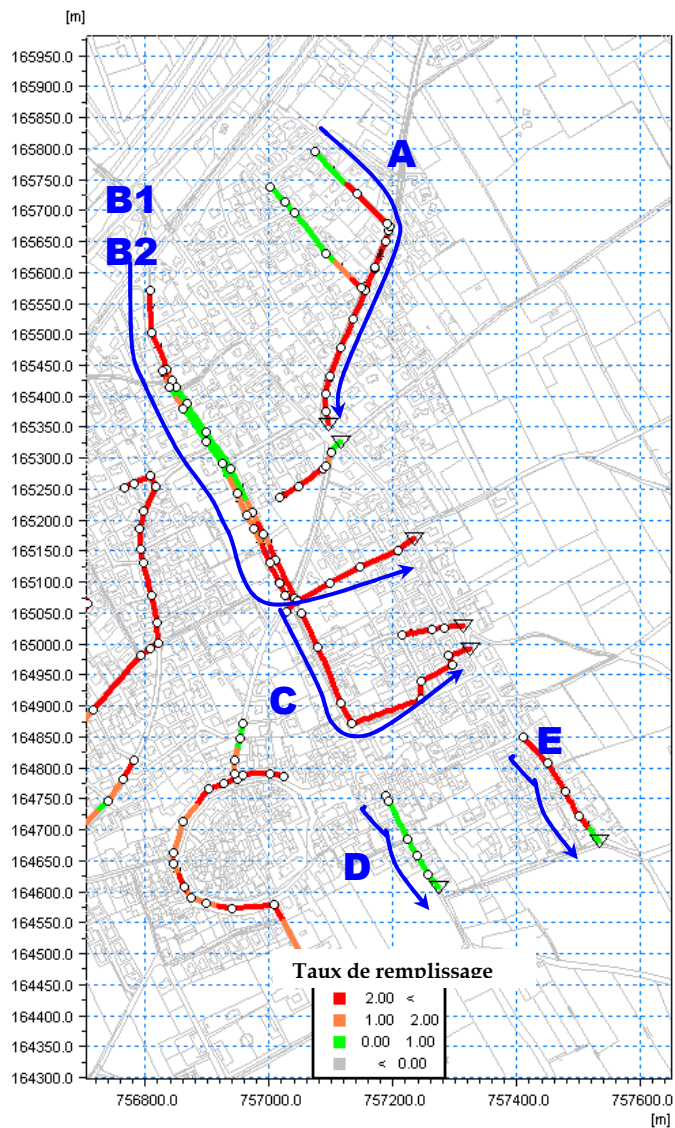
Figure 23 : Résultats Secteur Centre – 5 ans.

4.4.4 Secteur Ouest

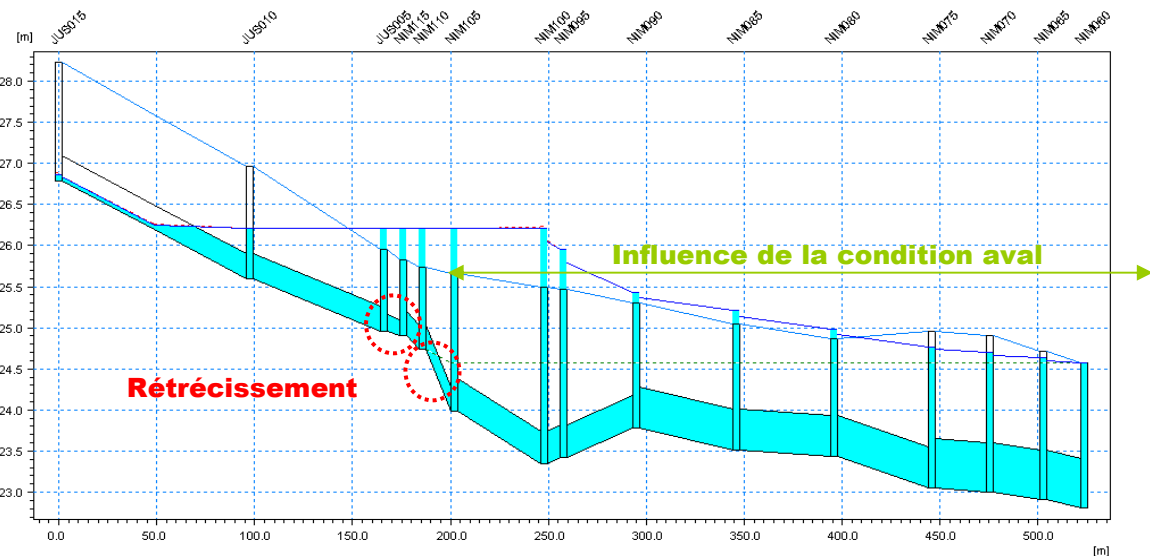
Les bassins versants correspondants sont les BV u11 ($Q_5 = 1.6 \text{ m}^3/\text{s}$), u12 ($Q_5 = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$), u13 ($Q_5 = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$), u14 ($Q_5 = 1.6 \text{ m}^3/\text{s}$), u15 ($Q_5 = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$) et u16 ($Q_5 = 1.8 \text{ m}^3/\text{s}$). Les profils en long suivants illustrent les résultats pour une crue 5 ans.

Les éléments notables sont les suivants :

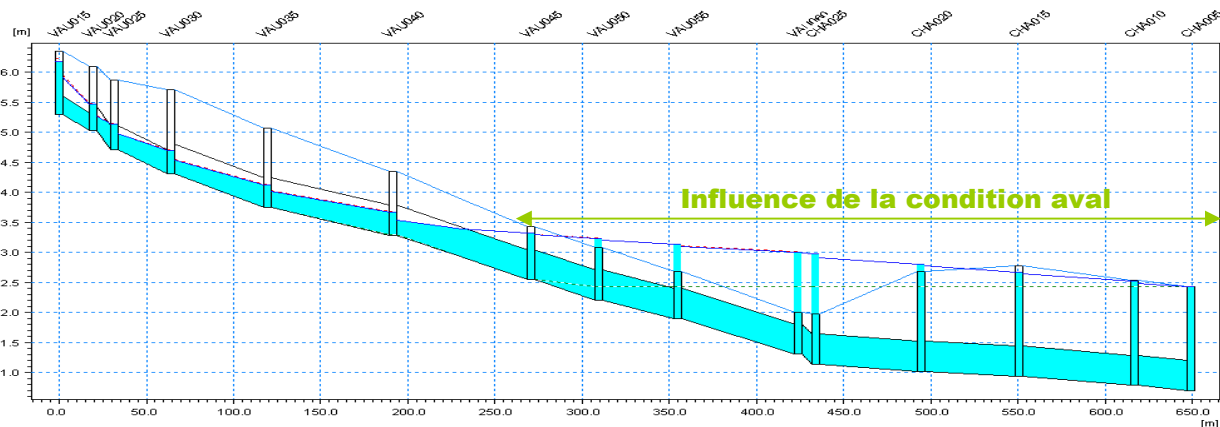
- Mise en charge rapide des réseaux à partir d'une occurrence de 5 ans sauf pour un des réseaux du secteur de la Condamine ;
- Dimensionnement cohérent d'amont en aval sauf pour le centre Mante (rétrécissement sur la route de Nîmes);
- Influence importante de la condition aval, réduisant ainsi la capacité du réseau dans leur partie aval;
- Présence d'une contre pente sur la route de Nîmes ;
- Débordements essentiellement sur la route de Nîmes et l'avenue de Vaunage.

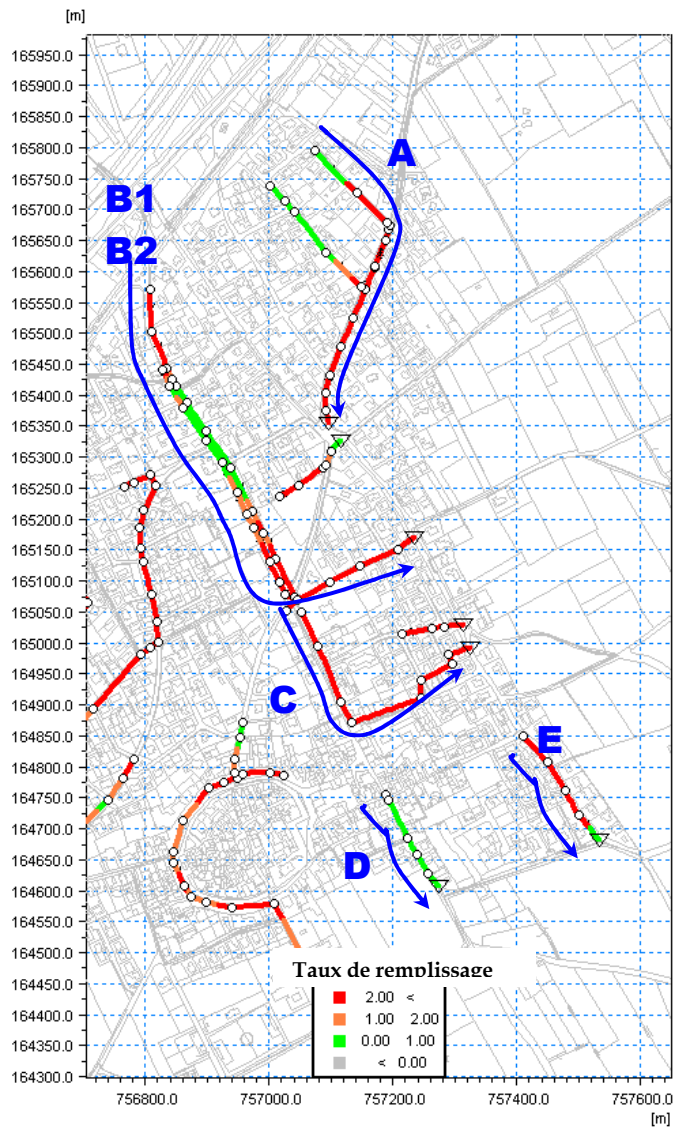


A – Centre Mantes

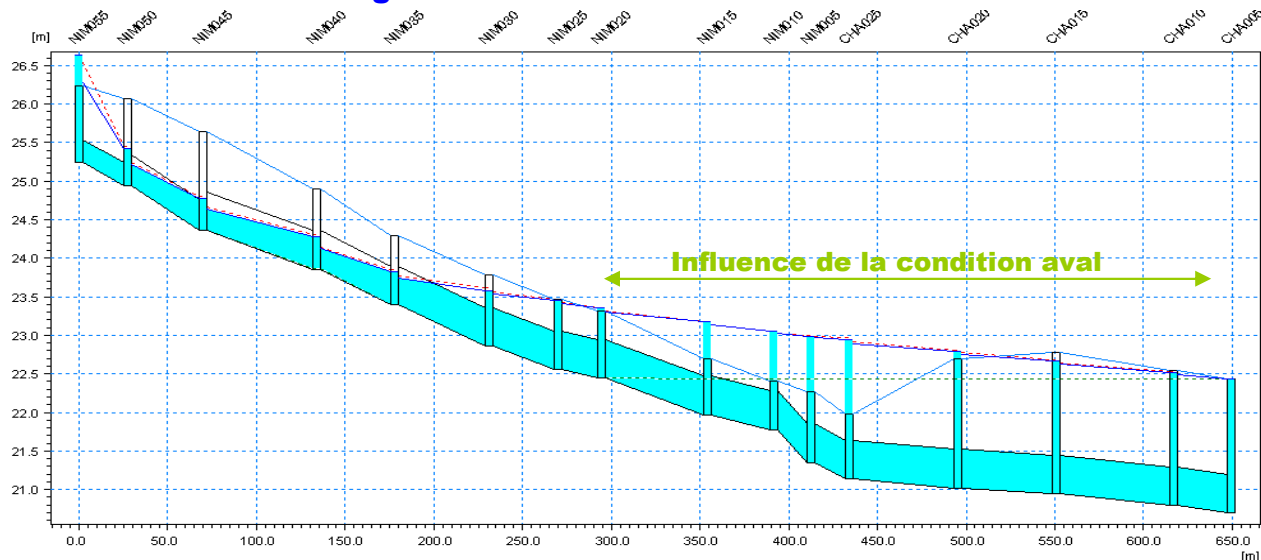


B1 – Avenue de Vaunage- RG

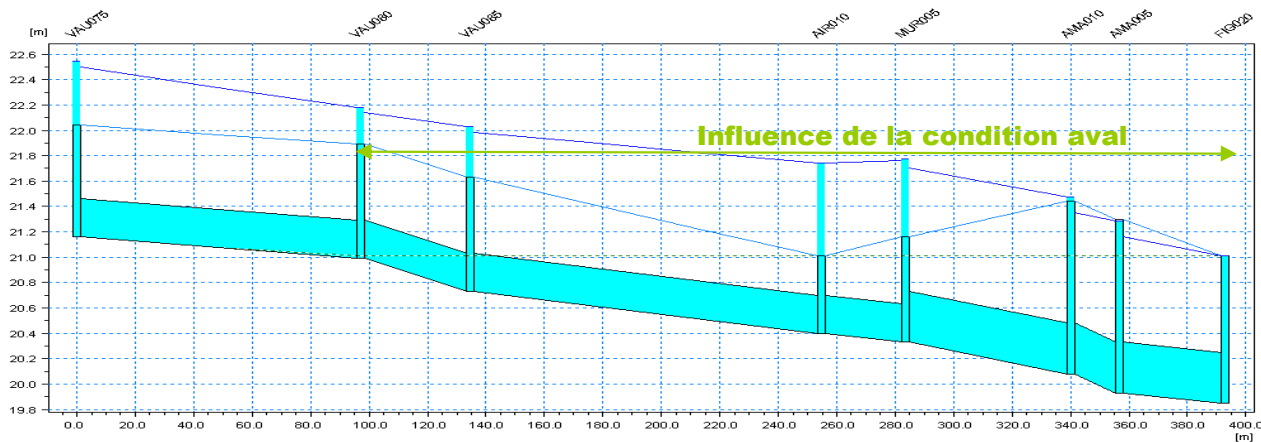


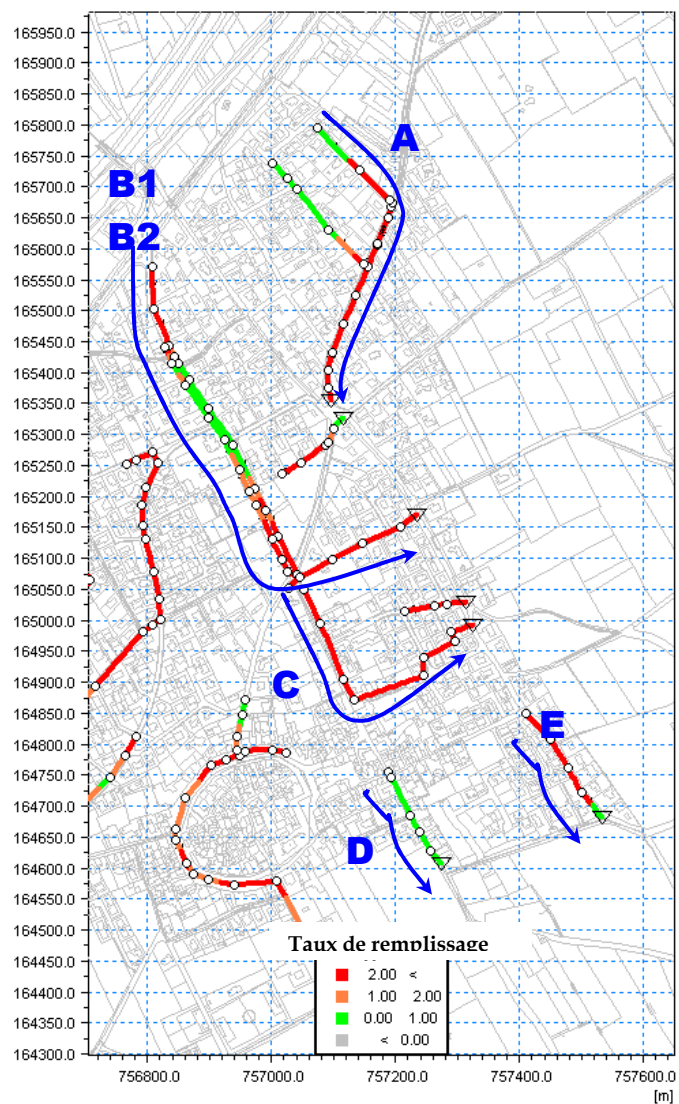


B2 – Avenue de Vaunage - RD

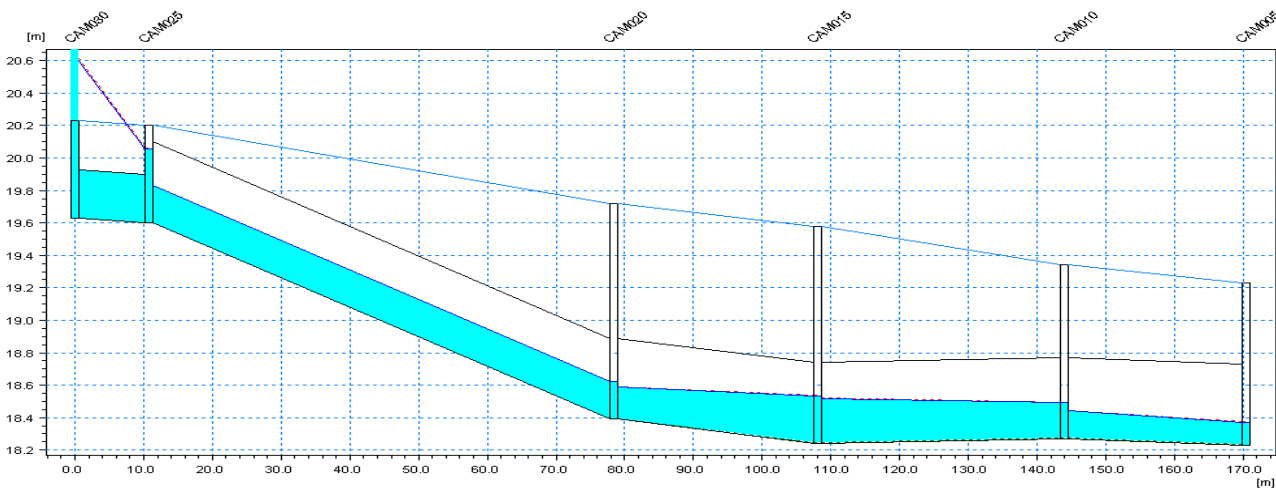


C – Secteur des Aires





D – Secteur la Condamine



E – Secteur la Condamine

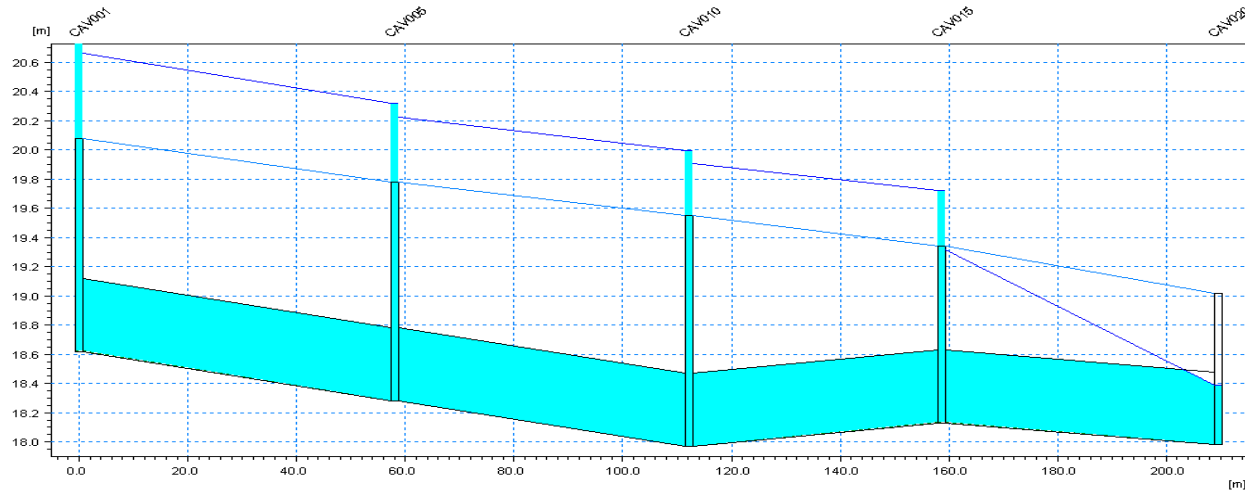


Figure 24 : Résultats Secteur Ouest – 5 ans.

4.5 Modélisation à surface libre : résultats

4.5.1 Hypothèses

La condition aval du Vistre est considérée fixe à la valeur de septembre 2005. Précisons toutefois que cette condition fixée aux PHE du secteur est variable dans l'espace² (suivant la frontière du modèle sens Nord-Est à Sud-Ouest).

4.5.2 Crue 100 ans

Concernant le Grand Bernard, des débordements se sont constatés au voisinage de l'ouvrage SNCF dès quelques m³/s en raison de la très faible capacité des fossés. La série des ouvrages OH25 à OH30 provoque des débordements par leurs faibles capacités (autour de 5 m³/s). Le fossé du Grand Bernard a une capacité moyenne d'environ 4 m³/s, ce qui explique la généralisation très rapide des écoulements de surface. L'ouvrage 31 provoque des débordements vers le chemin de Calvisson puis le centre ville. La partie Ouest du projet de ZAC des Capitelles est alors un vaste champ d'expansion des crues : contrairement à ce qui est indiqué dans l'étude hydraulique SIEE de la ZAC, une partie des écoulements de surverse sur la RN113 ne se dirigent pas vers Uchaud (une partie de ces flux est d'ailleurs repris par le fossé du Grand Bernard).

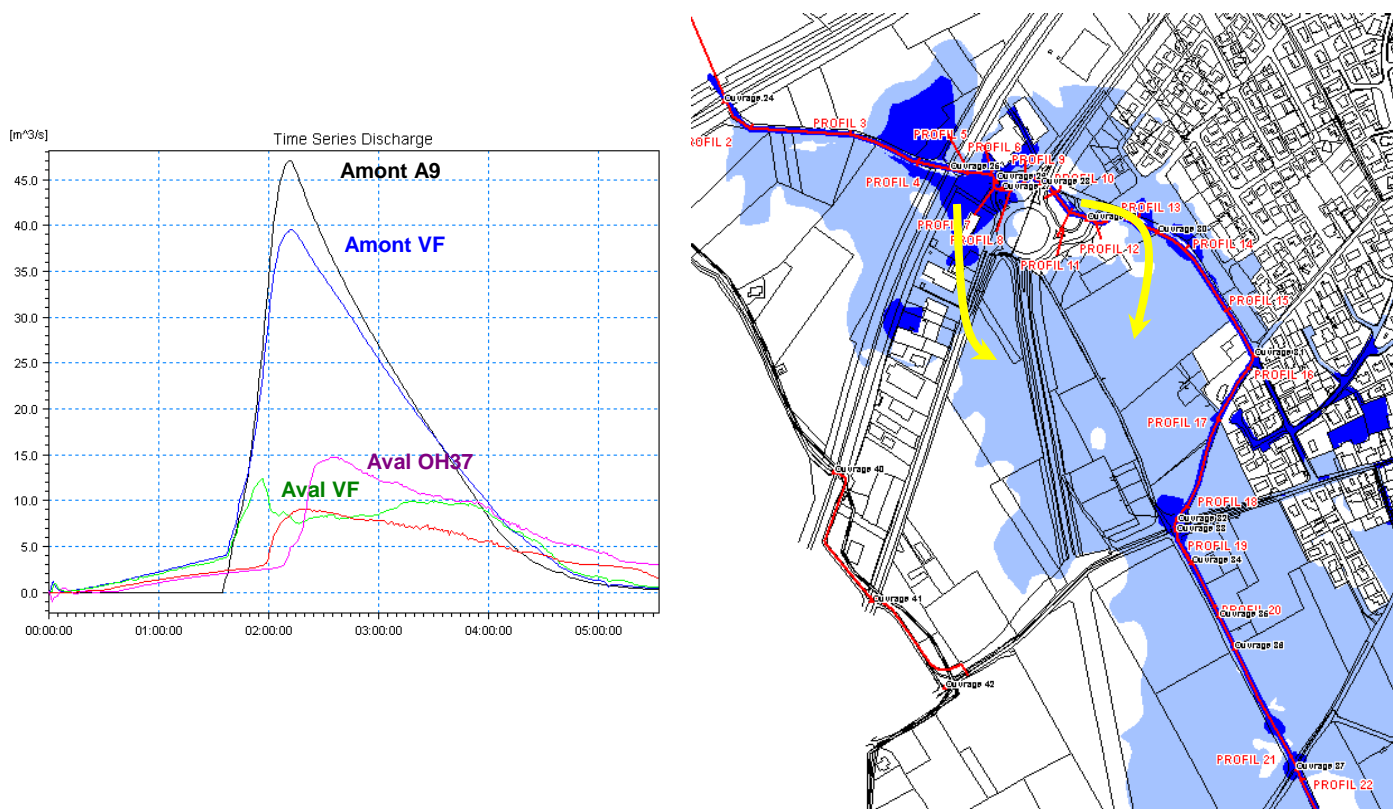


Figure 25 : Crue 100 ans – secteur Grand Bernard

La Vallongue subit les effets de sa morphologie très particulière : fossé bien marqué en amont de l'A9 et jusqu'à l'entrée de la zone urbaine (RN113) à partir de laquelle seule une buse de

² Condition valable pour tous les scénarios de l'étude.

capacité 1 m³/s peut transférer les écoulements vers l'aval. La reprise des écoulements de surface vers le chemin des Figuiers au carrefour rue de la Vallongue/route de Nîmes ne permet que de transiter une partie de l'hydrogramme de crue (capacité moyenne d'environ 7 m³/s). En conséquence, à partir de quelques m³/s à l'entrée de la zone urbaine, les apports provoquent un ruissellement diffus sur la voirie. Les écoulements se dirigent préférentiellement vers la route de Nîmes puis avenue de la Vaunage.

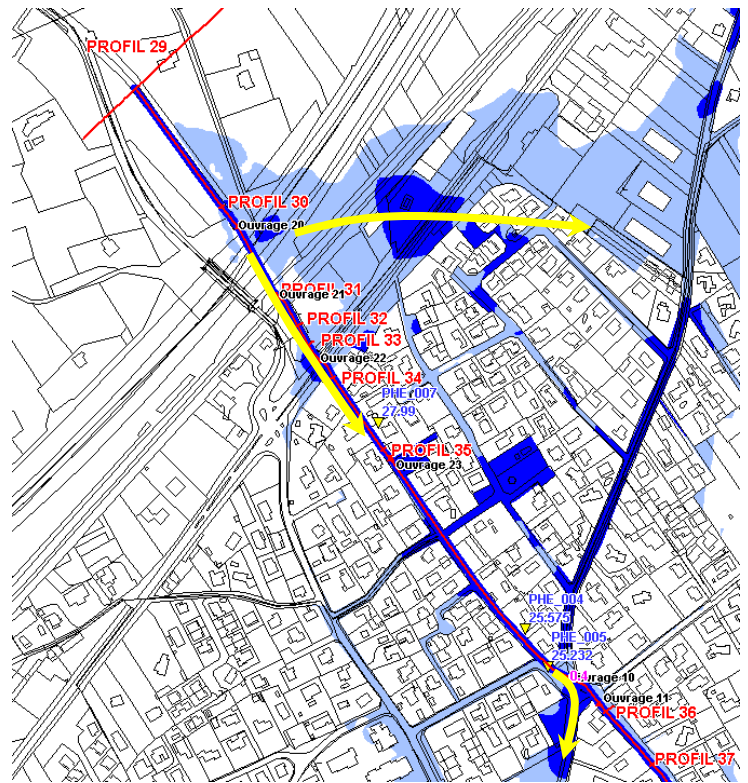
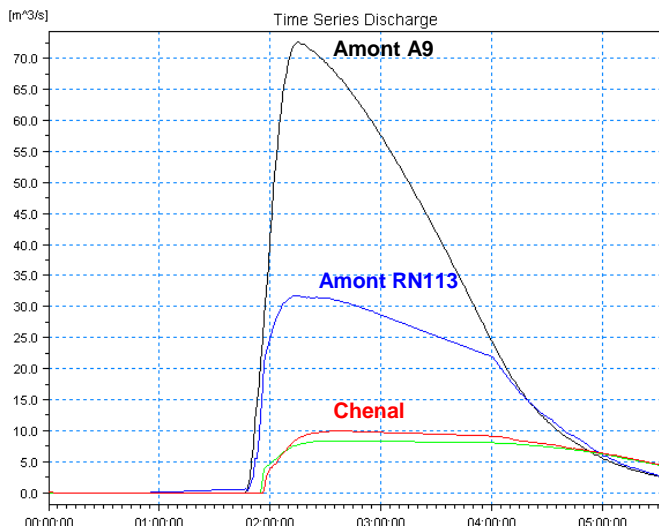


Figure 26 : Crue 100 ans – secteur Vallongue.

L'évacuation des crues de la Vallongue est ici critique. Si l'on écarte la réalisation de travaux pharaoniques pour faire transiter l'intégralité de la crue sans dommages, il est impératif de tester des aménagements de rétention des eaux en crue en amont. La capacité du fossé (ou chenal) en aval n'est que de 10 m³/s.

Les ruissellements combinés du Grand Bernard et de la Vallongue mobilisent également les rues du centre ancien.

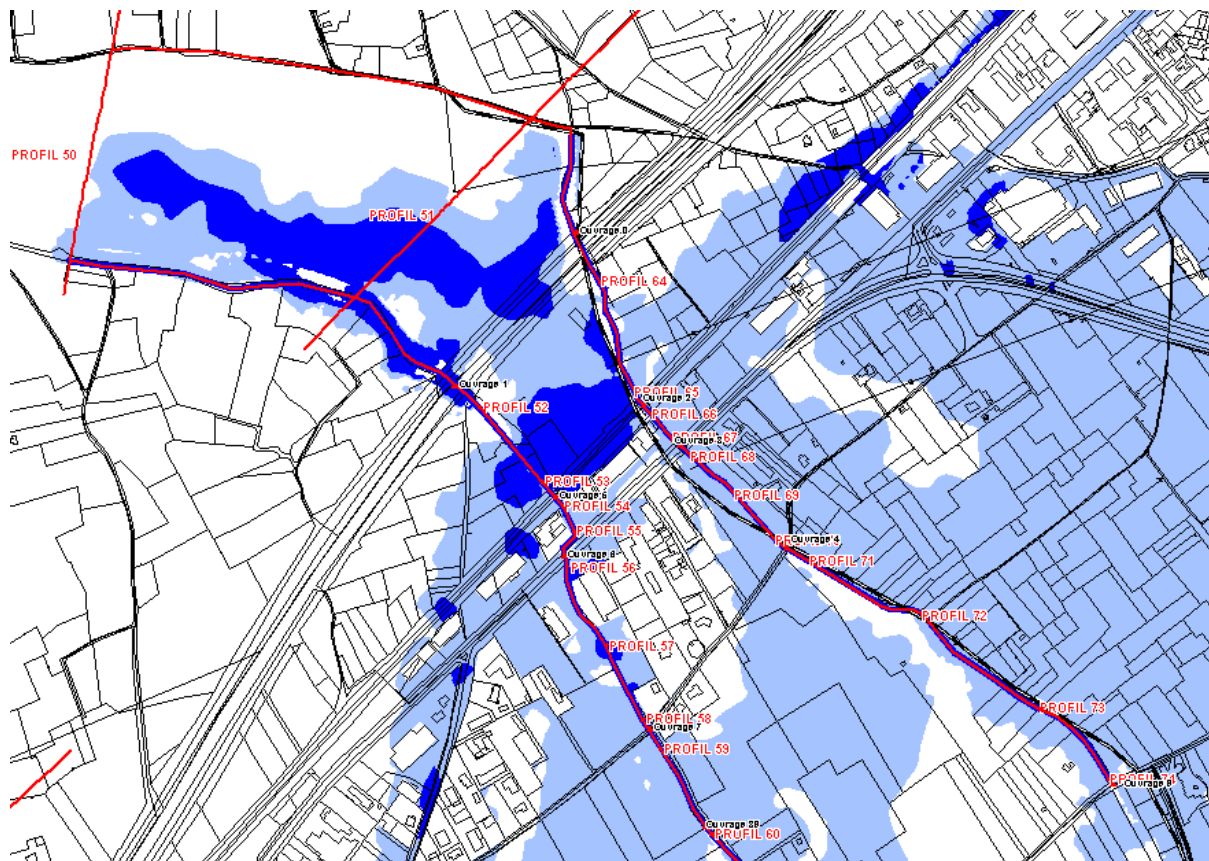


Figure 27 : Crue 100 ans – secteur Larrière.

Les ouvrages de franchissements de l'A9 (au nombre de 3) ne permettent pas un écoulement transparent lors des crues : seuls 8 à 16 m³/s transitent sous l'autoroute. Le différentiel de volume et de débit est soit stocké en amont de l'A9, soit est surversant sur les voiries (les photos de l'époque en atteste). Notons que les remblais de l'autoroute en ces points sont relativement de faible hauteur et par conséquent le volume stocké en amont ne permet quasiment pas d'écèlement en débit.

L'ensemble des cartographies est disponible en annexe 7 (hauteur / vitesse / aléa).

4.5.3 Crue d'octobre 1988

Les conséquences hydrauliques de la faible capacité des réseaux hydrographiques sont similaires aux constats faits sur la crue 100 ans.

A partir de 80 m³/s en amont de l'A9 dans la Vallongue, des débordements vers la RN113 en rive droite sont constatés.

Le ruissellement urbain est alors renforcé par rapport à une crue centennale.

Rappelons que les voiries A9 et RN113 sont largement submergées et que la voie ferrée est noyée au droit du franchissement de la Vallongue.

La hauteur d'eau constatée en amont de l'ouvrage SNCF du Grand Bernard est de 1,90 m environ.

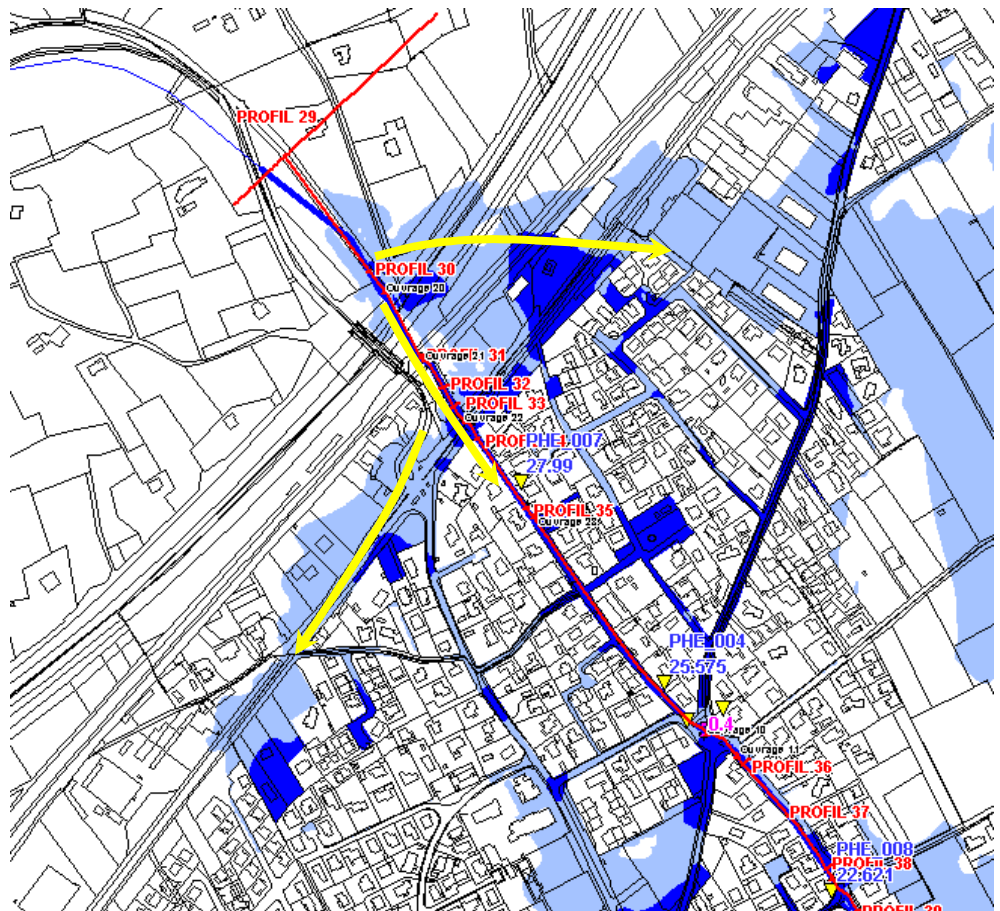


Figure 28 : Crue octobre 1988 – secteur Vallongue.

L'ensemble des cartographies est disponible en annexe 6 (hauteur / vitesse / aléa).

4.5.4 Crue de référence

La crue de référence est la crue majeure des 3 scénarios hydrologiques présentés précédemment : il s'agit en l'occurrence de l'événement historique d'octobre 1988.

La cartographie est disponible en annexe 8 (aléa).

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.

La capacité du réseau superficiel n'est certainement pas en mesure de transférer sans débordement ni dégât les crues des bassins versants amont vers le lit majeur du Vistre. C'est d'autant plus vrai quand l'unique vecteur est la voirie (cas de la Vallongue). Par conséquent, les secteurs touchés sont logiquement ceux placés au droit des thalwegs des bassins versants : zones d'activités à l'Est et l'Ouest et bien entendu zone urbaine à caractère résidentiel.

Des opérations locales de réfection du réseau pluvial sont à envisager en phase 2 (aménagement) mais les opérations produisant le plus d'impact sur l'inondabilité de la commune par ses bassins versants seront très probablement liées à des techniques de rétention des eaux en amont (stockage ou ralentissement dynamique).

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 8 : Carte aléa - crue de référence

Annexe 1 : Méthodes hydrologiques

LA METHODE 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 :

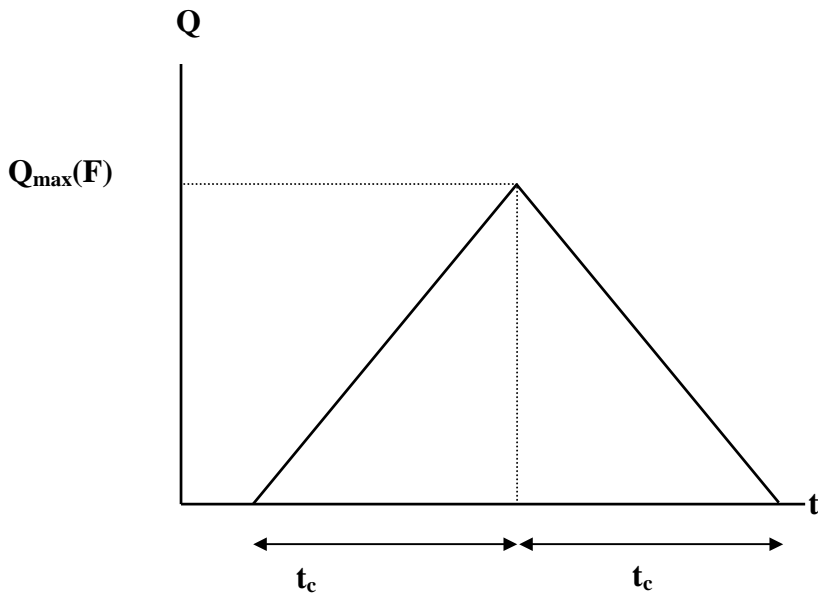
$$i(F) = a(F).tc^{b(F)}$$

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.

Cas où $t = t_c$

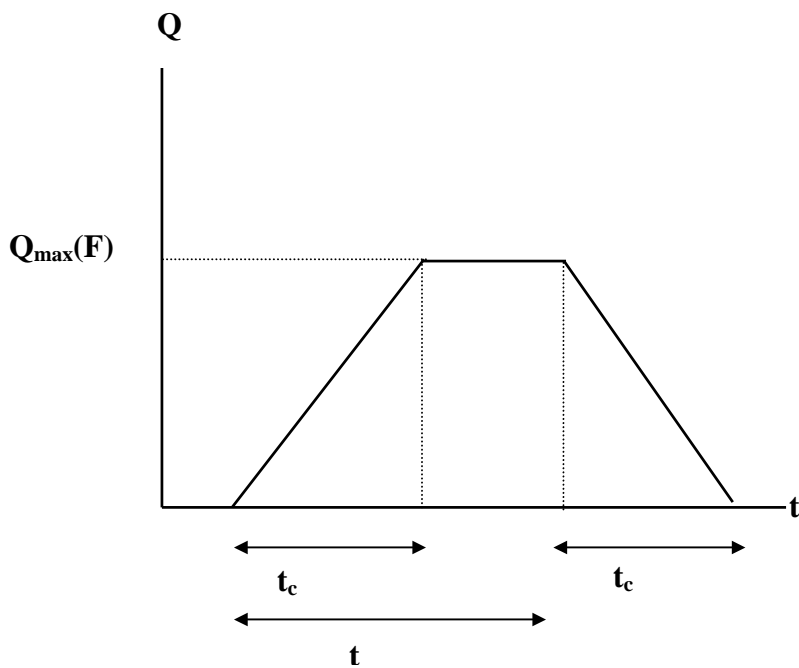


$$Q_{\max}(F) = C.i(F, t_c).A$$

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

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

Cas où $t > t_c$



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

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

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

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.

DETERMINATION 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

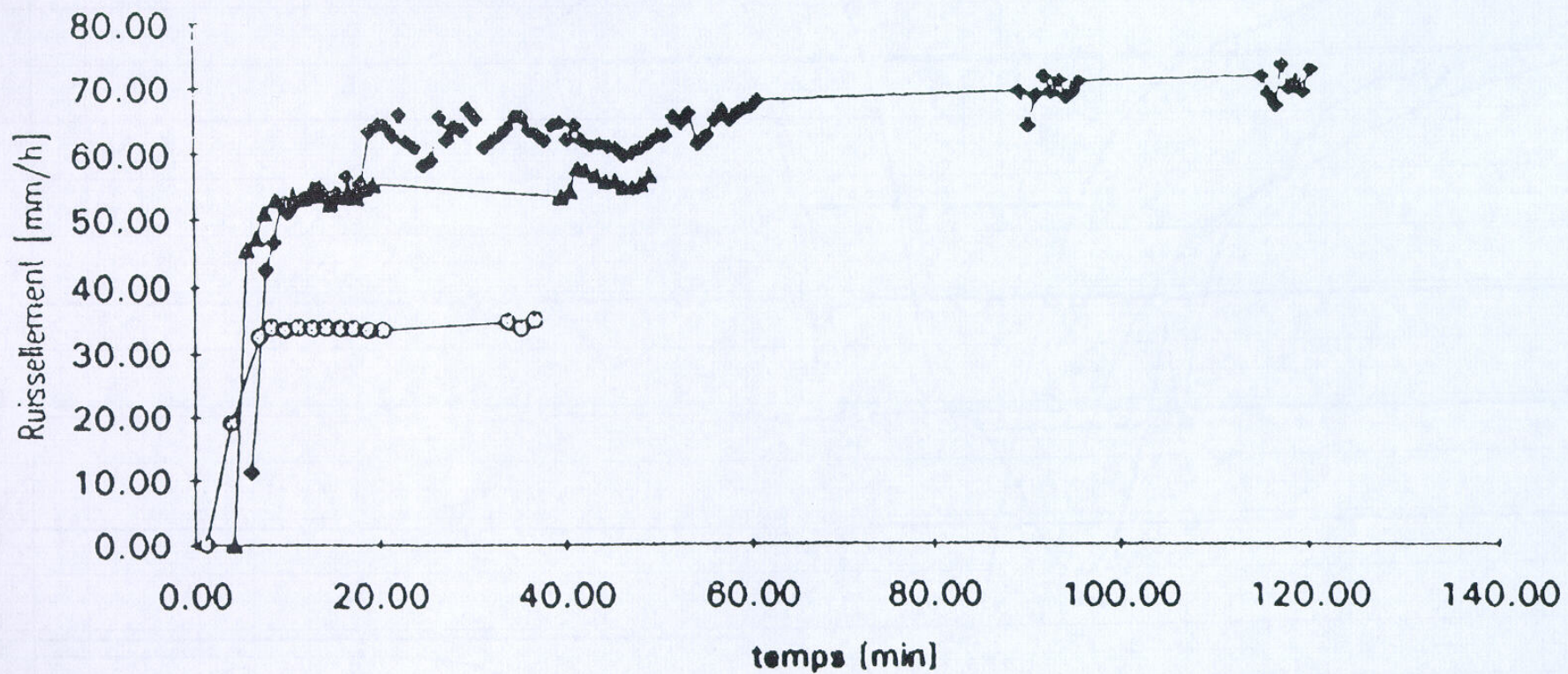
En application des recommandations et propositions faites par le groupe d'experts ayant travaillé dans le cadre du projet T.G.V., la **méthode rationnelle** basée directement sur la pluviométrie centennale et modifiée dans sa partie "ruissellement" pour tenir compte de l'effet de seuil sera utilisée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

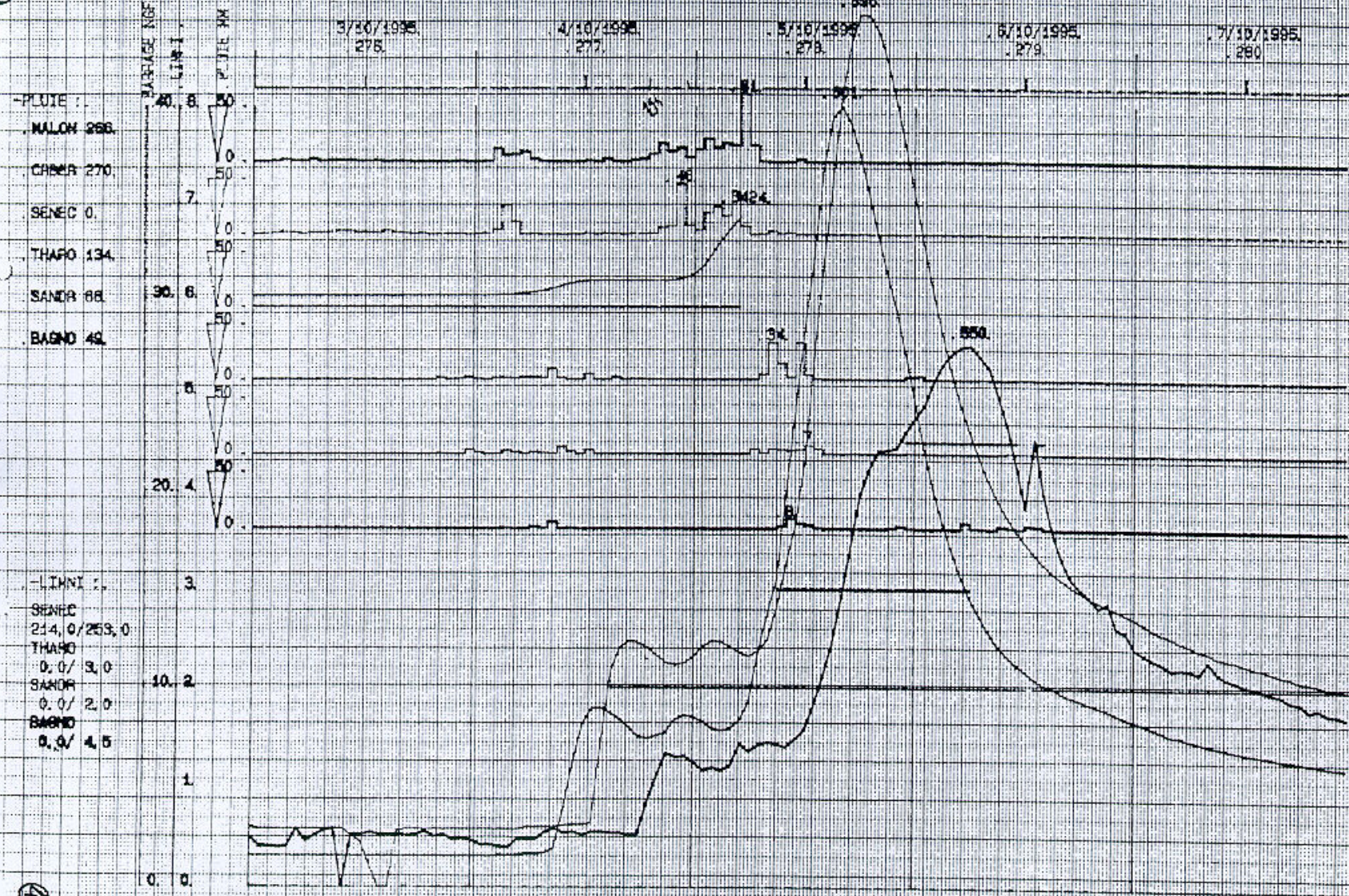
Ruissellement site 1 le 9.7.92



—◆— $P = 83.9 \text{ mm/h}$ —▲— $P = 60.6 \text{ mm/h}$ —○— $P = 35.6 \text{ mm/h}$

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 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 $p < 1\%$: $V = 1 \text{ m/s}$
- pour $1\% < p < 10\%$ $V = 1 + (p - 1)/9$ avec p exprimé en %
- pour $10\% < p$ $V = 2 \text{ m/s}$

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)= $0,8.(1 - P_o/P_j)$

avec

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

P_o = rétention initiale donnée par le tableau ci-dessous

Valeurs de P_o 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'on 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 100 m 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.

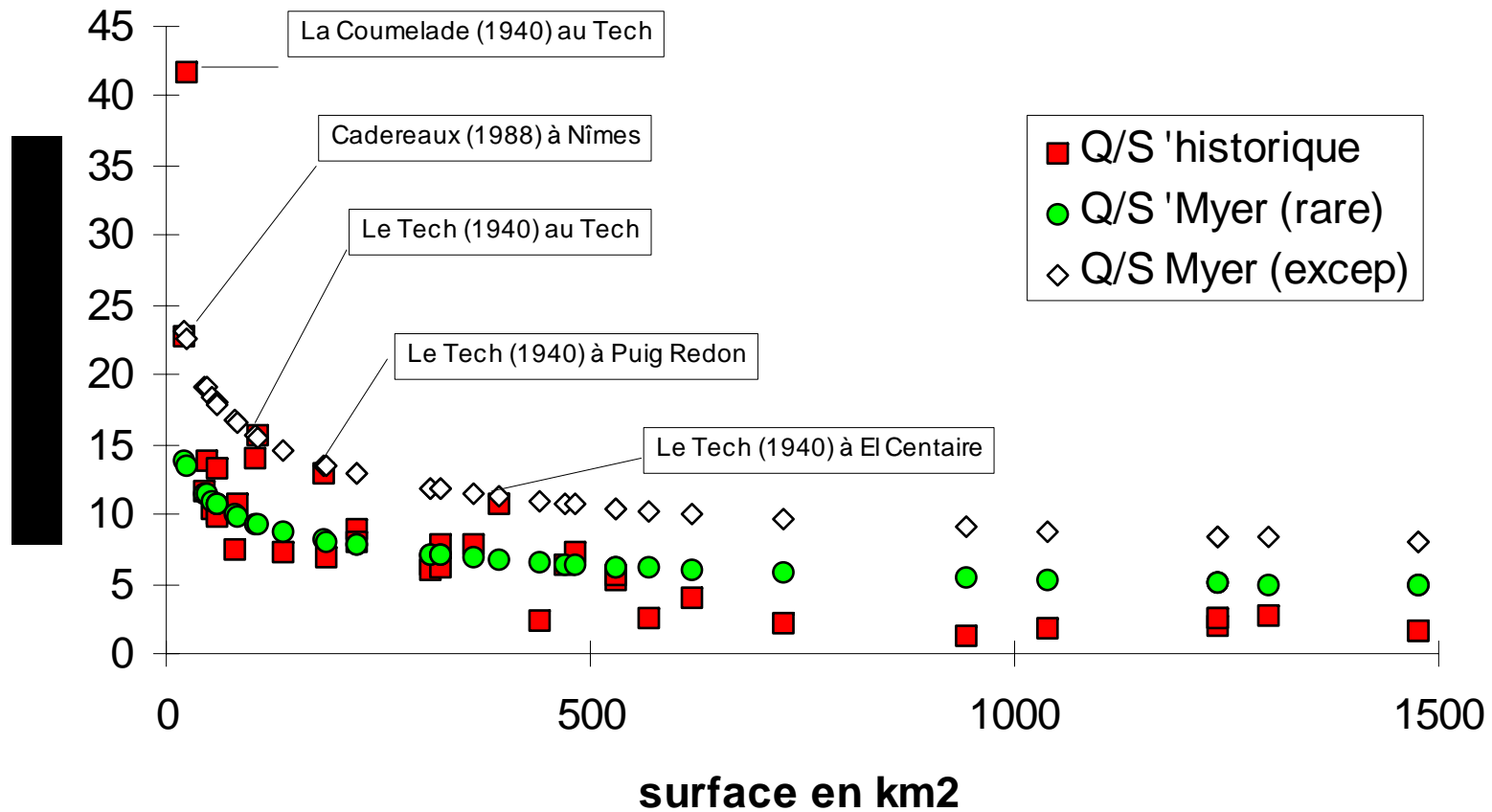
Les événements importants qui se sont produits dans le Sud de la France depuis plus de 150 ans ont fait l'objet d'un recensement dont vous trouverez les éléments les plus significatifs dans le tableau ci après.

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
Reutord	Hérault	Sumène	30/09/58	55	570	10,4
Cady	P. O.	Villefranche	17/10/40	60	600	10
Reumassel	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 Palegy	26/09/92	137	1000	7,3
Tech	P. O.	Puig Redon	17/10/40	186	2400	12,9
Vidourte	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.	Font 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	Bessèges	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:

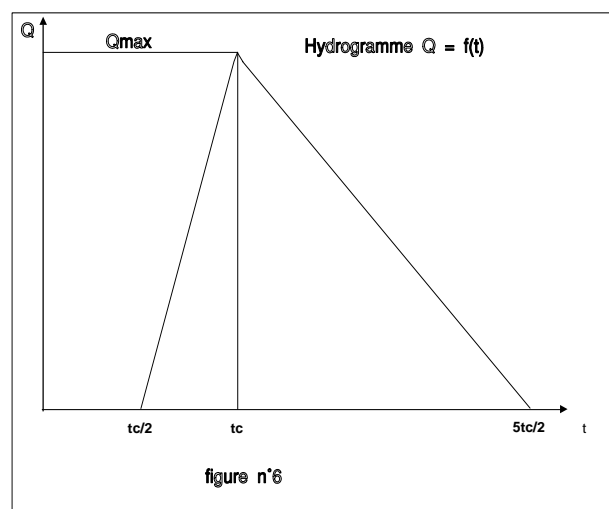
- de la forme géométrique et de l'organisation hydrographique du bassin versant (loi de concentration)
- du positionnement de l'épicentre de la pluie par rapport à l'exutoire
- l'effet de latence consécutif au retard au ruissellement (effet de seuil)

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 hyètoigrammes 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 Qsocosé

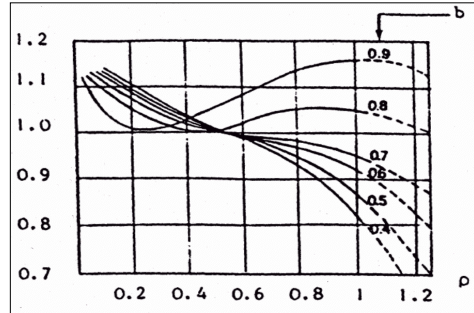
$$\ln(D_s) = -0.69 + 0.32 \ln(S) + 2.2 \sqrt{\frac{P_a}{P_{10} T_a}}$$

$$J = 260 + 21 \ln\left(\frac{S}{L}\right) - 54 \sqrt{\frac{P_a}{P_{10}}}$$

$$K = \frac{24^b P_{10}}{21 \left(1 + \frac{\sqrt{S}}{30 \sqrt[3]{D_s}}\right)}$$

$$\rho = 1 - \frac{0.2J}{K(125D_s)^{1-b}}$$

$$Q_{10} = \frac{KS\rho^2}{(125D_s)^2(15-12\rho)}$$



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

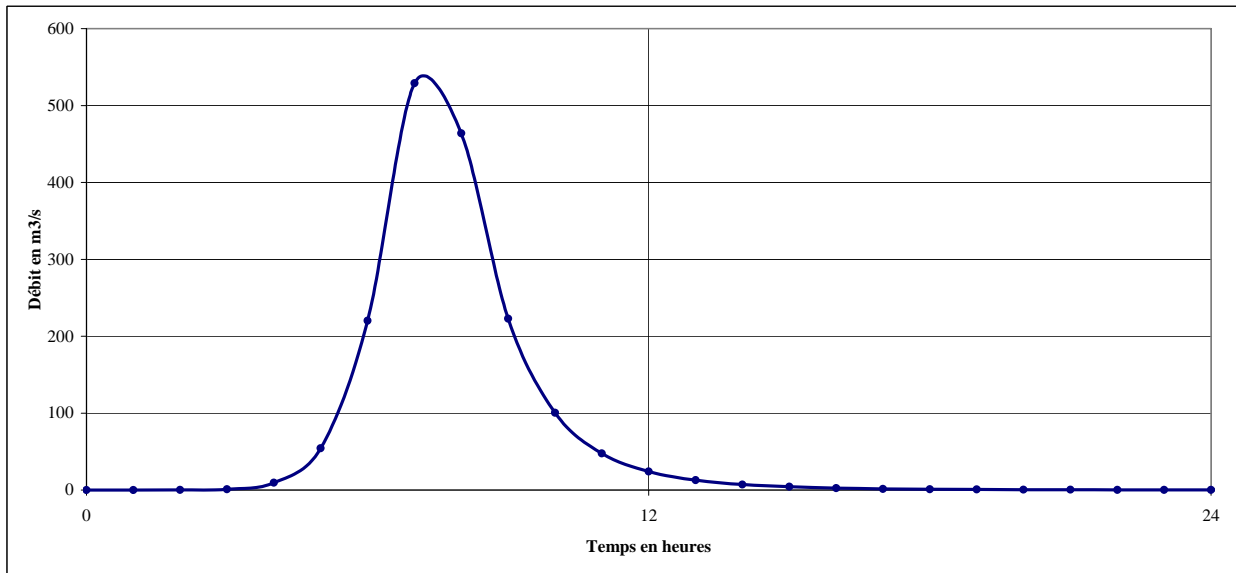
Débit de pointeretenu QIX100 569 m3/s
Durée caractéristique SOCOSE D 7 h
Alpha 7.88
débit de base Qb 0.10 m3/s

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 METHODE 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			
$Q_{10} = S * \text{puissance}(50,8) * (P/80)^2 * R$	$P_{10} = at^{1-b}$ $Q_{10} = S^{0.8} \left(\frac{P_{10}}{80} \right)^2 R$		
S en km ² P précipitation journalière décennale			
R coefficient régional On fixe ici R à 1,5 (pour Languedoc et Roussillon)	<table border="1"><tr><td>valeur moyenne pour la France</td></tr><tr><td>R = 1.5</td></tr></table>	valeur moyenne pour la France	R = 1.5
valeur moyenne pour la France			
R = 1.5			

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:

- Tc est le temps de concentration exprimé en heures
 - A est la surface du bassin versant en km²
 - 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 km², 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 Dr

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:

- Tc 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 D_r .

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:

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

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

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

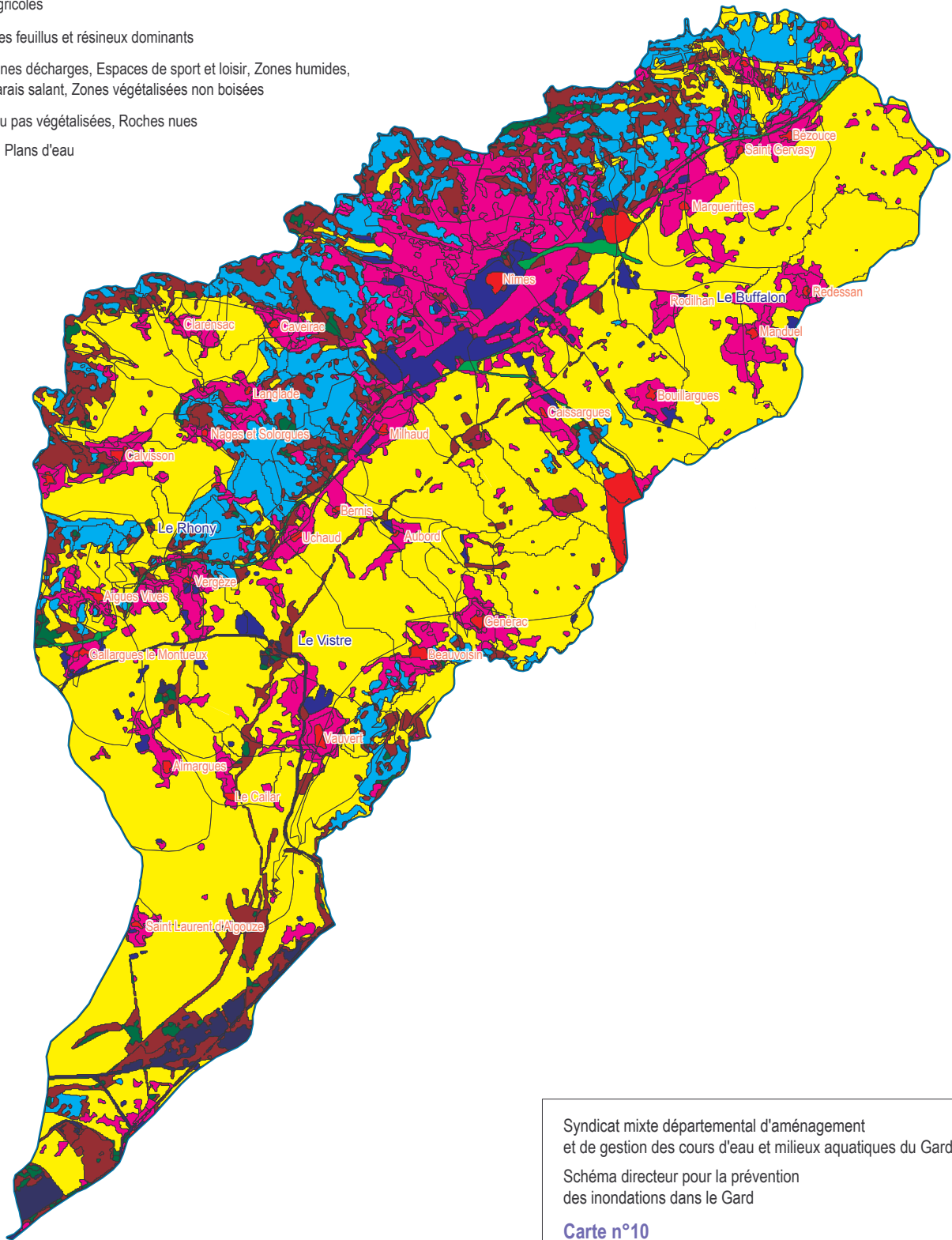
avec D_r durée caractéristique de crue, exprimée en heures

O.Payrastre

Annexe 2 : Plans du réseau pluvial

Annexe 3 : Cartes du SDAPI Vistre

- 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

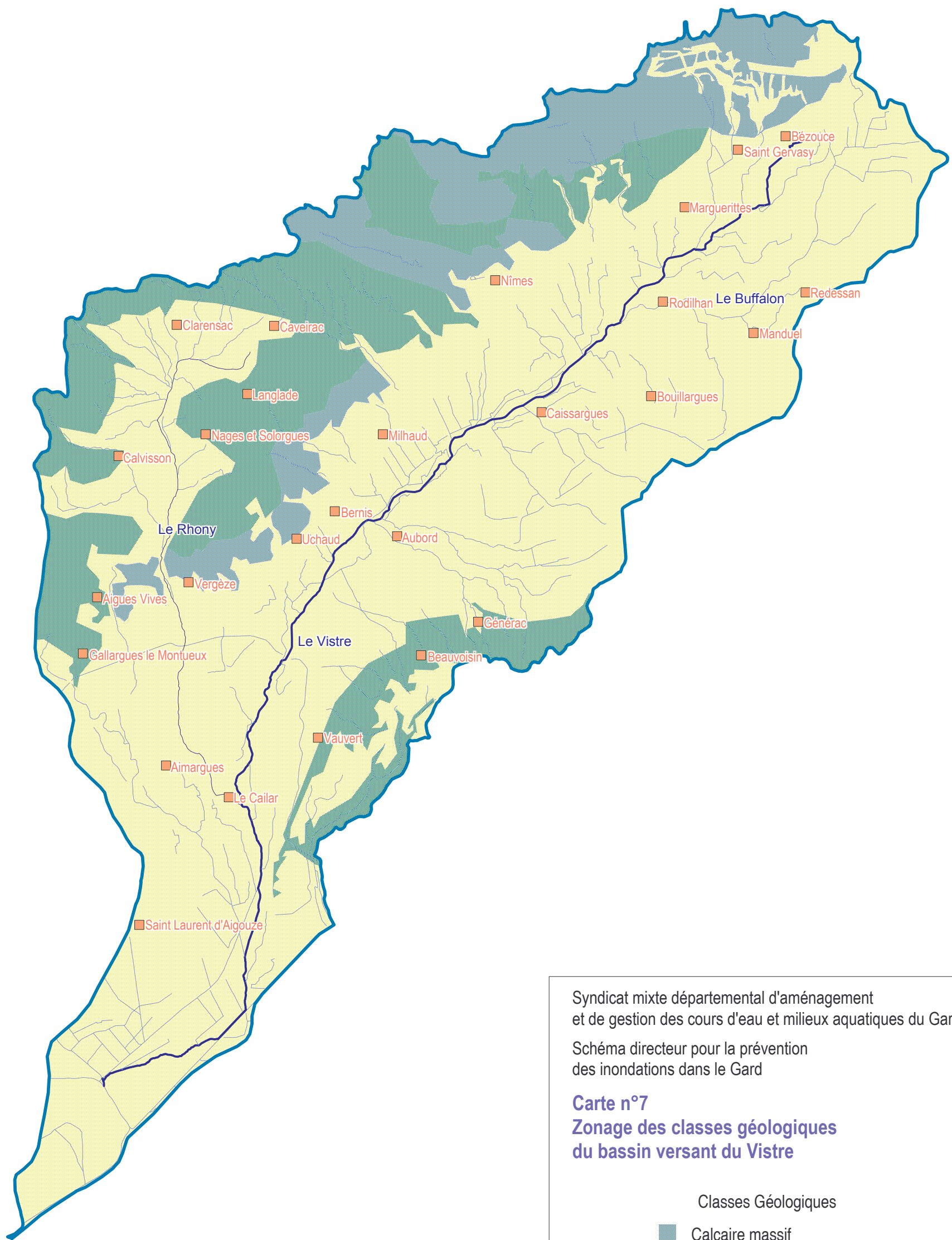
Centre bourg



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



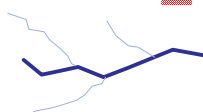
Syndicat mixte départemental d'aménagement
et de gestion des cours d'eau et milieux aquatiques du Gard

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



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








Schéma Directeur d'Aménagement pour la Prévention des Inondations

Site de L'Olivet

Analyse de l'occupation des sols dans l'emprise des retenues

Site:	n°42
Commune:	Bernis
Bassin versant général:	Bassin versant du Vistre
Cours d'eau concerné:	Valat de Vallongue
Surface du bassin versant drainé:	3,8 km ²
Type de stockage:	Bassin de rétention
Emprise de la zone de stockage:	13 ha

Occupation des sols

Zones naturelles et boisements		100 %	Serres		0
Maraîchages et vergers		0 %	Habitations isolées		0
Vignes		0 %			
Cultures de plein champs		0 %			
Production agricole indifférenciée		0 %			

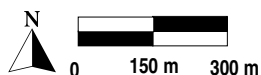
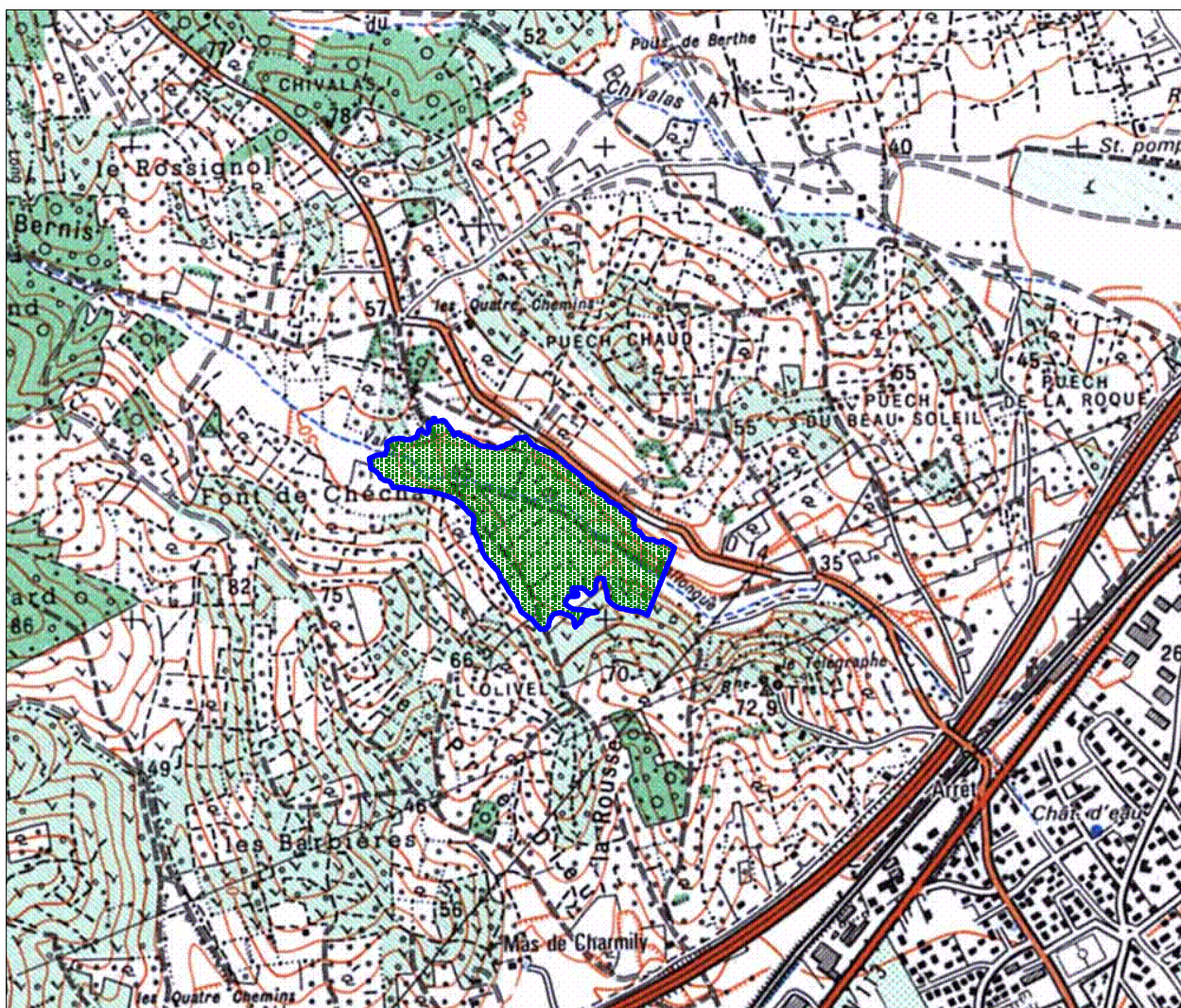


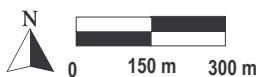
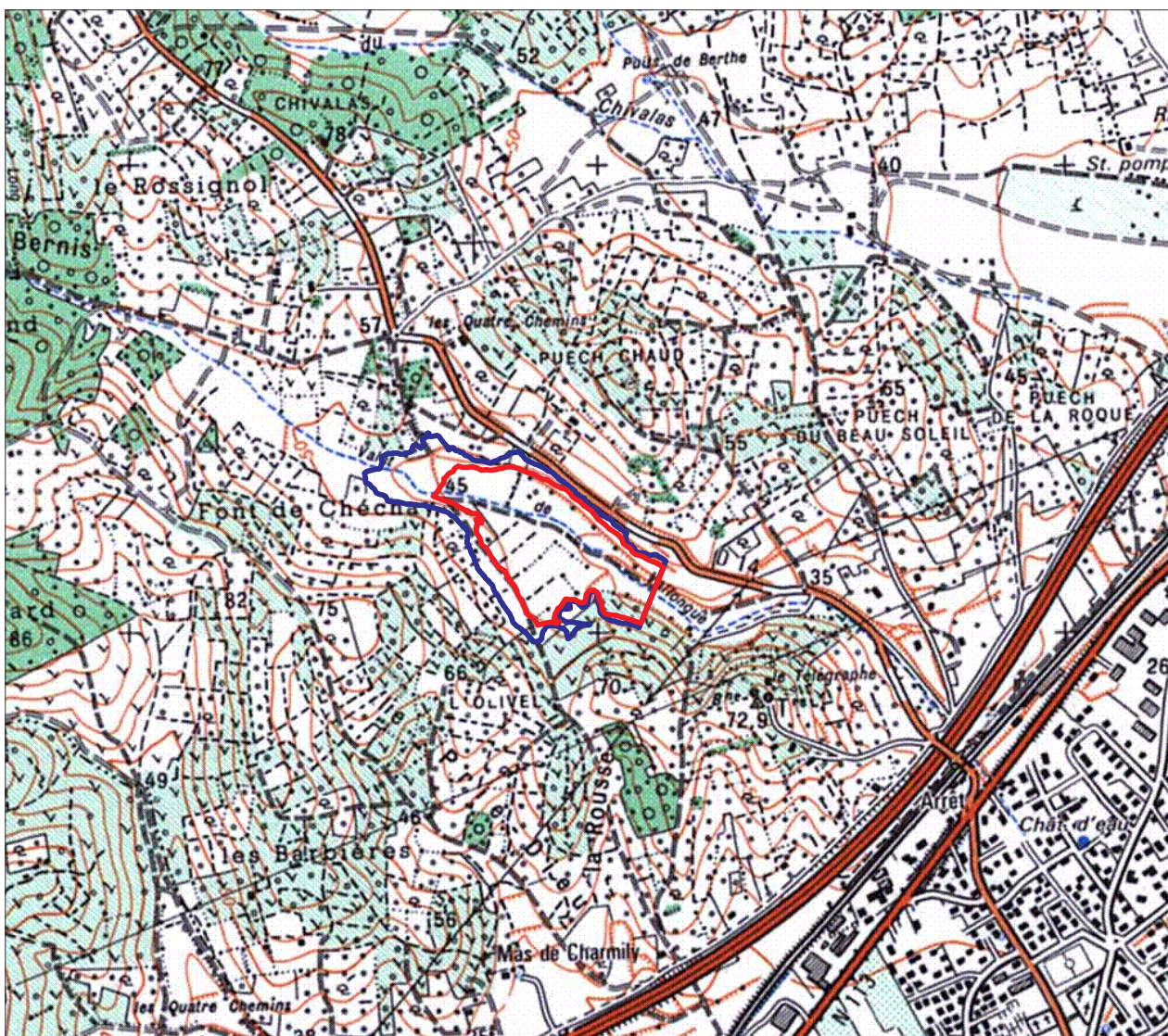


Schéma Directeur d'Aménagement pour la Prévention des Inondations

Site de L'Olivet

Caractéristiques du site au stade du recensement préliminaire:

Site:	n°42
Commune:	Bernis
Bassin versant général:	Bassin versant du Vistre
Cours d'eau concerné:	Valat de Vallongue
Surface du bassin versant drainé:	3,8 km ²
Type de stockage:	Bassin de rétention
Volume mobilisable:	480 000 m ³ (127 mm)
Hauteur des ouvrages au-dessus du TN:	10.1 m
PHE / Emprise sous les PHE	 49.0 m NGF / 13.0 ha
Cote déversoir / Emprise sous le déversoir	 47.0 m NGF / 8.6 ha
Origine:	ISL
Fiche enquête n°:	

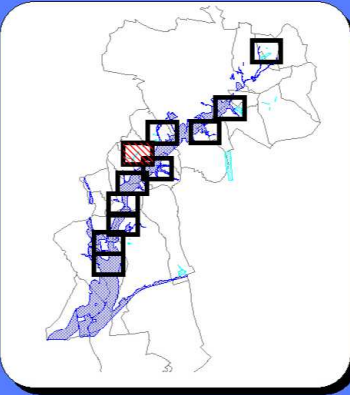


Annexe 4 : Extraits de l'étude dégâts - crue du Vistre de septembre 2005

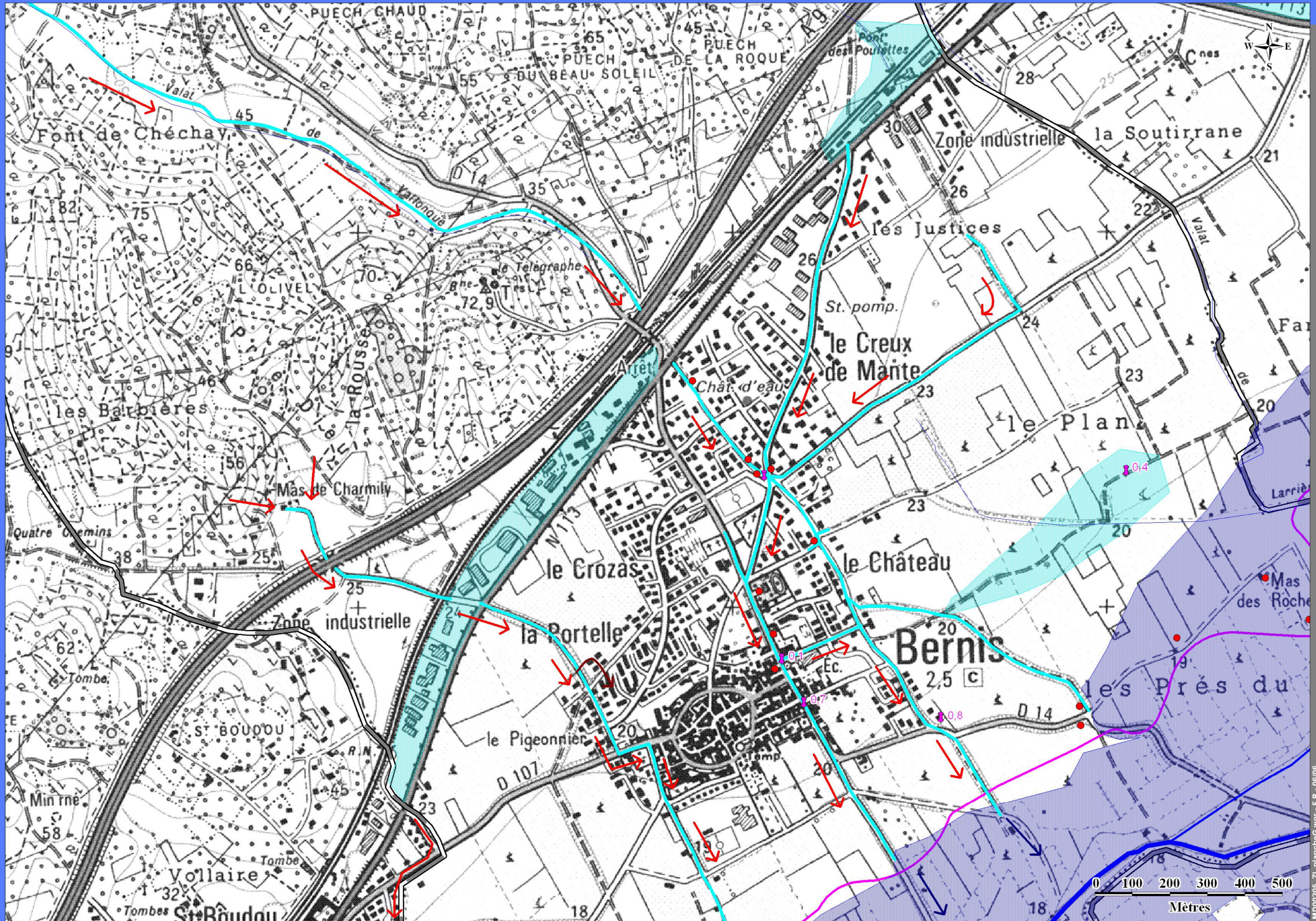
INONDATIONS DU VISTRE ET DE SES AFFLUENTS DES 6, 7 ET 8 SEPTEMBRE 2005

INVENTAIRE CARTOGRAPHIQUE DES ZONES INONDÉES

Planche G / 10 000e



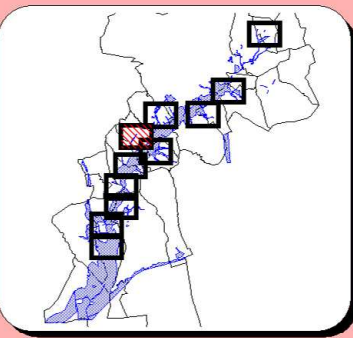
- Limite communale
- Cours d'eau
- Zone inondée par débordement
- Zone inondée par ruissellement
- Axe inondé par ruissellement
- Limite de crue septembre 2002
- PPRI en 1996
- Sens d'écoulement
- Sens de ruissellement
- Surverse
- PHE hydrologic
- Digue
- Brèche
- Hauteur d'eau (en mètre) d'après enquête terrain



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

INVENTAIRE CARTOGRAPHIQUE DES DEGATS

Planche G / 10 000e



TYPLOGIE DE L'HABITAT

- Centre urbain ancien
- Zone résidentielle collective
- Zone résidentielle pavillonnaire
- Zone urbanisée en projet
- Habitation isolée touchée

ETABLISSEMENTS PUBLICS

- Bâtiment de gestion de crise ou d'accueil de public sensible

GESTION ENVIRONNEMENT

- Site de traitement

ACTIVITES

- Zone industrielle, commerciale ou artisanale
- Activité touristique
- Zone industrielle, commerciale ou artisanale en projet
- Activité touristique en projet

EQUIPEMENTS

- Voirie dégradée
- Ouvrage détérioré
- Mise en charge et surverse de l'ouvrage
- Digue

HYDRODYNAMIQUE

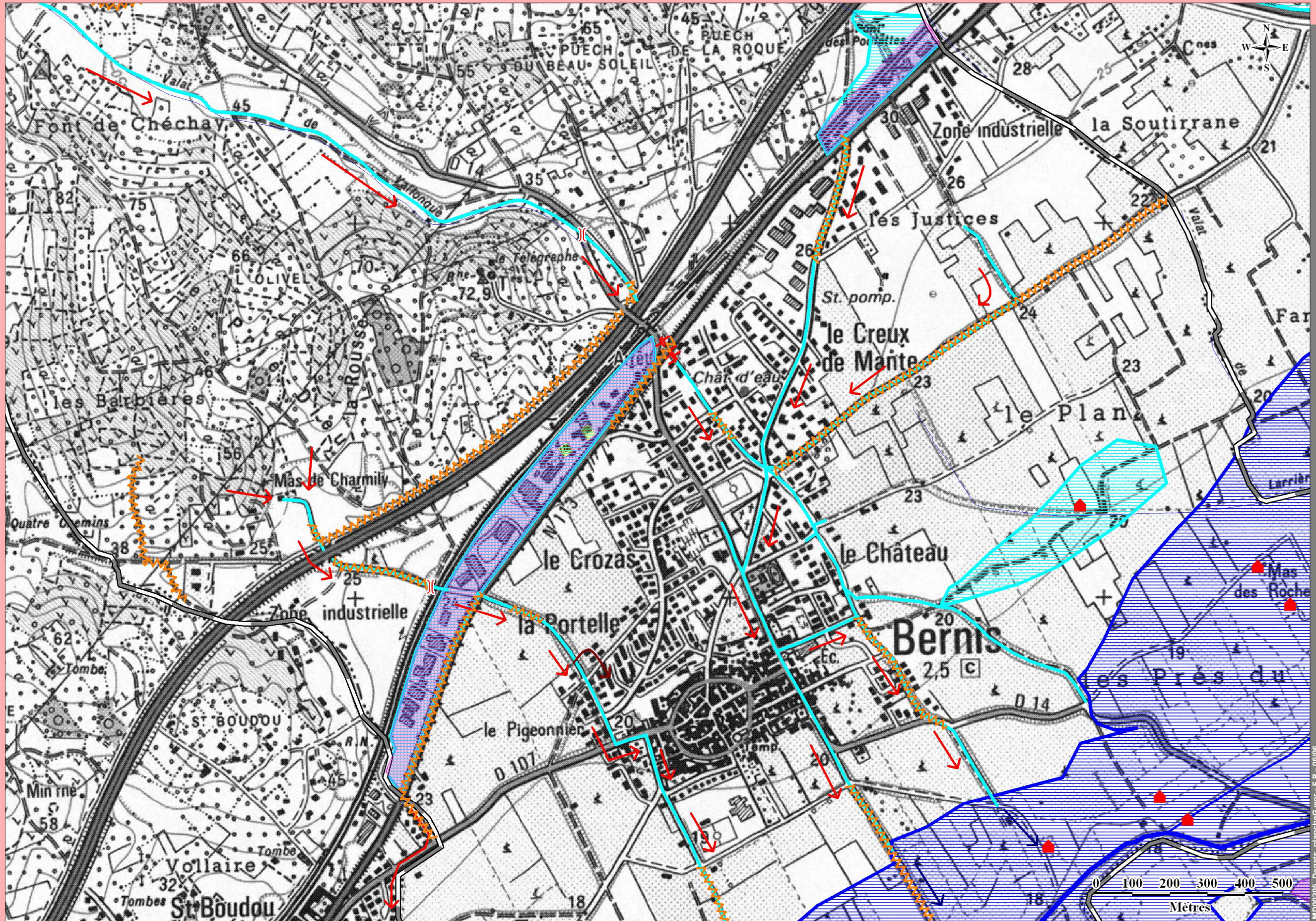
- Sens de ruissellement
- Sens d'écoulement
- Surverse

MILIEU NATUREL

- Brèche
- Enrochement effondré
- Dégât divers
- Berge érodée ou effondrée

ELEMENTS HYDROGEOLOGIQUES

- Cours d'eau
- Zone inondée par débordement
- Zone inondée par ruissellement
- Limite de crue (septembre 2002)



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

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

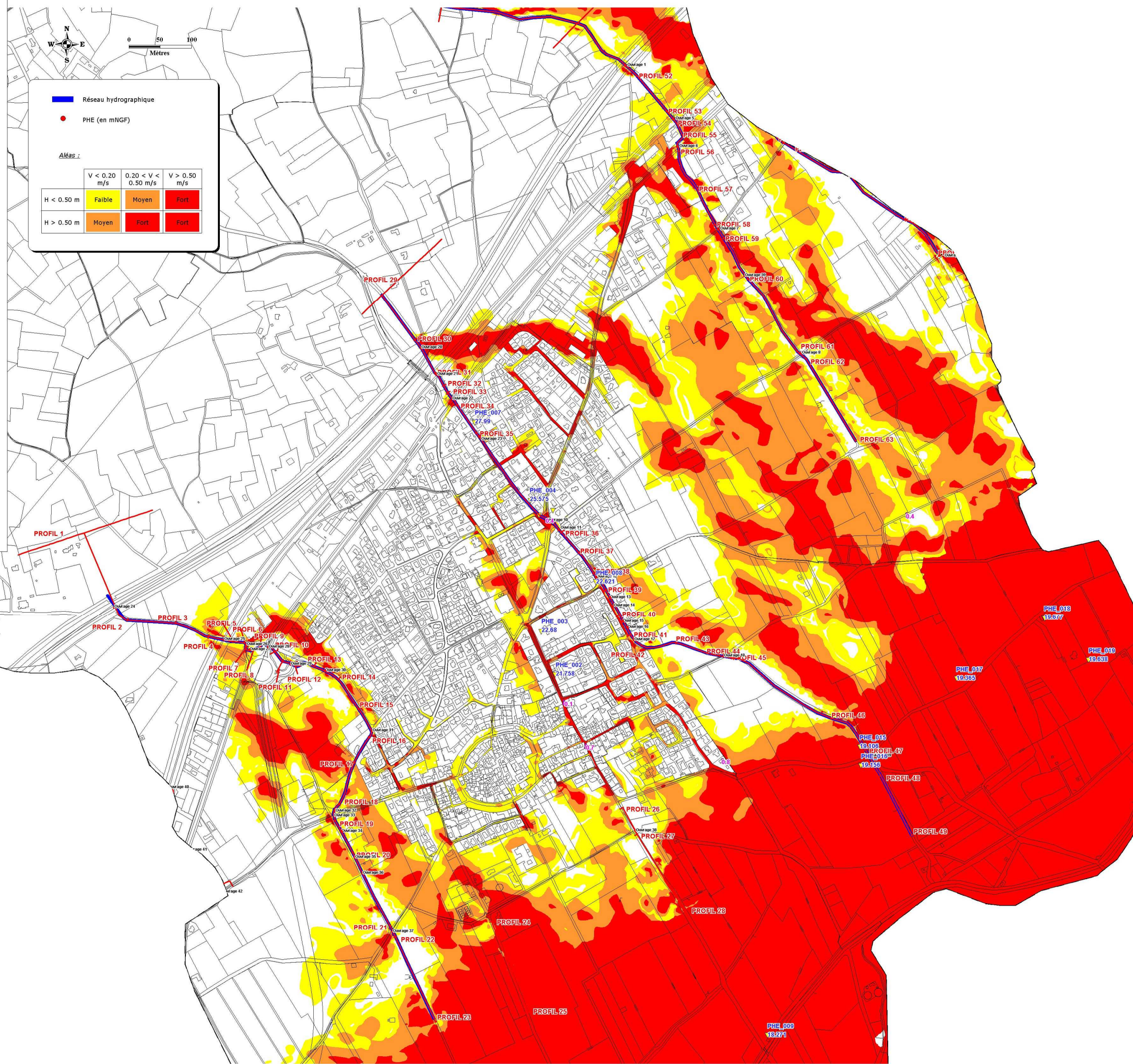
**Cartographie de l'aléa inondation
Septembre 2005**

Bureau d'études :



SAFEGE
Aix Métropole S&T-D-30, Av. H. Malacrida
13100 Aix en Provence
tel : 04.42.93.65.10 - fax : 04.42.93.65.15

DESSINE : A.S	DATE : 01/2010	SOURCE : Safege
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 5 000	AFFAIRE : 08MENO35



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

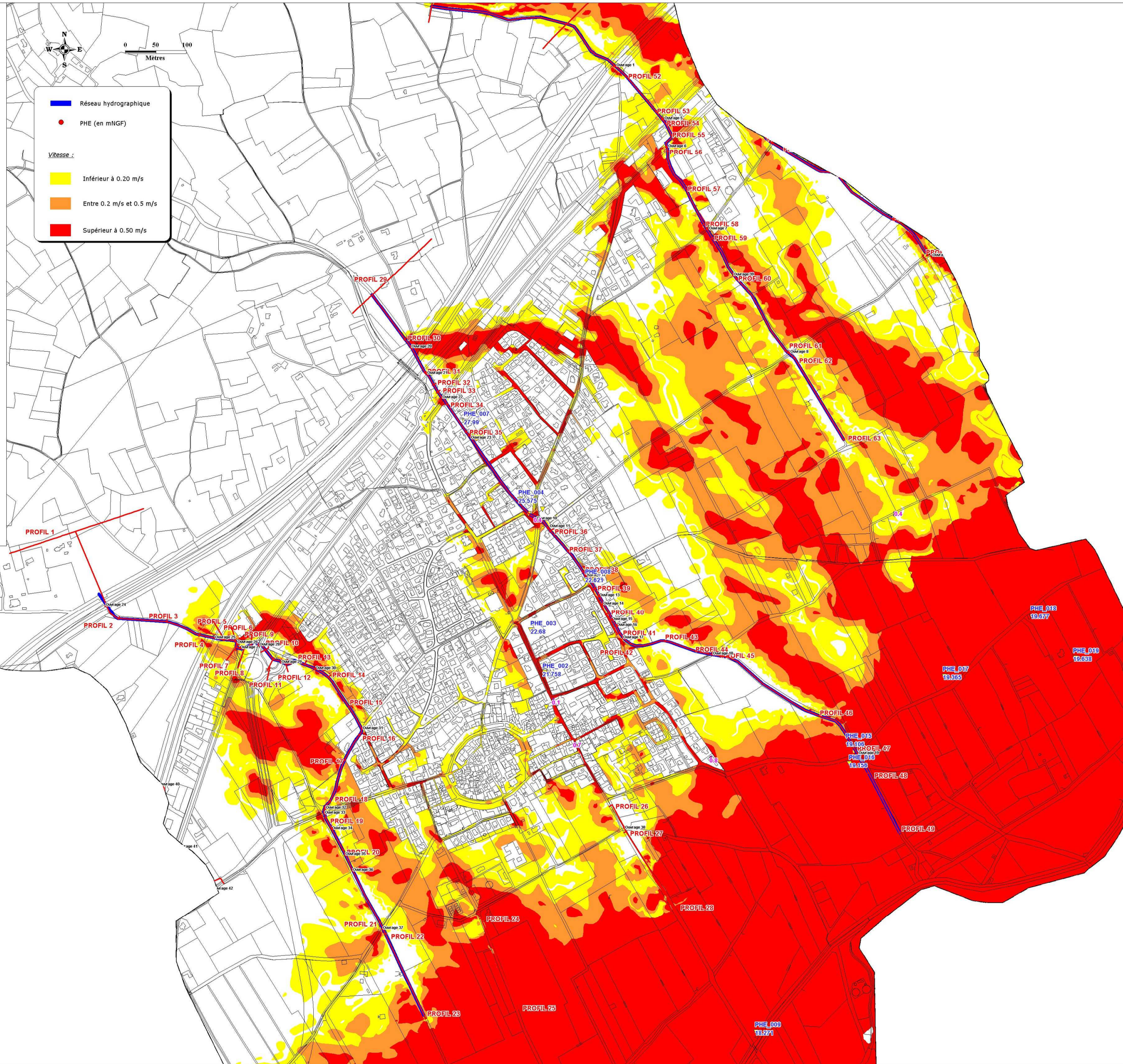
**Cartographie des vitesses
Septembre 2005**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S	DATE : 01/2010	SOURCE : Safege
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 5 000	AFFAIRE : 08MEND35



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

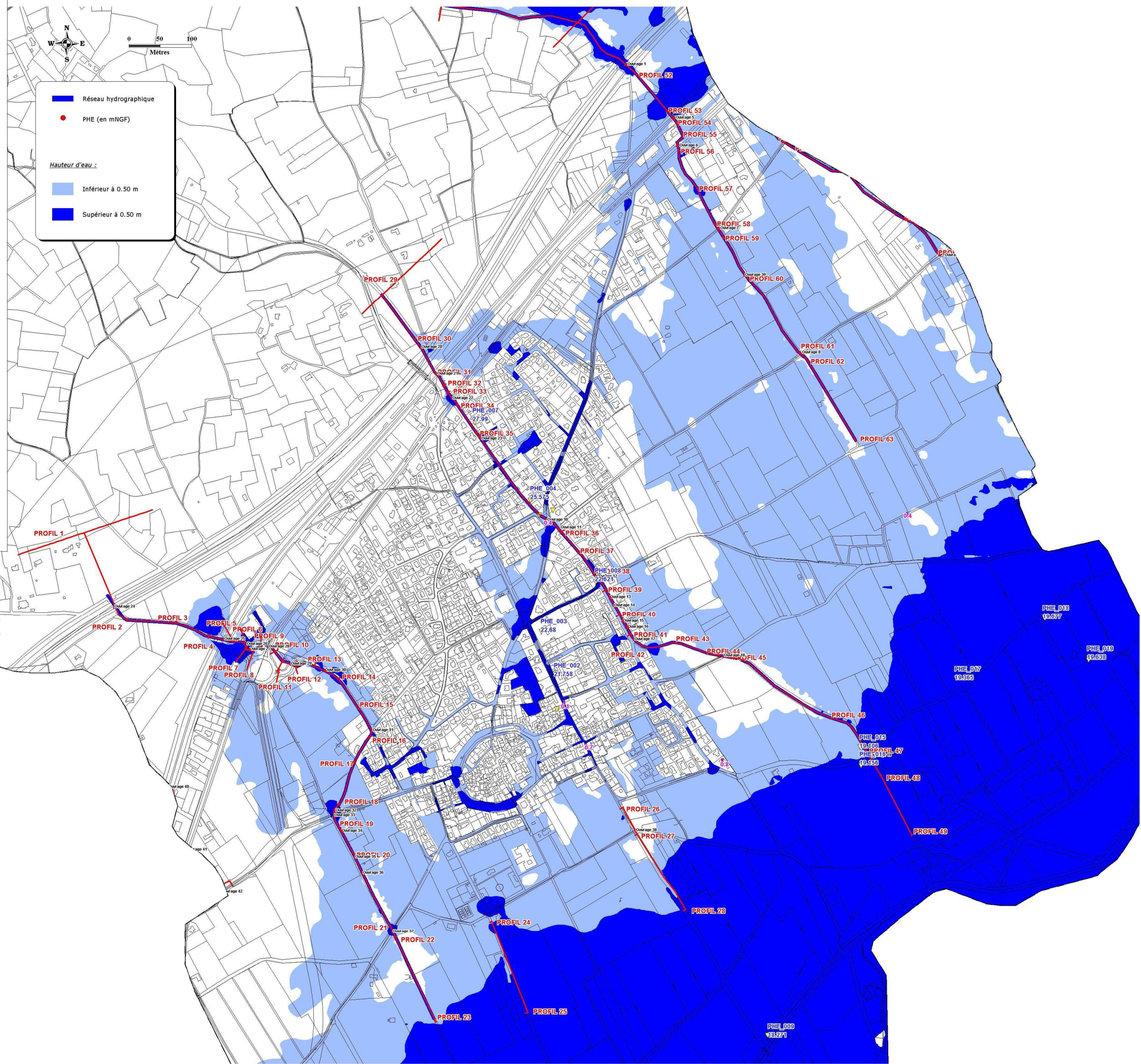
**Cartographie des hauteurs d'eau
Septembre 2005**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S	DATE : 01/2010	SOURCE : Safege
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 5 000	AFFAIRE : 08MEN035



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

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

**Cartographie de l'aléa inondation
Octobre 1988**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S

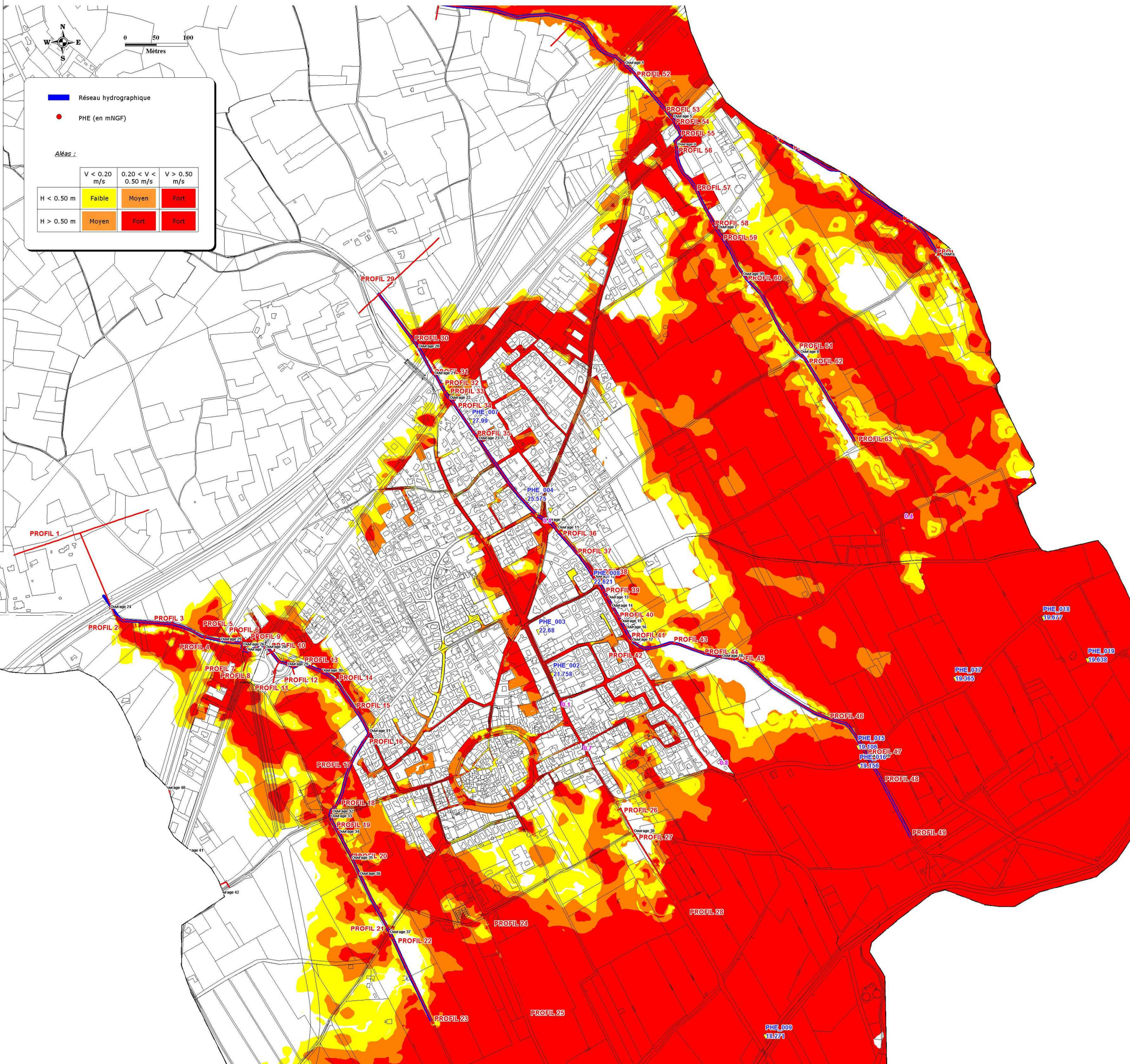
DATE : 01/2010

SOURCE : Safege

VERIFIE : D.A

Echelle : 1 / 5 000

AFFAIRE : OBMEN035



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

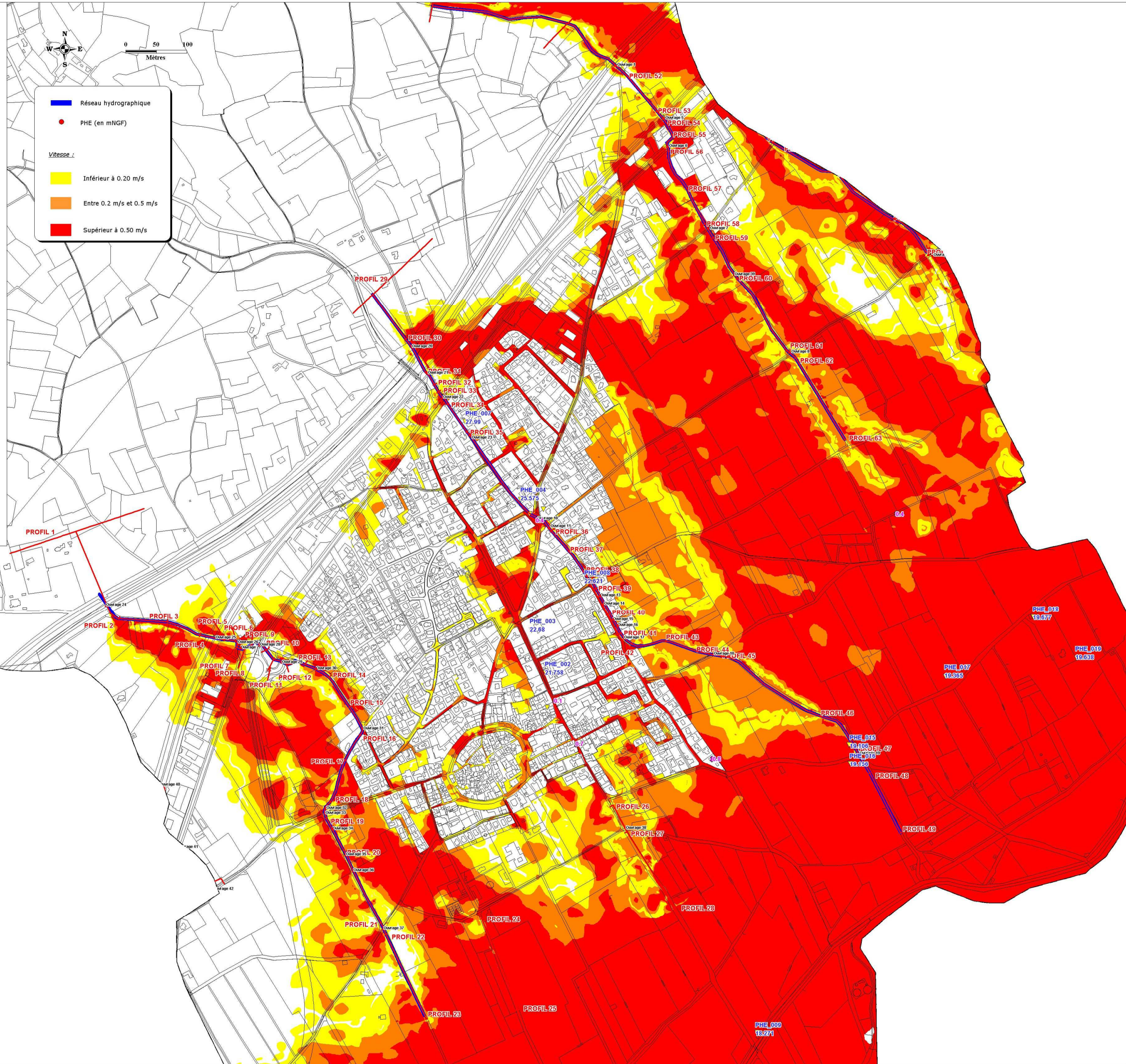
**Cartographie des vitesses
Octobre 1988**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S	DATE : 01/2010	SOURCE : Safege
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 5 000	AFFAIRE : 08MEN035



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

**Cartographie des hauteurs d'eau
Octobre 1988**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S

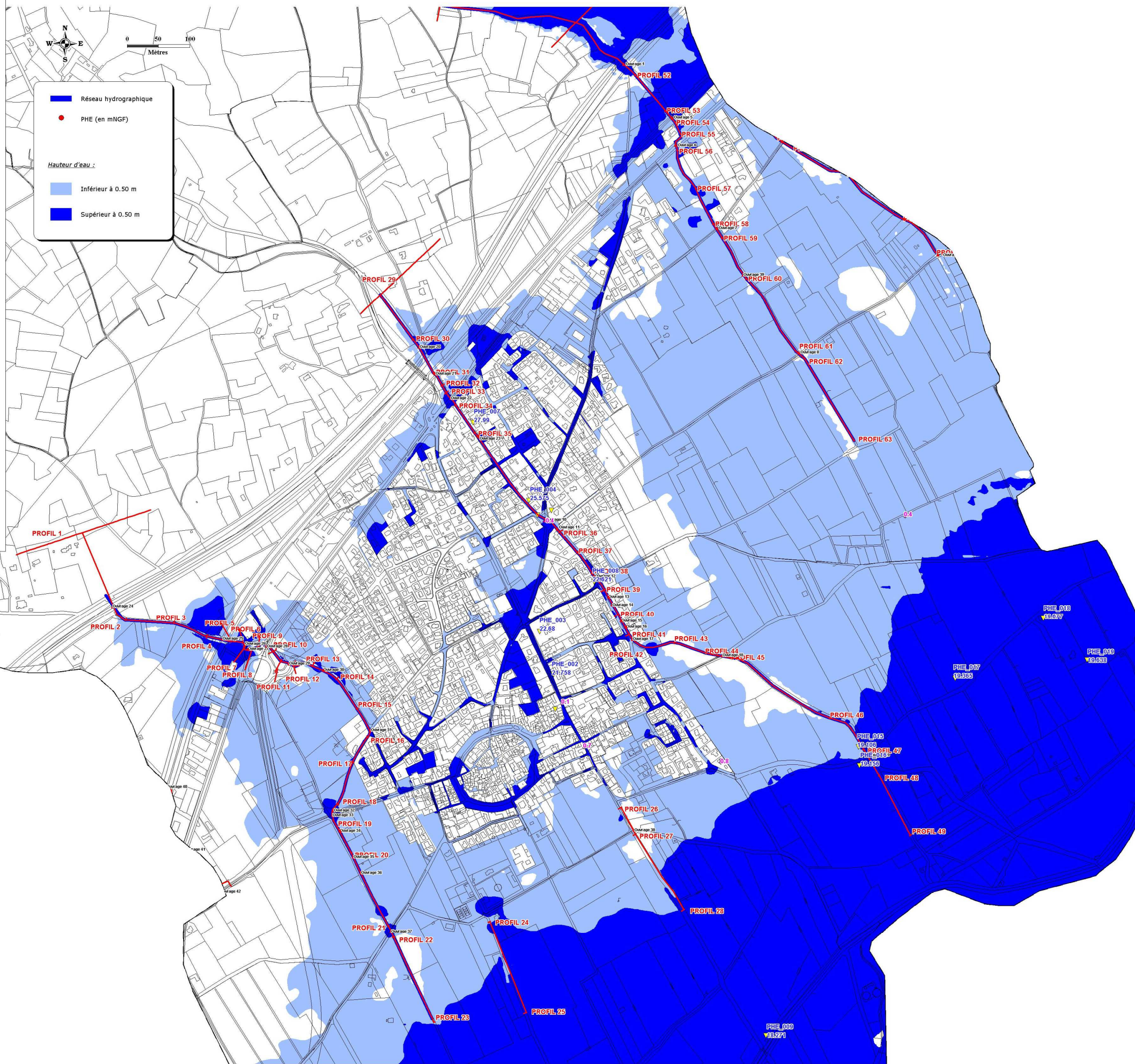
DATE : 01/2010

SOURCE : Safege

VERIFIE : D.A

Echelle : 1 / 5 000

AFFAIRE : 08MEN035



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

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

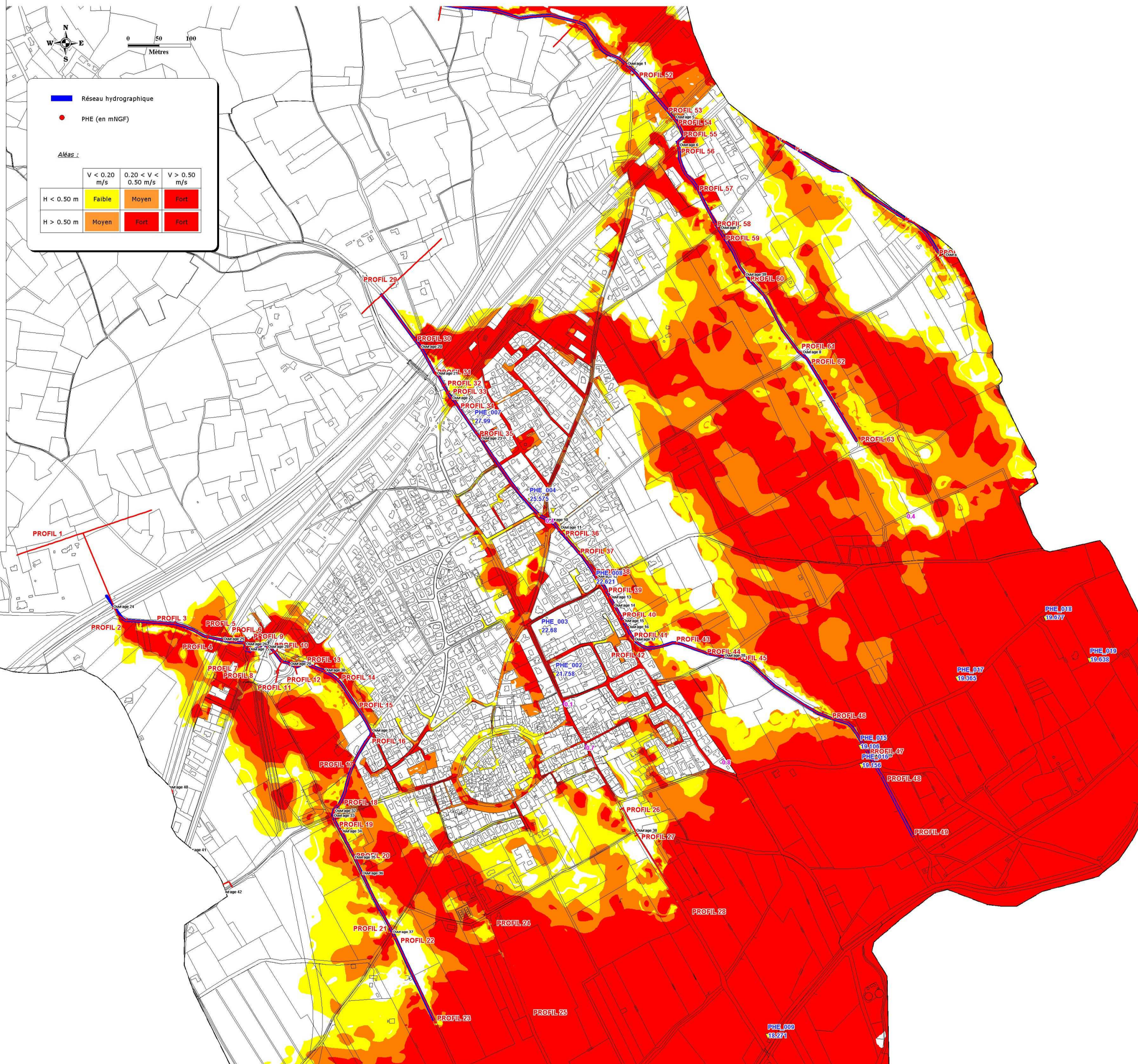
**Cartographie de l'aléa inondation
Crue centennale**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S	DATE : 01/2010	SOURCE : Safege
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 5 000	AFFAIRE : 08MENO35



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

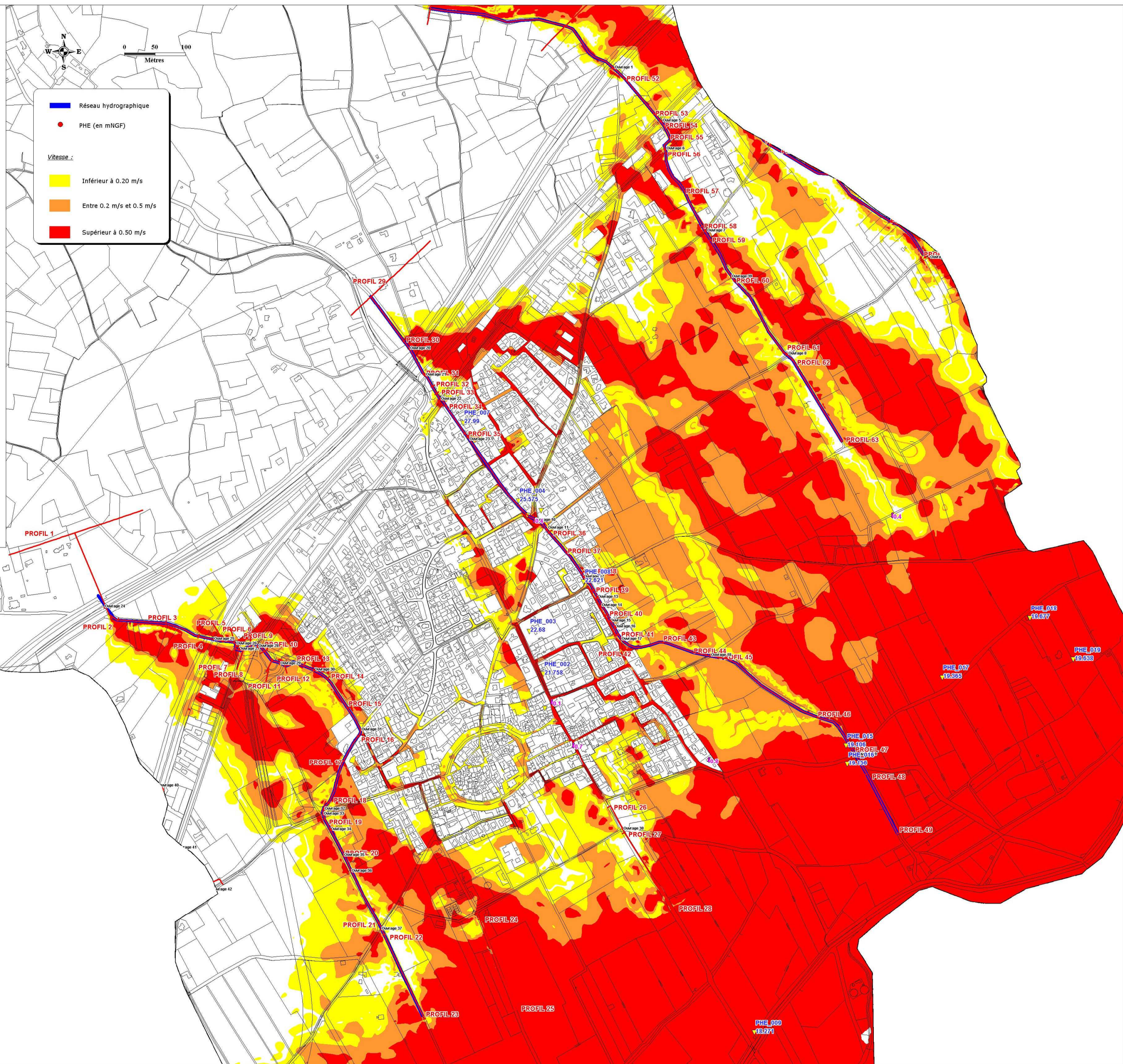
**Cartographie des vitesses
Crue centennale**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S	DATE : 01/2010	SOURCE : Safege
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 5 000	AFFAIRE : 08MEN035



DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

**Cartographie des hauteurs d'eau
Crue centennale**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S

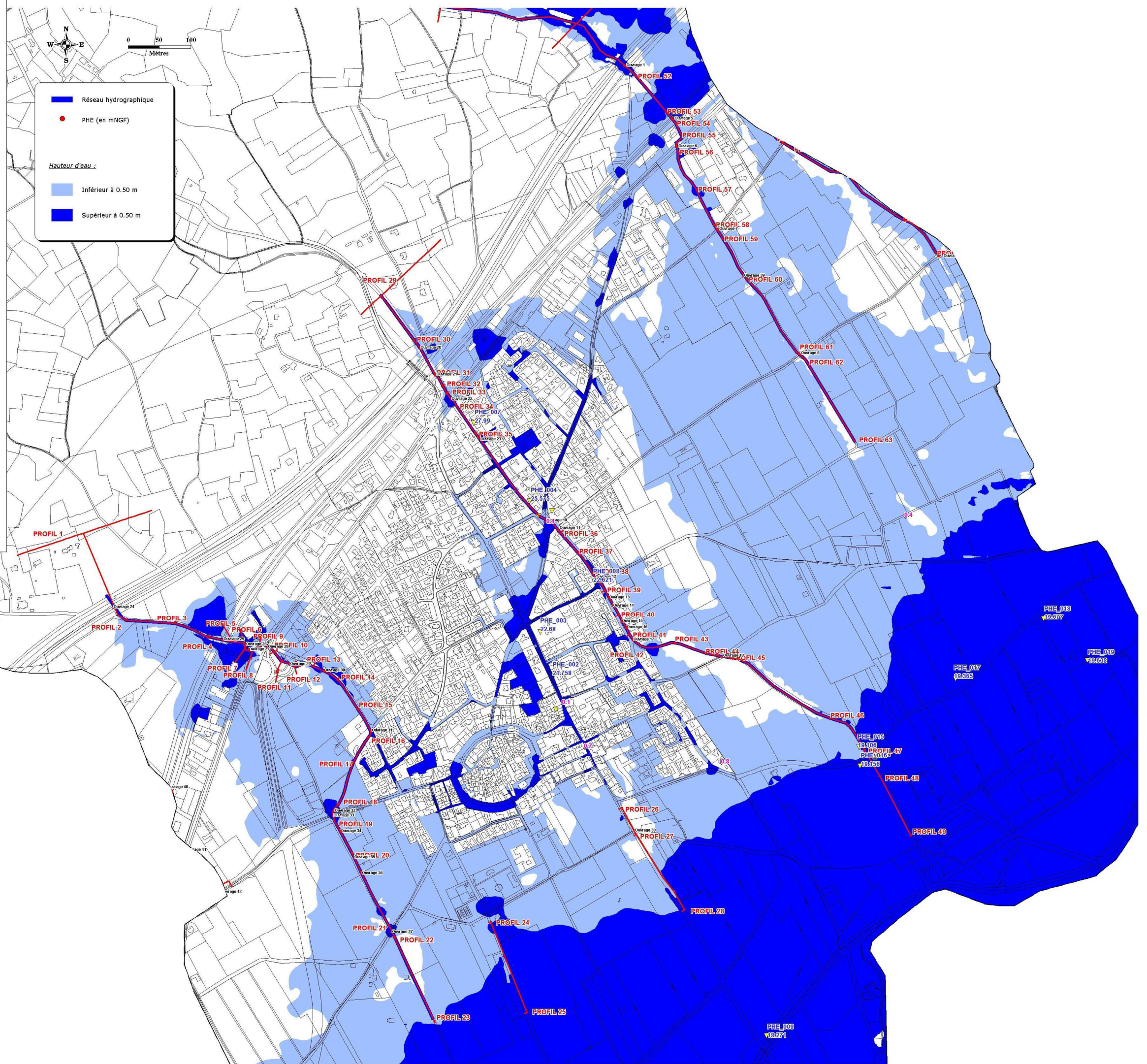
DATE : 01/2010

SOURCE : Safege

VERIFIE : D.A

Echelle : 1 / 5 000

AFFAIRE : 08MENO35



Annexe 8 : Carte aléa - crue de référence

DÉPARTEMENT DU GARD

COMMUNE DE BERNIS

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

**Cartographie de l'aléa inondation
Crue de référence**

Bureau d'études :



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

DESSINE : A.S	DATE : 01/2010	SOURCE : Safege
VERIFIE : D.A	Echelle : 1 / 5 000	AFFAIRE : 08MENO35

