

ETUDE HYDROLOGIQUE & HYDRAULIQUE

ENDIGUEMENT : LE GRES

GARD RHODANIEN



<i>Réf/Ind.</i>	<i>Expéditeur</i>	<i>Date</i>	<i>Rédigé par</i>	<i>Vérfié par</i>	<i>Statut du document</i>
1404M01C1-6-hydro / c	SOCOTEC	13 février 2015	AL	BLG	Rapport complet



**SOCOTEC INFRASTRUCTURE
DEPARTEMENT ETUDES**

POLE MARITIME & FLUVIAL

14 Avenue Gustave EIFFEL - MONTIGNY-LE-BRETONNEUX

CS 20732 – 78182 SAINT QUENTIN EN YVELINES

Tél.: (33) 01 30 12 05 40/Fax: (33) 01 30 12 05 47

SOMMAIRE

1.	ZONE D'ETUDE ET OBJECTIFS	4
2.	ETUDE HYDROLOGIQUE	5
2.1	CARACTERISATION HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT	5
2.1.1	Écoulement de surface	5
A.	Roubine du Grès	5
B.	Roubine de l'Étang	6
2.1.2	Écoulement souterrain et phénomène karstique	8
2.1.3	Décomposition en sous bassins versants	9
2.2	ESTIMATION DES TEMPS CARACTERISTIQUES	11
2.2.1	Temps de concentration	11
2.2.2	Temps de réponse	12
2.2.3	Choix des périodes de retour des évènements naturels à étudier	13
2.2.4	Coefficient de ruissellement	13
A.	Occurrence décennale (Cr_{10})	13
B.	Occurrence centennale (Cr_{100})	15
C.	Occurrence égale à 30 ans (Cr_{30})	16
D.	Occurrence égale à 1000 ans (Cr_{1000})	17
E.	Coefficients retenus	17
2.3	PLUVIOMETRIE EXTREME DE REFERENCE	17
2.3.1	Analyse des données pluviométriques	17
A.	Station pluviométrique de Nîmes-Courbessac	17
B.	Données pluviométriques issues de la station de Roquemaure	19
C.	Comparaison avec les autres stations de la région	19
2.3.2	Analyse des évènements historiques vis-à-vis des études statistiques	21
A.	Évènement des 8 et 9 septembre 2002	21
B.	Évènement de juillet 1991	22
C.	Évènement de décembre 2003	22
D.	Évènement du 17 août 2004	22
2.3.3	Pluies de projet	23
2.4	ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE	27
2.4.1	Méthode pseudo-empirique de la formule rationnelle	27
2.4.2	Méthode Bressand- Golossof	28
2.4.3	Débits de crues	28
2.4.4	Construction des Hydrogrammes	30
2.4.5	Comparaison avec les études antérieures	32

3.	CALAGE DU MODELE / LAISSES DE CRUES HISTORIQUES	35
3.1.1	Historique des inondations	35
3.1.2	Crue de référence : 8 et 9 septembre 2002	35
A.	Caractérisation de l'aléa du 8 – 9 septembre 2002 (rapport Artelia).....	36
B.	Laiasses de crue et hauteurs d'eau (2002)	40
C.	Construction des hydrogrammes de la crue de 2002.....	42
3.1.3	Paramétrage du modèle.....	43
3.1.4	Résultat du calage.....	43
4.	MODELISATION HYDRAULIQUE	45
4.1.1	Objectif	45
4.1.2	Conditions aux limites	45
4.1.3	Tronçonnage de la digue.....	45
4.1.4	Modélisation en 1D « Evaluation de la capacité de la roubine du Grès »	46
A.	Variation des phe le long de la roubine	47
B.	Variation des débits maxima le long de la roubine.....	50
C.	Variation des vitesses maxima le long de la roubine	51
D.	Conclusion sur les résultats du modèle 1D	52
4.1.5	Evaluation des situations d'inondation du val protégé	52
5.	ANNEXE1: HYDROGRAMMES D'INJECTION EN AMONT DU MODELE 1D.....	70
5.1	A L'ARRIVEE DE LA ROUBINE FONTAINES :	70
5.2	A L'ARRIVEE DE LA ROUBINE DU MALAVEN :	70
6.	ANNEXE 2 : POINTS D'INJECTION ET OUVRAGES HYDRAULIQUES	71

1. Zone d'étude et objectifs

La zone d'étude comprend le bassin versant en amont de la confluence entre la roubine de l'Etang et la roubine du Grès, à savoir :

- la zone des anciens étangs et les zones urbaines dans la plaine de Pujaut où sont concentrés les principaux enjeux,
- la zone des sous bassins versants permettant d'estimer, dans le cadre de l'étude hydrologique préliminaire, les débits apportés par les affluents de la roubine du Grès, dont notamment le Malaven et les Fontaines en tenant compte du laminage ayant lieu en amont des infrastructures routières et ferroviaires.

L'endiguement du Grès s'étend sur un linéaire de 3 500 m. Il part de la confluence des roubines Fontaines-Malaven (chemin du Grès) jusqu'au centre urbain de Pujaut où la roubine se jette dans le tunnel du Grès. L'endiguement considéré se situe en rive droite de la roubine du Grès. Elle a été construite dans un but de protection, et connaît donc un gabarit conséquent et homogène sur l'ensemble du linéaire endigué.

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont données dans le tableau ci-dessous :

Ouvrage	Linéaire (m)	Hauteur maxi (m)	Population protégée	Classe de l'ouvrage notifiée
Endiguement du Grès	3 500	2,50 m	> 10	C

Tableau 1-1 - Caractéristiques de l'endiguement

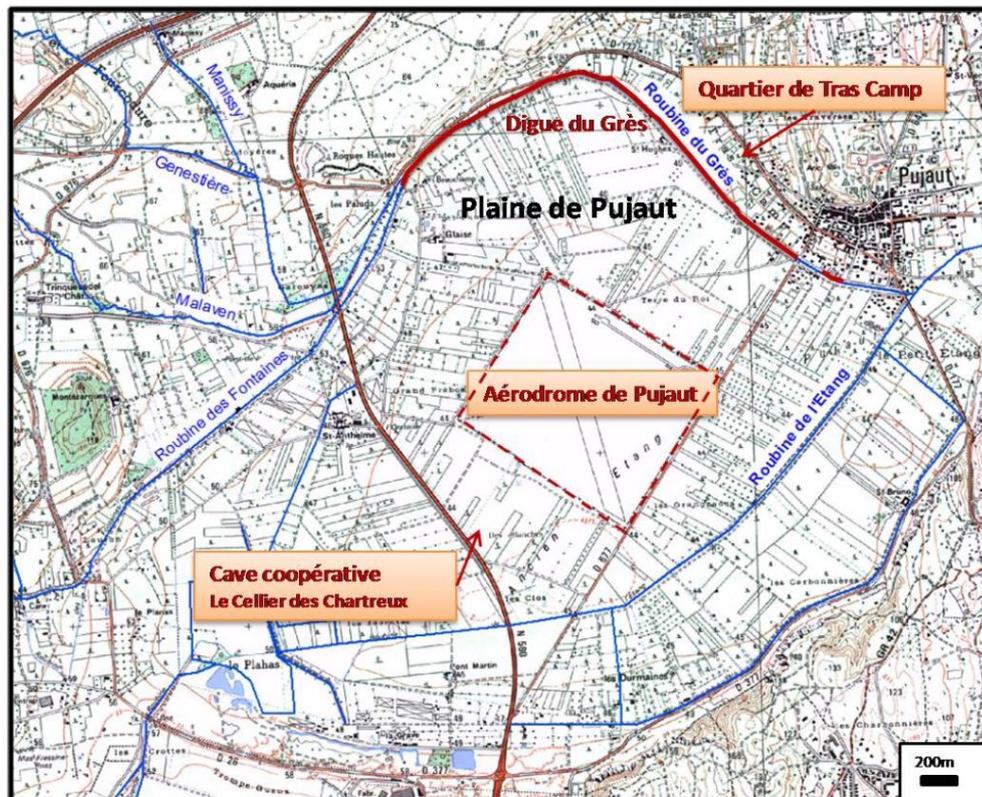


Figure 1-1 : zone d'étude

Les objectifs du projet sont :

- Sécuriser la digue.
- Limiter les débordements dans les zones urbaines denses de Pujaut en rive gauche et dans les zones à enjeux économiques et agricoles.
- Ne pas sur-inonder, dans la mesure du possible, l'étang de Pujaut.

Les aménagements proposés dans la phase AVP doivent être cohérent avec ceux proposés pour sécuriser en amont les digues de la roubine des Fontaines et du Malaven.

2. Etude hydrologique

2.1 CARACTERISATION HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

2.1.1 ECOULEMENT DE SURFACE

Ce chapitre est repris du rapport d'ARTELIA.

A. ROUBINE DU GRES

Le bassin versant de la roubine du Grès englobe les communes de Tavel, Lirac, Rochefort-du-Gard et Pujaut. Sa superficie totale est proche de 28km², le taux d'urbanisation est d'environ 9% comprenant principalement les centres urbains de Tavel et de Pujaut. Le reste du bassin est majoritairement composé de forêts et de terres agricoles, principalement des vignobles.

Le bassin versant de la roubine du Grès est constitué de 3 sous-ensembles:

- Le Malaven qui prend naissance dans le massif calcaire au Sud-ouest de Tavel. Il est rejoint par les cours d'eau de la Génestière et du Manissy provenant du plateau de Vallongue. L'ensemble de ce bassin a une superficie proche de 22.5 km².
- La roubine des Fontaines est alimentée par les eaux en provenance de Rochefort-du-Gard. Son bassin versant a une superficie d'environ 1.62 km².
- La zone urbaine de Pujaut au Nord de la roubine alimente la roubine via son réseau pluvial. La superficie de ce bassin est de l'ordre de 4.66 km².



Photo 2-1: Confluence de la roubine du Grès et du Malaven

L'évacuation des eaux de la roubine est assurée par le tunnel du Grès qui transporte les eaux à

travers les collines qui séparent la zone de l'étang du Rhône.



Photo 2-2 :: Entrée du tunnel du Grès

La capacité hydraulique du tunnel du Grès est très faible (de l'ordre de $3 \text{ m}^3/\text{s}$ d'après les études antérieures Safege et BRLi) et engendre des débordements fréquents sur les berges de la roubine. La présence d'enjeux en sortie de ces tunnels interdit toute augmentation de cette capacité. En amont du tunnel du grès, la roubine présente des irrégularités de section qui limitent la capacité de celle-ci à 5 à $6 \text{ m}^3/\text{s}$ par endroits.

B. ROUBINE DE L'ETANG

La roubine de l'Etang est drainée par un bassin versant total de 57 km^2 dont l'essentiel alimente un bassin de rétention dit du Planas via la Grande Roubine et ses affluents (roubine de la Levade, poursuivie par la roubine du Jolivet, les roubines du Vallat Blanc, des Merveilles, des Cents Salmées qui drainent l'ancien Etang de Rochefort et les terrains situés au Sud).

Cette retenue a un volume de $463\,000 \text{ m}^3$ à la cote 47.5 NGF qui correspond au premier déversoir sur une surface de 42 ha .

Les écoulements en sortie de la retenue du Planas rejoignent la roubine de l'Etang qui traverse la plaine de Pujaut. Cette roubine permet le ressuyage de la plaine.

De même, l'évacuation de la roubine de l'Etang s'effectue au sein d'un second tunnel (tunnel de l'Etang), de capacité 3 à $4 \text{ m}^3/\text{s}$ (BRLi) qui conflue au même niveau et dans le même canal que le tunnel du Grès. D'après BRLi, la roubine de l'Etang a une capacité de 6 à $9 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont du tunnel.

Les deux tunnels (Grès + Etang) ont été réhabilités en 2002-2003 sans modification des sections. Leur capacité globale d'écoulement est évalué à 6 à $7 \text{ m}^3/\text{s}$.



Photo 2-3 : Entrée du tunnel de la roubine de l'étang



Photo 2-4 : Retenue du Planas

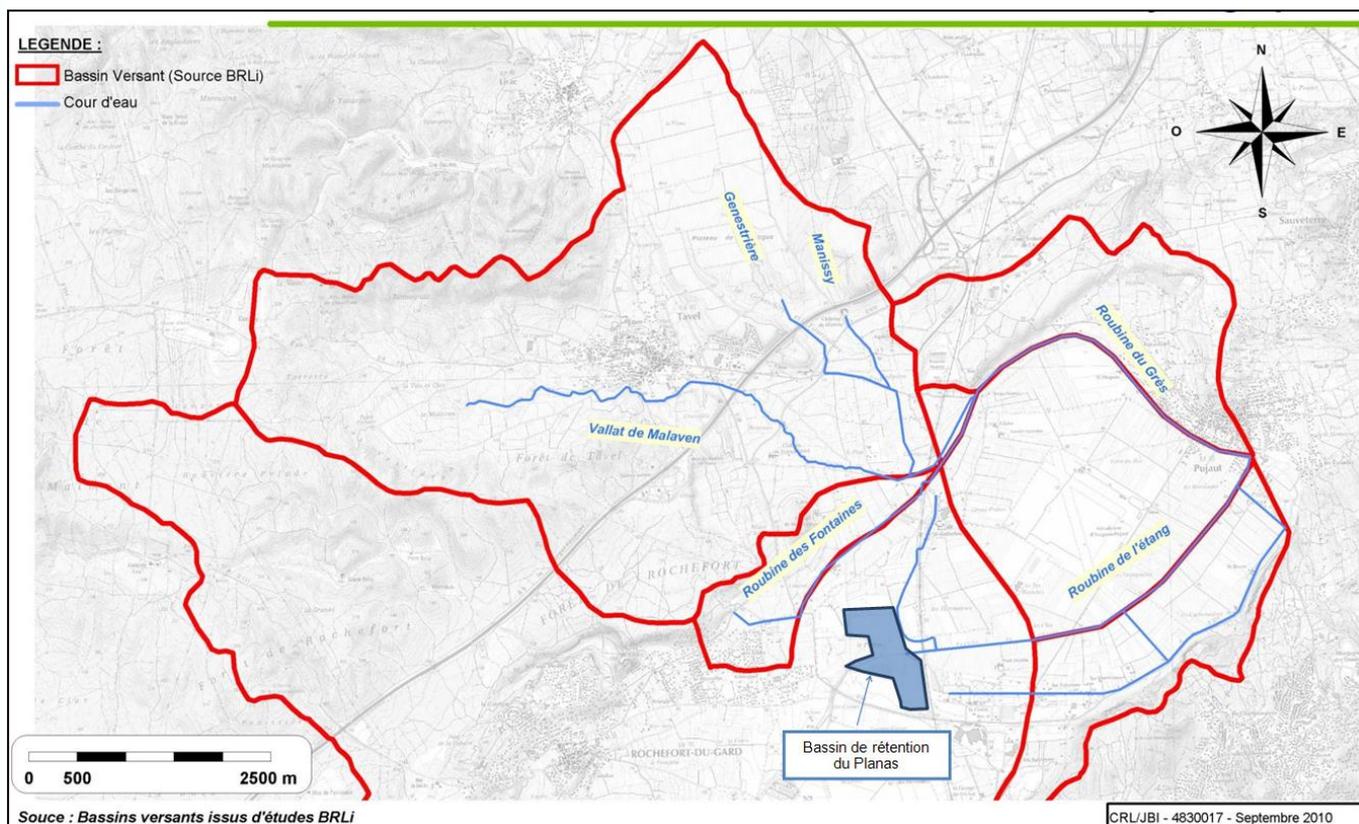


Photo 2-5 : fonctionnement hydrologique du bassin versant (source SOGREAH)

2.1.2 ÉCOULEMENT SOUTERRAIN ET PHÉNOMÈNE KARSTIQUE

Les informations suivantes issues de l'étude d'analyse des écoulements et des risques de transferts de polluants sur le bassin versant du Malaven (Terra sol et COPRAMEX 2011) ont été reproduites dans l'étude d'ARTELIA EAU & ENVIRONNEMENT-Mai 2012.

Le fonctionnement hydrogéologique est influencé par les terrains calcaires du Barrémien fissurés qui peuvent permettre la circulation d'eaux souterraines. Les formations pliocènes sableuses (pE et pF) et les cailloutis quaternaires (Fv1a) sont des milieux poreux relativement perméables. Les cailloutis du plateau de Vallongue ne paraissent toutefois saturés qu'à leur base maintenant le Pliocène sous-jacent saturé de manière pérenne.

Sur la base des quelques éléments disponibles sur l'hydrodynamique souterraine, il peut être considéré que:

- Les calcaires urgoniens (n4bU) font l'objet de circulations souterraines profondes avec un drainage général probable vers l'ouest le nord et le sud de la combe du Malaven dès que l'on s'en éloigne de 1 à 2 km. Le système karstique proche de la combe devrait alors soutenir la charge hydraulique des fissures des calcaires Barrémien inférieurs (n4a).
- Les calcaires barrémiens inférieurs (n4a) seraient drainés pour partie au droit de la combe du Malaven.
- Les sables pliocènes du plateau de Vallongue sont le lieu d'écoulements souterrains vers le Sud qui soutiennent les débits des ruisseaux de La Genestière et du Manissy et maintiennent la présence de niveaux d'eaux proche de la surface (quelques mètres)

dans les parties les plus basses du bassin (au-delà de l'Autoroute).

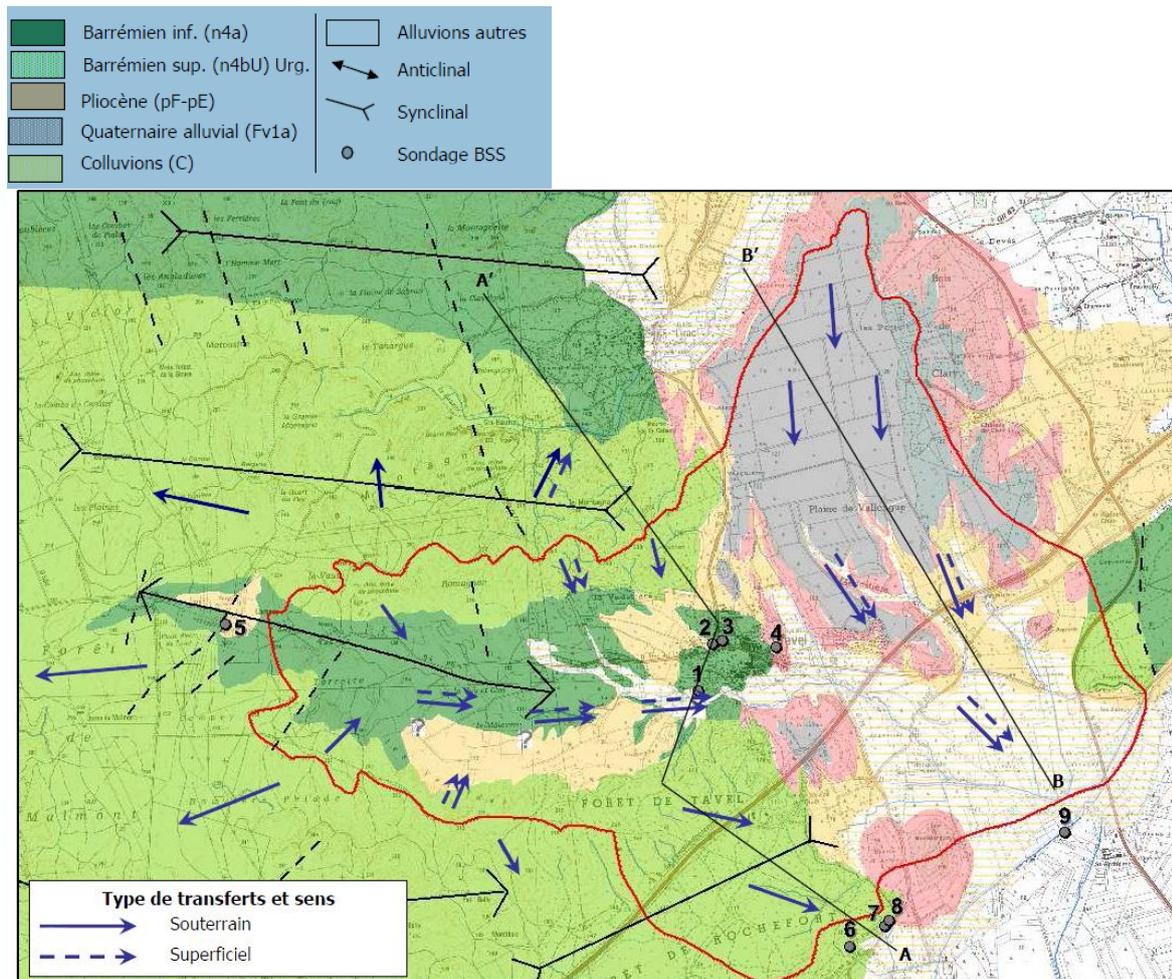


Figure 2-1 : carte hydrogéologique (source : Cabinets TERRA SOL et COPRAMEX)

Les bassins karstiques sont caractérisés par la présence de réseaux souterrains parfois complexes. Pour ces types de formations géologiques, le bassin versant topographique ne correspond généralement pas au bassin versant hydrographique. Il devient alors difficile de prévoir la réponse du bassin en termes de débit à l'exutoire puisque la surface drainée peut être très différente de celle prévue. Les bassins karstiques sont caractérisés par leurs réserves dynamiques c'est-à-dire la capacité à stocker avant de réagir comme un bassin à ruissellement. La taille et le taux de remplissage des réserves dynamiques influent sur le temps de réponse des bassins versants. Une prise en compte avec certitude d'un tel phénomène nécessiterait un jaugeage en temps réel des débits de vidange à l'exutoire de chaque bassin.

2.1.3 DECOMPOSITION EN SOUS BASSINS VERSANTS

L'hydrologie que nous avons employée est celle mise en place dans le diagnostic des digues du Gard Rhodanien. La zone d'étude inclue la digue du Grès qui a été également prise en compte dans le modèle hydraulique de SOCOTEC. Cette hydrologie c'était basée sur le découpage en sous bassins versants par BRLi dans son étude d'un Schéma d'Amélioration Hydraulique des Bassins Versants du Gard Rhodanien (SDAH) Phase I et II.

Dans un souci de cohérence des résultats hydraulique, la zone d'étude a été élargie pour prendre en compte l'ensemble des ouvrages hydraulique dans la zone des anciens étangs et en amont (Digues des Fontaines, digue du Grès, barrage du Planas) et par conséquent les bassins versants correspondant sont également étudiés.

Le bassin versant pour la digue du Grès peut être défini à partir de la carte (**BRLi, figure 1**) ci-dessous, il est composé des sous bassins BV12, BV13, BV14 et BV18 ayant pour exutoire PR2 sauf BV14 dont l'exutoire est PR1 (Amont Tavel). Le sous bassin BV11 a pour exutoire PR3 (tunnel du Grès) et contribue sous forme d'apports latéraux dans les roubines de Malaven (aval RD6580) et du Grès sur tout le linéaire. Les hydrogrammes de ces sous bassins d'apport « extérieur à la zone à mailler » pour le Grès sont évalués pour injection dans le modèle hydraulique. Les bassins à l'intérieur de la plaine inondable (zone à mailler) seront pris en compte sous forme d'apport local de pluie.

Les bassins en amont du barrage du Planas sont étudiés dans l'étude de dangers de ce dernier et les hydrogrammes correspondants seront reproduits pour injection en amont du barrage dans les calculs hydrauliques.

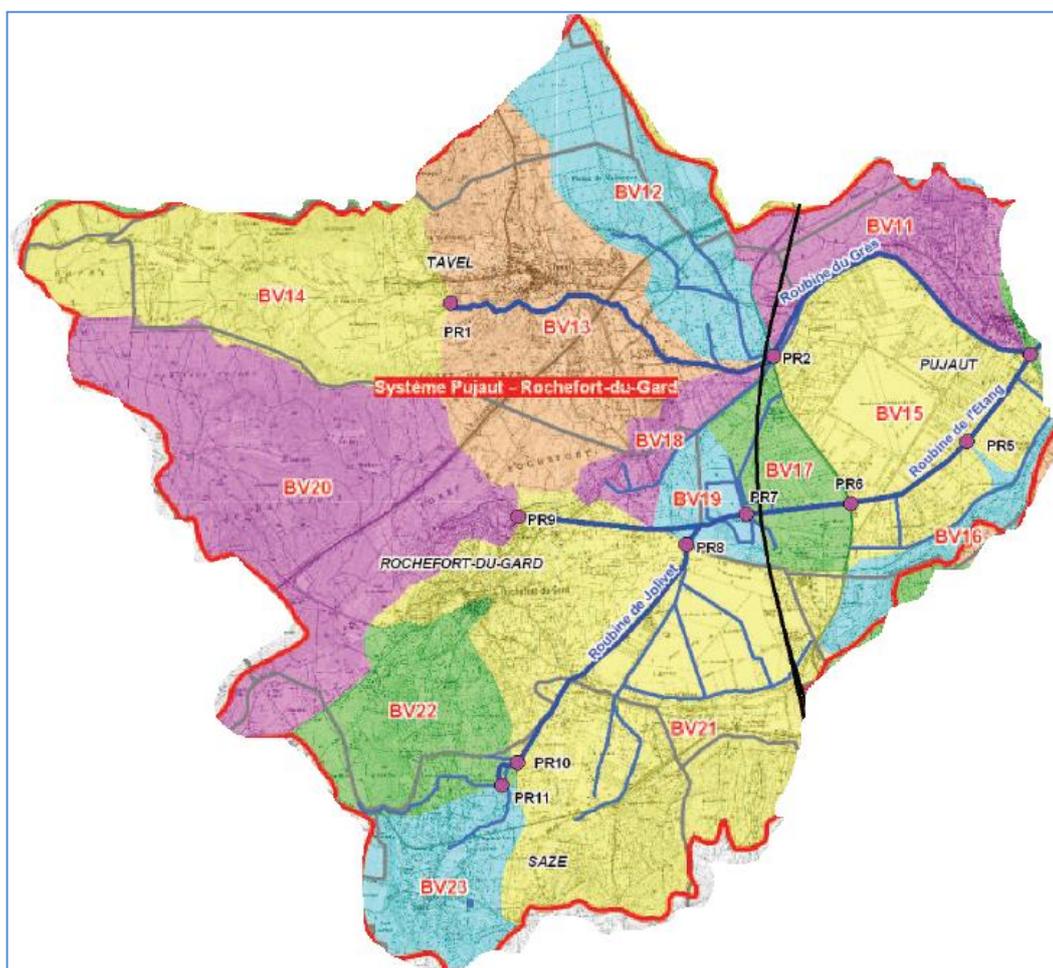


Figure 2-2 : sous bassins versants

On s'intéresse alors dès à présent aux bassins BV11, BV12, BV13 et BV14, BV18. Les caractéristiques des sous-bassins versants de la zone d'études sont décrites dans le tableau suivant (source BRLi ; Mai 2007) :

Sous-bassin	Superficie drainée (ha)	Cheminement hydraulique le plus long(m)	Pente moyenne (m/m)	Occupation du sol (ha)			
				Zone urbanisée	Zone agricole	Zone naturelle	Autres
BV11	466	1 300	0.048	42	216	153	54
BV12	585	4 000	0.018	0	537	47	1
BV13	1062	4 800	0.031	75	412	526	49
BV14	603	3 300	0.026	0	290	313	0
BV18	162	3 000	0.018	5	139	18	0

Tableau 2-1: Caractérisation du bassin versant des roubines du Grès, de Malaven et des Fontaines (source : BRL)

2.2 ESTIMATION DES TEMPS CARACTERISTIQUES

2.2.1 TEMPS DE CONCENTRATION

Le temps de concentration représente le temps de parcours de la particule d'eau entre le point de précipitation le plus amont jusqu'à l'exutoire. Il est généralement assimilé au temps de réponse du bassin versant.

Quatre méthodes de calculs sont utilisées afin de déterminer les temps de concentration des sous-bassins versants. Ces équations empiriques sont déjà utilisées dans l'étude de zonage du risque de la commune de SAZE par SAFEGE en février 2012. Elles sont détaillées dans le Tableau suivant :

Méthode	Formule	Données d'entrée	Domaine de validité
Kirpich	$T_c = \frac{0,0195}{60} L^{0,77} P^{-0,385}$	Tc : Temps de concentration en heures L : longueur du plus long cheminement hydraulique en m P : Pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m.	20 km ² < superficie < 100 km ² 3% < pente < 10%
Passini	$T_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{P}}$	Tc : temps de concentration en heures A : surface du bassin versant en km ² L : longueur du plus long cheminement hydraulique en km P : pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m.	superficie > 40 km ²
Ventura	$T_c = 0,1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{P}}$	Tc : temps de concentration en heures A : surface du bassin versant en km ² P : pente moyenne sur le plus long cheminement en m/m	superficie > 10 km ²

Bressand Golossoff	$T_c = \frac{L}{\frac{V}{3600}}$	Tc : temps de concentration en heures	superficie < 20 km ²
	Si P<1% : V= 1 m/s	L : longueur du plus long cheminement hydraulique en m	
	Si 1%<P<10%, V= 1+ (P-1)/9 m/s	V : vitesse moyenne des écoulements en m/s	
	Si P>10% : V= 2 m/s	P : pente moyenne en m/m	

Tableau 2-2: Méthodes de calcul du temps de concentration (Tc)

Il est à noter que les méthodes Kirpich, Passini et Ventura sont définies pour des grands bassins versants ruraux et que seule la méthode de Bressand Golossoff semble adaptée au domaine d'étude. Cependant, dans l'étude de zonage du risque d'inondation de la commune de Saze, il est précisé par SAFEGE que : *Compte tenu de l'approximation de l'ensemble de ces formules et à défaut de données de calage du temps de concentration, il est communément admis, ainsi que le suggère la DISE du Gard¹, de prendre par hypothèse la moyenne de ces résultats.*

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

Sous bassin	Méthode Kirpich	Méthode Passini	Méthode Ventura	Méthode Golossoff	Moyenne
BV11	0,26h	0,90h	1,25h	0,25h	0,67h
BV12	0,91h	2,30h	2,29h	1,02h	1,63h
BV13	0,84h	2,27h	2,35h	1,08h	1,64h
BV14	0,69h	1,81h	1,93h	0,78h	1,30h
BV18	0,73h	1,37h	1,21h	0,76h	1,02h

Tableau 2-3: Estimation des temps de concentration (TC)

On note que les méthodes Passini et Ventura, qui sont dans le même ordre de grandeur, donnent des résultats majorés par rapport aux méthodes Kirpich et Golossoff (similaires) généralement appliquées pour des petits bassins.

2.2.2 TEMPS DE REPONSE

Le temps de réponse à la pluie d'un bassin versant désigne l'intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie nette du centre de gravité de l'hydrogramme dû à l'écoulement de surface. Il représente, en d'autres termes, la différence entre les moments où surviennent le maximum de pluie et le maximum de débit.

¹ Guide technique de réalisation des dossiers, DISE du Gard, octobre 2008

Selon les préconisations de *Bressand Golossov dans le Gard*, ce paramètre, utilisé pour la mise en œuvre des modèles pluie-débit, a été estimé égale à la moitié des temps de concentration calculés par les formules de Kirpich, Passini, Ventura et Bressand Golossov (présentées précédemment).

Sous bassins	Temps de réponse
BV11	0.33h
BV12	0.81h
BV13	0.82h
BV14	0.65h
BV18	0.51h

Tableau 2-4: Estimation du temps de réponse

2.2.3 CHOIX DES PERIODES DE RETOUR DES EVENEMENTS NATURELS A ETUDIER

L'étude des aléas naturels porte sur la caractérisation de ces aléas qui conduisent à leur cartographie. Pour la caractérisation de ces aléas, 3 périodicités d'évènement sont étudiées :

Evènement fréquent : C'est l'évènement historique ou causant les premiers dommages dont la période de retour est $T = 2$ ans et $T = 10$ ans.

Evènement moyen : C'est l'évènement historique à documenter de période de retour $T = 30$ ans et $T = 100$ ans.

Evènement extrême : C'est l'évènement historique ou théorique de période de retour $T = 1000$ ans.

2.2.4 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Le coefficient de ruissellement (C_r) est le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée à la sortie d'une surface considérée (dite "pluie nette") et la hauteur d'eau précipitée (dite "pluie brute").

Il est fortement influencé par l'imperméabilisation des surfaces mais aussi par la pente, le cloisonnement des surfaces de ruissellement (murs, remblais), la fréquence de la pluie.

Les coefficients de ruissellement sont estimés selon les hypothèses d'occurrence suivantes :

Pour des occurrences de pluies = 2ans et 10 ans : moyenne pondérée des coefficients de ruissellements évalués sur base de l'occupation du sol.

Pour des occurrences de pluies = 100 ans : utilisation de la méthode des experts

Pour des occurrences de pluies = 30 ans et 1000 ans ; adaptation de la méthode des experts.

A. OCCURRENCE DECENNALE (CR_{10})

Le calcul du coefficient de ruissellement pour une occurrence égale à 10 ans s'effectue en fonction de l'occupation du sol définie dans le tableau F-1 par SAFEGE et reprise ci-dessous :

Sous-bassin	Superficie drainée (ha)	Occupation du sol (ha)			
		Zone urbanisée	Zone agricole	Zone naturelle	Autres
BV 11	466	42	216	153	54
BV 12	585	0	537	47	1
BV 13	1062	75	412	526	49
BV 14	603	0	290	313	0
BV 18	162	5	139	18	0

Tableau 2-5: Occupation du sol

Pour déterminer le coefficient Cr_{10} , on se réfère aux coefficients issus de l'étude RFF de 2007. Les coefficients de ruissellement associés à chaque classe d'occupation du sol sont présentés dans le tableau suivant :

Occupation du sol	Cr_{10}
Zones urbaines	0.80
Zones industrielles et commerciales	0.70
Espaces verts artificiels	0.12
vignobles	0.30
vergers	0.15
Prairies-friches	0.11
Terres arables	0.15
Garrigues	0.11
Forêts	0.10

Tableau 2-6: coefficients de ruissellement décennaux par type d'occupation du sol d'après étude RFF contournement ferroviaire de Nîmes et Montpellier-2007

En pondérant ces coefficients selon le type d'occupation du sol des sous bassins versants, on arrive aux coefficients Cr_{10} présentés dans le tableau suivant :

Sous bassin	Cr_{10}
BV11	0.26
BV12	0.28
BV13	0.23
BV14	0.20
BV18	0.29

Tableau 2-7: Coefficients de ruissellement pour une occurrence décennale (Cr_{10})

Nota : Le coefficient de ruissellement est calculé comme suit :

Zone urbaine : $Cr = 0.8$

Zone agricole (la plus part des vignes) : $Cr = 0.30$

Zones naturelle et autres : $Cr = 0.11$ ou 0.10 (prairie-friches ou garrigues ou forêts)

B. OCCURRENCE CENTENNALE (Cr_{100})

La méthode utilisée est celle dite « des Experts ». C'est une adaptation de la méthode rationnelle au contexte Gardois². Elle évalue l'aptitude au ruissellement des bassins versants en fonction de la capacité de rétention initiale des sols P_0 , elle-même conditionnée par la nature du substrat et l'occupation des sols.

Le coefficient de ruissellement Cr_{100} est calculé comme suit :

$$Cr_{100} = 0.8 (1 - P_0/PJ_{100})$$

Avec : PJ_{100} : Pluie journalière centennale (en mm) égale à 296mm à Nîmes-Courbessac (1947-2009); P_0 : capacité de rétention initiale (en mm), voir ci-dessous.

Détermination de P_0 :

Le croisement des paramètres d'occupation du sol et de nature du substrat permet de déterminer la capacité de rétention initiale P_0 de chaque sous bassin versant. P_0 est tabulé et varie entre 0 et 90 selon la nomenclature suivante :

Couverture végétale	Morphologie	Pente %	Terrain fortement perméable	Terrain perméable	Terrain peu perméable
Bois	presque plat	0-5	90	65	50
	ondulé	5-10	75	55	35
	montagneux	10-30	60	45	25
Pâturage	presque plat	0-5	85	60	50
	ondulé	5-10	80	50	30
	montagneux	10-30	70	40	25
Culture	presque plat	0-5	65	35	25
	ondulé	5-10	50	25	10
	montagneux	10-30	35	10	0

Tableau 2-8: Valeurs de la rétention initiale P_0 en fonction de l'occupation du sol et de la nature du sol

Ce tableau est présenté dans le document « **Guide technique de réalisation des dossiers rubrique 2.1.5.0 de la loi sur l'eau ; CETE Méditerranée** » de la préfecture du Gard.

La carte utilisée pour définir l'occupation du sol est celle définie par le BRGM et reprise dans les études antérieures récentes (BRLi, SAFEGE, etc.).

Compte tenu de l'hétérogénéité du terrain, la rétention initiale moyenne de chaque bassin est calculée en pondérant sur les types d'occupation du sol. La perméabilité du terrain se comprend par :

Terrain fortement perméable → Sable grossier

² Cette méthode a été produite pour le compte de la SNCF par J. Astier, M. Desbordes, P. Lefort et A. Limandat (Méthodologie et principes de calcul pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages de franchissement des petits bassins versants, décembre 1993)

Terrain perméable → Limoneux

Terrain peu perméable → Argileux

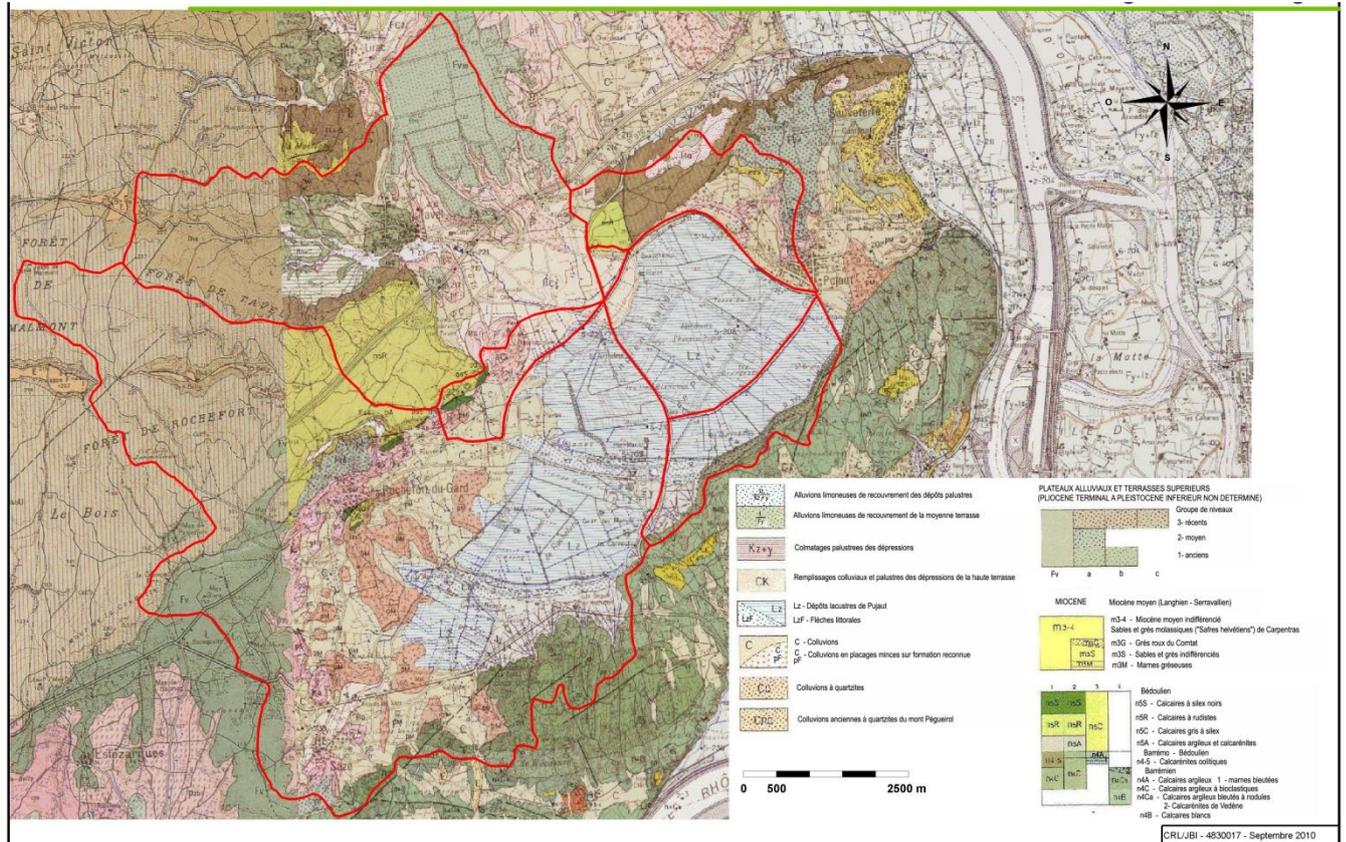


Figure 2-3: Carte de l'occupation géologique du sol (BRGM)

P₀ est déterminé en analysant la carte « Figure 1-4 » « géologique » établie par BRGM et reprise par BRLi ainsi que le tableau 1-1 présenté ci-dessus concernant l'occupation du sol. Ces éléments caractérisent la nature du substrat nécessaire pour la méthode des experts.

C. OCCURRENCE EGALE A 30 ANS (Cr₃₀)

Le calcul de Cr₃₀ se fait en appliquant une adaptation de la formulation dite « des Experts ».

L'expression utilisée pour l'estimation du coefficient de ruissellement est la suivante :

C = 0,6 (1 – P₀/P_{J30}) ; Avec : **P_{J30}** : pluie journalière trentennale, soit 208,8 mm à Nîmes-Courbessac ;

P₀ : capacité de rétention initiale du sol (mm) définie au chapitre précédent.

Les coefficients de ruissellement pour une occurrence centennale (Cr₁₀₀) retenus sont présentés dans le tableau suivant :

Bassin versant	Superficie (ha)	Capacité de rétention initiale P ₀	Cr ₁₀₀ (Nîmes-Courbessac 1947-2009)
BV11	466	56.84	0.64

BV12	585	63.76	0.63
BV13	1062	55.82	0.65
BV14	603	57.21	0.64
BV18	162	62.87	0.63

Tableau 2-9: Estimation de Cr_{100}

D. OCCURRENCE EGALE A 1000 ANS (Cr_{1000})

Pour un évènement d'occurrence égale à 1000 ans, un cas très exceptionnel, il est prudent de considérer que le sol, quelle que soit sa nature, tend à ne plus s'infiltrer et à se comporter comme une structure imperméable ce qui tend à fixer Cr à 0.8 par adaptation de la méthode des experts.

On estime donc $Cr_{1000} = 0.8$.

E. COEFFICIENTS RETENUS

Le tableau ci-dessous donne les coefficients retenus par période de retour :

Bassin versant	Superficie (ha)	Capacité de rétention initiale P_0	Cr_2 et Cr_{10}	Cr_{30}	Cr_{100}	Cr_{1000}
BV11	466	56.84	0.26	0.44	0.64	0.8
BV12	585	63.76	0.28	0.42	0.63	0.8
BV13	1062	55.82	0.23	0.44	0.65	0.8
BV14	603	57.21	0.20	0.43	0.64	0.8
BV18	162	62.87	0.29	0.42	0.63	0.8

Tableau 2-10: Estimation des coefficients de ruissellement

2.3 PLUVIOMETRIE EXTREME DE REFERENCE

Les enregistrements de la station pluviométrique de Nîmes-Courbessac et de Roquemaure constituent les références dans la région pour la constitution de la pluviométrie « statistique » des études antérieures.

2.3.1 ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

A. STATION PLUVIOMETRIQUE DE NIMES-COURBESSAC

Deux enregistrements sont disponibles pour Nîmes-Courbessac : les périodes de **1964 à 2001** (étude BRLi) et de **1947 à 2009** (étude SAFEGE). Les ajustements statistiques de ces deux

chroniques enregistrées sont respectivement présentés dans les tableaux suivants :

Période de 1964 à 2001:

Station de Nîmes - Courbessac : Ajustement de Gumbel avec échantillon de pluie de 6 minutes à 24 heures de 1964 à 2001 (unité mm)

Période de retour	6min	15 min	30 min	1h	2h	3h	6h	12h	24h
2 ans	10.1	18.0	27.1	36.9	45.1	51.4	63.1	73.3	83.2
5 ans	13.6	24.2	37.8	53.6	70.2	86.2	111.4	122.5	132.2
10 ans	15.9	28.3	44.9	64.7	86.9	109.2	143.3	155.0	164.6
20 ans	18.1	32.2	51.7	75.3	102.8	131.3	173.9	186.2	195.7
40 ans	20.2	36.1	58.3	85.7	118.4	153.0	204.0	216.8	226.2
50 ans	20.9	37.3	60.5	89.0	123.5	159.9	213.6	226.6	235.9
100 ans	23.1	41.1	67.0	99.3	138.9	181.4	243.3	256.8	266.1

Tableau 2-11: Ajustement statistique (1964-2001)

Station de Nîmes - Courbessac : coefficients de Montana en fonction de la durée de la pluie (d) sur la période de 1964 à 2001

Période de retour	d<3h		d>3h	
	b	a	b	a
2 ans	0.53	33.60	0.77	40.73
5 ans	0.46	50.31	0.80	72.95
10 ans	0.44	61.28	0.81	94.38
20 ans	0.42	71.76	0.82	114.96
40 ans	0.41	82.02	0.82	135.16
50 ans	0.41	85.29	0.82	141.62
100 ans	0.40	95.42	0.83	161.62

Tableau 2-12: Estimation du coefficient de Montana (1964-2001)

Période de 1947 à 2009:

Estimation renouvellement Nîmes	Cumuls pluviométriques (mm)								
	0.25	0.5	1	2	3	6	12	24	48
5 ans	23.3	37.2	52.1	70.2	72.5	89.1	103.1	116.9	134.0
10 ans	26.5	42.8	61.8	86.9	94.3	117.5	132.1	148.4	164.0
20 ans	29.3	47.6	70.7	102.8	120.1	152.3	165.9	184.7	196.0
30 ans	30.8	50.1	75.7	115	137.4	176.5	188.5	208.8	215.9
50 ans	32.6	53	81.7	123.5	162.3	211.7	220.4	242.7	242.5
100 ans	34.8	56.6	89.6	138.9	202.1	270	271.1	296	281.7

Tableau 2-13: Ajustement statistique (1947-2009)

T	0.1H < d < 1H		1H < d < 3H		3H < d < 48H	
	a	b	a	b	a	b
5 ans	53.561	0.4077	53.237	0.6853	58.9	0.7836
10 ans	62.576	0.4017	62.914	0.6038	79.74	0.8066
20 ans	70.513	0.4002	71.384	0.5115	106.08	0.8308
30 ans	76.636	0.3513	76.47	0.4509	124.72	0.8454
50 ans	79.864	0.4012	81.31	0.3783	152.58	0.8644
100 ans	86.19	0.4054	88.002	0.2712	199.76	0.8909

Tableau 2-14: Estimation du coefficient de Montana

Les enregistrements de la période 1947 à 2009 sont plus représentatifs en termes de durée de pluie (jusqu'à 48h contre 24h pour les premiers enregistrements), de plus, ils couvrent une période plus large dans laquelle appartiennent les plus grands évènements de crues survenus dans la région comme 2002, 2003 et 2004.

B. DONNEES PLUVIOMETRIQUES ISSUES DE LA STATION DE ROQUEMAURE

Les enregistrements de la station de Roquemaure datent de **1989** pour les premières données et ont été utilisés pour *la définition d'un Schéma d'aménagement des bassins versants du Gard Rhodanien* par BRLi dans son rapport phase 2 de Mai 2008.

Roquemaure – Hauteurs de pluie en mm

Période de retour	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	2 ans
P 1HEURE	95.5	84.6	70.0	59.6	49.6	37.4
P 2HEURES	108.9	96.9	81.4	69.6	58.8	45.7
P 3HEURES	123.8	110.0	92.9	80.2	67.9	52.6
P 4HEURES	139.3	121.3	101.7	87.7	74.4	57.6
P 6HEURES	171.7	144.0	116.5	100.3	84.0	64.6
P 12HEURES	218.3	187.4	142.7	121.2	101.0	76.7
P 24HEURES	259.6	216.9	166.0	137.7	113.7	87.6
P 48HEURES	287.2	240.0	182.5	151.1	125.9	97.9
P 72HEURES	294.4	246.8	189.2	158.0	132.2	102.6

Tableau 2-15: Ajustement statistique - Roquemaure (1989 -2001)

L'avantage d'utiliser ces données serait sur la durée de pluie qui atteint 72h contrairement aux données précédentes. Cependant, la période couverte (à partir de 1989) est trop courte par rapport à celles de Nîmes-Courbessac et il serait donc plus judicieux de se référer à la station de Nîmes-Courbessac où l'on dispose également des coefficients de Montana utilisés pour déterminer l'intensité de la pluie (voir plus loin).

C. COMPARAISON AVEC LES AUTRES STATIONS DE LA REGION

Dans l'étude de zonage du risque d'inondation à l'échelle communale de SAZE, SAFEGE a établi une étude comparative des différentes stations disponibles dans le Gard et a conclu à partir des tableaux et courbes ci-dessous qu'il est judicieux de considérer la station Nîmes-Courbessac particulièrement par la méthode GEV comme référence.

Méthode renouvellement Nîmes Courbessac						
Durée de la pluie (h)	1	3	6	12	24	48
P100 ans (mm)	89.6	202.1	270	271.1	296	281.7
P10 ans (mm)	61.8	94.3	117.5	132.1	148.4	164

Estimation SHYREG Nîmes						
Durée de la pluie (h)	1	3	6	12	24	48
P100 ans (mm)	97.4	128.4	180.5	234.5	284.5	315.8
P10 ans (mm)	60.4	83.8	95.6	103.6	152	168.6

Estimation SHYREG Saze						
Durée de la pluie (h)	1	3	6	12	24	48
P100 ans (mm)	95.2	121	166.6	208.5	245.4	271.4
P10 ans (mm)	60.3	78.8	98.2	118	133.5	146.7

Tableau 2-16: Comparaison des cumuls pluviométriques estimés à Nîmes et Saze pour T=10 ans et 100 ans par différentes méthodes et sur une période de 48h.

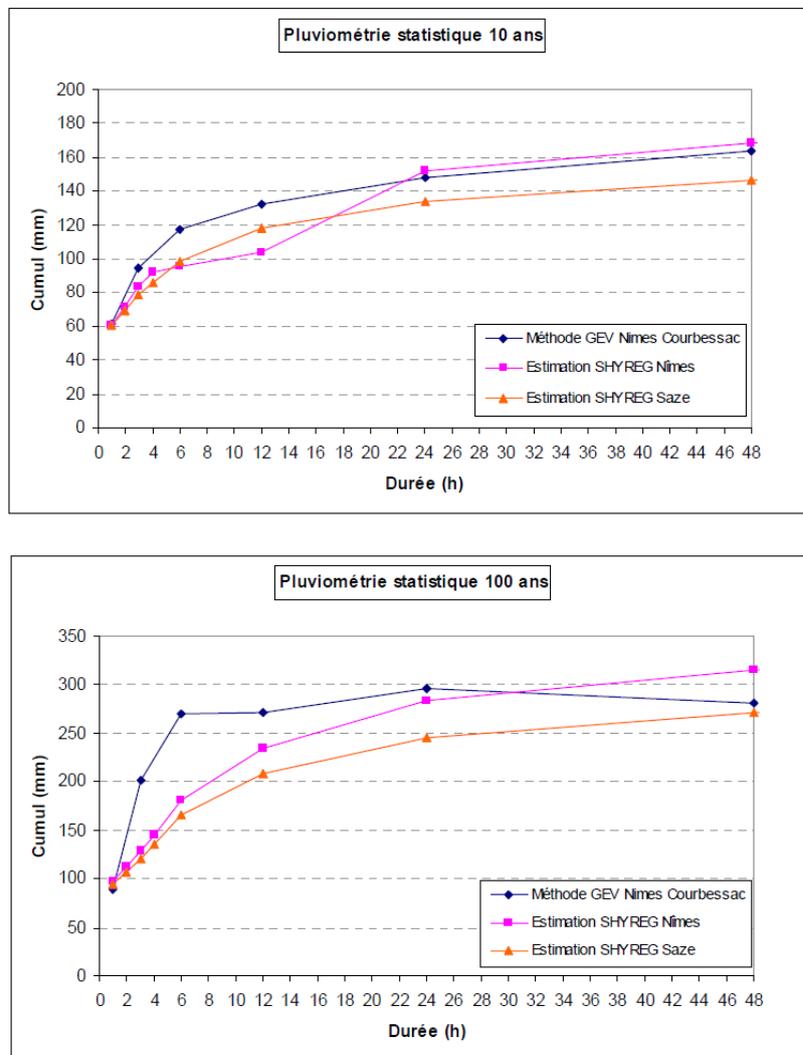


Figure 2-4 : Comparaison des cumuls pluviométriques estimés à Nîmes et Saze pour T=10 ans et 100 ans par différentes méthodes et sur une période de 48h.

Globalement, on observe des courbes de tendance semblables pour les différentes méthodes. Les données SHYREG estimées au droit de la station de Saze sont généralement inférieures à celles calculées pour Nîmes, particulièrement par la méthode GEV.

Compte tenu des caractéristiques des bassins versant étudiés, nous nous intéresserons plus particulièrement aux pluies de faibles durées, inférieures à 6h. Nous avons donc décidé, pour ces raisons, de retenir pour la suite de l'analyse hydrologique les estimations statistiques obtenues par la méthode GEV sur Nîmes.

2.3.2 ANALYSE DES EVENEMENTS HISTORIQUES VIS-A-VIS DES ETUDES STATISTIQUES

Les dates ci-dessous désignent les événements les plus forts depuis 1971 classés par ordre décroissant en termes d'ampleur et de dégâts.

8 et 9 septembre 2002

Juillet 1991

Décembre 2003

17 aout 2004

A. EVENEMENT DES 8 ET 9 SEPTEMBRE 2002

Cet événement a touché un vaste secteur géographique du Vaucluse jusqu'à l'Hérault. La pluie qui s'est rapidement transformé en événement orageux stationnaire s'est divisée en deux corps d'averse : Un pic très important le 8 dans la soirée et un second pic le 9 au matin.

L'image radar de Météo France traitée par le système Calamar permet d'estimer par interpolation la pluie au droit de Rochefort du Gard, de Pujaut et de Saint Génies de Comolas. Les cumuls pluviométriques estimés sont synthétisés dans le tableau suivant :

Situation	Pluie totale (mm)	Pluie max en 3h (mm)	Pluie max en 6h (mm)	Pluie max en 12h (mm)	Pluie max en 24h (mm)
Rochefort du Gard	310	117	176	179	280
Pujaut	315	111	161	178	276
Saint Génies de Comolas	264	264	289	400	422

Tableau 2-17 : cumuls pluviométriques de la crue de 2002

Ramené aux études antérieures (station de Nîmes-Courbessac 1947-2009), cet événement serait qualifié de centennal sur 24 heures (la moyenne de la pluie des 3 stations est de 296,33 mm et la pluie statistique journalière (24h) calculée plus loin est de 296mm), vicennal sur 3h, 6h et 12h.

En se référant de la durée (supérieure à 24h), de la quantité de pluie totale (un peu au-dessus des valeurs centennales journalières) et de l'ampleur géographique, l'événement de 2002 peut être qualifié de crue exceptionnelle d'ordre centennale.

Carte des isohyètes des pluies cumulées observées en 2002

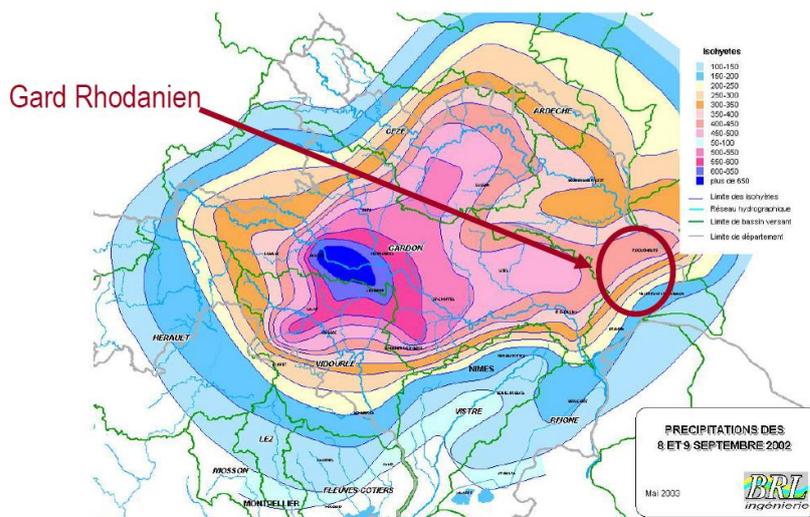


Figure 2-5 : Isohyètes des pluies cumulées observées en septembre 2002

B. EVENEMENT DE JUILLET 1991

En juillet 1991, de fortes pluies (200mm en 6h Roquemaure) ont engendré des inondations importantes sur le secteur du Gard Rhodanien. Il est classé dans les 4 plus forts enregistrés depuis 1971 à Roquemaure.

Ramené aux études antérieures (station de Roquemaure 1989-2001), cet évènement serait qualifié de centennal sur 6 heures.

C. EVENEMENT DE DECEMBRE 2003

Il est intervenu après un mois de novembre 2003 particulièrement pluvieux, donc sur des sols saturés. Il tombé 300 mm de pluie dans le Gard en 3 jours. Il est souligné dans les études antérieures d'importants ruissellements dans le Gard qui seraient liés à la saturation des sols durant le mois de novembre. Dans la délimitation des zones inondées, on note les accumulations d'eau liées à la pluviométrie locale dans les étangs de Pujaut et Rochefort du Gard, dans la plaine de Villeneuve et Lès-Avignon et dans les cuvettes de Montfaucon.

Ramené aux études antérieures (station de Roquemaure 1989-2001), cet évènement serait qualifié de centennal sur 72 heures.

D. EVENEMENT DU 17 AOUT 2004

Cet évènement du 17 Août 2004 est classé 4^{ème} parmi les 4 plus forts enregistrés depuis 1971. Il s'est produit de manière très brutale sur une courte durée de 4h un cumul de 128.9mm a été mesuré à la station de Pujaut.

Durée (h)	1	2	3	4
Cumul (mm)	59	94,2	121,3	128,9

Tableau 2-18 : cumuls pluviométriques maximaux mesurés le 17 Août 2004

En cumul maximal et ramené aux statistiques antérieures (Nîmes-Courbessac 1947-2009), cet événement serait qualifié de décennal sur une durée de 1 heure et de 2 heures, et de vicennal pour 2 heures et 3 heures.

2.3.3 PLUIES DE PROJET

Généralement pour une étude de dangers, trois occurrences (10 ans, 100 ans et 1000 ans) sont considérées pour la caractérisation des risques liés aux différents scénarii étudiés. La pluie de projet est alors définie pour ces trois occurrences et est censée produire les mêmes effets que la pluie réelle, bien que fictive, au niveau des bassins versants.

Parmi les données pluviométriques (GEV Nîmes) analysées ci-dessus, on retiendra celles issues de la station de Nîmes-Courbessac (1947 à 2009) pour sa période de mesure très étendue et de ses valeurs majorées de 10 à 15% par rapport aux autres (voir courbes ci-dessous). Cela correspondrait au cas le plus défavorable.

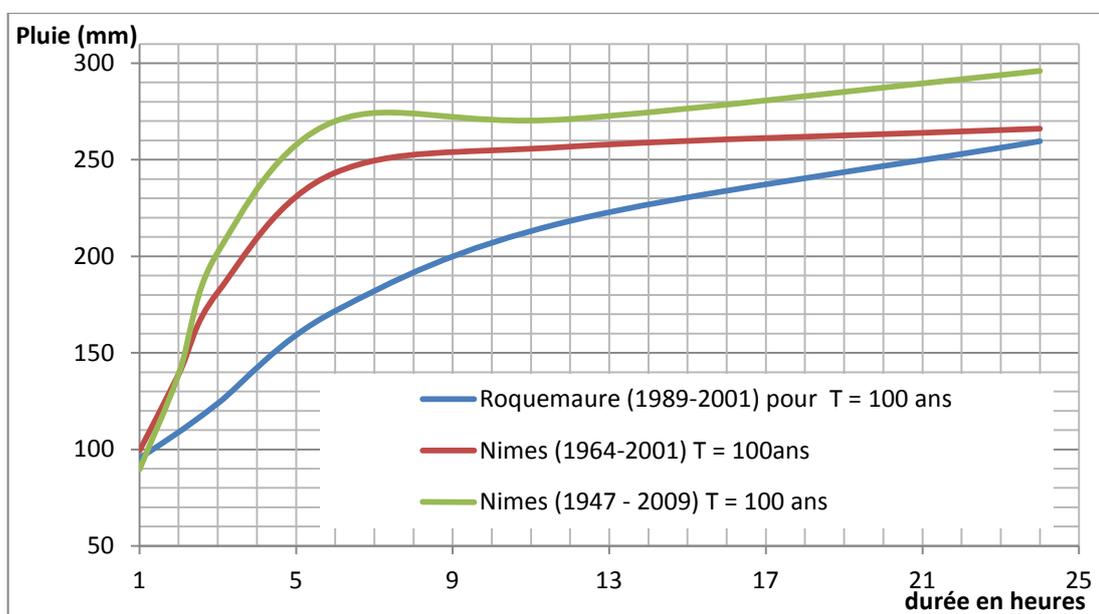


Figure 2-6 : courbes de comparaison des ajustements statistiques des trois chroniques de données étudiées pour une occurrence centennale.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs pour les périodes d'occurrences 2ans, 10 ans (court terme), 30 ans, 100 ans (moyen terme) et 1000 ans (exceptionnels) retenues pour estimer les débits au niveau des exutoires des sous-bassins versants.

T (années)	Durée en heures								
	0,25	0,5	1	2	3	6	12	24	48
2	19.25	30	38	47.19	53.40	66.86	78.92	91.56	116
10	26,5	42,8	61,8	86,9	94,3	117,5	132,1	148,4	164

30	30.8	50.1	75.7	115	137.4	176.5	188.5	208.8	215.9
100	34,8	53	89,6	138,9	202,1	270	271,1	296	281,7
1000	43,68	71,7	118	191,07	289,06	388,93	384,67	417,73	386,38

Tableau 2-19 : Pluviométries extrêmes de référence en mm

Les coefficients de Montana associés sont alors :

T (années)	d < 3h		d > 3h	
	A	b	a	b
2	34.65	0.55	40.35	0.77
10	62.914	0.6038	79.74	0.8066
30	76.47	0.4509	124.72	0.8454
100	88.002	0.2712	199.76	0.8909
1000	115.03	0.0260	290.72	0.9687

Tableau 2-20 : coefficients de Montana associé aux pluies de référence.

Nota : Les pluies pour T = 2 ans et 1000 ans ont été reconstituées à partir de la droite de Gumbel (loi statistique d'ajustement utilisée pour extrapoler les données à long terme avec la détermination de la courbe hauteur d'eau en fonction de la variable réduite de Gumbel.

Les estimations sont faites de 5 à 100ans, sachant que la méthode utilisée est la loi de Gumbel (ou Fisher- Tippett Type I, celle qui a la meilleure corrélation), il est facile de retrouver les coefficients de la droite ($P = a.Yr + b$, « P et Yr connus ! ») qui a conduit à un ajustement des niveaux extrêmes de 5 à 100 ans pour ensuite calculer les niveaux extrêmes pour les périodes de retour de 2 ans et 1000 ans.

Dans l'équation de la droite de Gumbel :

P est le niveau de pluie (mm) ;

$Yr = -LN(-LN(1 - 1/(\lambda T)))$ représente la variable réduite de Gumbel où T est la période de retour (années) et λ le nombre moyen de tempêtes (ou de niveaux extrêmes) survenues dans une année.

Il suffit alors de fixer T= 2 ans ou 1000 ans pour avoir la pluviométrie correspondante.

L'intensité de la pluie I(mm/h) de durée égale au temps de concentration (Tc) et fonction de la période de retour T est calculée par la formule de Montana : $I = (mm/h) = a Tc (h)^{-b}$.

T (années)	BV11 Tc = 0.67h	BV12 Tc = 1.63h	BV13 Tc = 1.64h	BV14 Tc = 1.30	BV18 Tc = 1.02
2	43.19	26.48	26.39	29.99	34.27
10	80.12	46.84	46.67	53.69	62.17
30	91.60	61.35	61.81	67.94	75.79
100	98.09	77.08	76.95	81.96	87.53
1000	116.23	113.58	113.56	114.25	114.97

Tableau 2-21: Estimation de l'intensité de la pluie en mm/h de durée égale au temps de concentration.

Construction de la pluie de projet par la méthode du double triangle

Généralement, les pluies de projet sont caractérisées par des hyétogrammes de formes voisines. Ces derniers sont constitués d'une période de pluie relativement longue d'intensité soutenue, à l'intérieur de laquelle vient s'insérer un épisode plus court, caractérisé par une intensité très forte dont la période de retour est associée à la pluie de projet. L'intérêt de ce modèle, est que les caractéristiques de construction de la pluie de projet (la durée totale de la pluie, la durée de la période intense, les hauteurs précipitées), se déterminent à partir des caractéristiques du bassin versant et des courbes IDF (intensité-durée-fréquence) des précipitations locales.

Compte tenu des temps de concentration observés sur les bassins versants, il est choisi d'utiliser les trois pluies de projet suivantes en fonction de l'ordre de grandeur des temps de concentration pris comme la durée d'intensité pour chaque bassin:

Pluie double triangle d'une durée totale de 6h et d'intensité de 30mn associé aux bassins BV11.

Pluie double triangle d'une durée totale de 6h et d'intensité 1h associé aux bassins BV14 et BV18.

Pluie double triangle d'une durée totale de 6h et d'intensité 1h30 associé aux bassins BV12 et BV13.

La durée totale de pluie de 6h est choisie suffisamment pour dépasser le temps de concentration du bassin global. Il est toutefois à préciser que la hauteur précipitée en dehors de la période de pluie intense joue un rôle moindre sur la valeur du débit de pointe.

Les intensités de pluie (mm/h) calculés pour ces durées en fonction des coefficients de Montana sont présentées dans le tableau suivant :

Intensité (mm/h)					
Durée (h)	2ans	10ans	30ans	100ans	1000ans

0.5	50.66	95.61	104.53	106.20	117.12
1	34.60	62.91	76.47	88.00	115.03
1.5	27.68	49.25	63.69	78.84	113.82
6 (pluie totale)	10.15	18.79	27.42	40.48	51.25

Tableau 2-22: Estimation de l'intensité de la pluie en fonction de la durée et de la période de retour

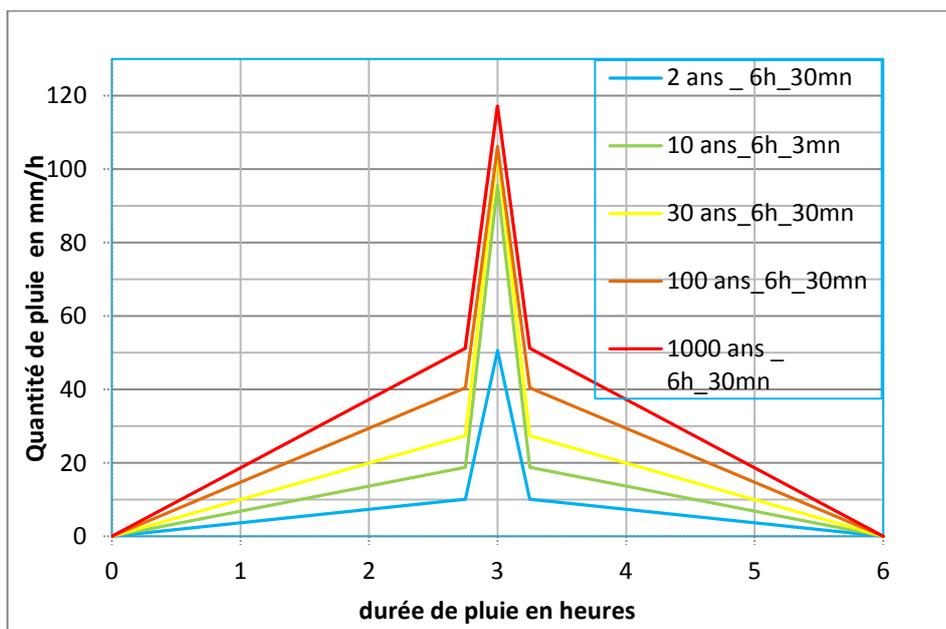


Figure 2-7: Hyétoqramme de la pluie de projet (durée du pic: 30mn-pluie totale: 6h)

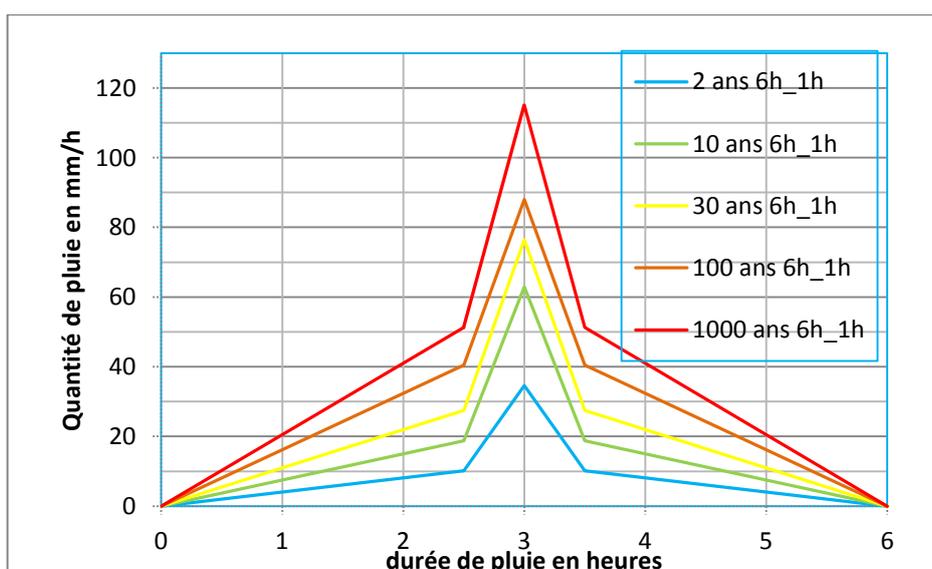


Figure 2-8: Figure 36: Hyétoqramme de la pluie de projet (durée du pic: 60mn-pluie totale: 6h)

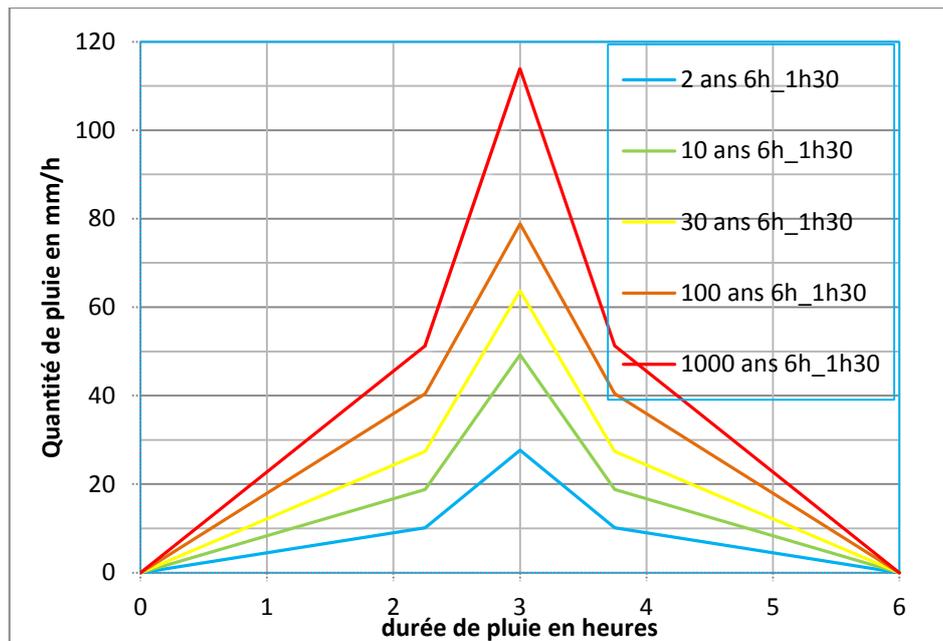


Figure 2-9: Hyétogramme de la pluie de projet (durée du pic: 1h30- durée de la pluie: 6h)

2.4 ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE

2.4.1 METHODE PSEUDO-EMPIRIQUE DE LA FORMULE RATIONNELLE

Le concept de la méthode rationnelle doit son origine à un ingénieur irlandais Mulvanay responsable de drainage agricole au siècle dernier (1850). Malgré de nombreuses hypothèses simplificatrices, c'est probablement de loin la formule la plus connue et la plus utilisée essentiellement à cause de sa simplicité, mais aussi du fait que les séries de pluies sont souvent plus longues que celles des débits.

Le débit de pointe est calculé en fonction des caractéristiques physiographiques des bassins versants et de l'intensité des précipitations (estimée à partir des courbes IDF) selon l'expression suivante :

$$Q = \mu \cdot Cr \cdot I \cdot A$$

Avec :

Cr: Coefficient de ruissellement du bassin

I : Intensité de la pluie de durée égale, en générale, de temps de concentration (formule de Mantana) (mm/h)

A : Superficie du bassin versant (km²);

μ : Coefficient qui est fonction des unités choisies. Avec A en km², I en mm/h et $\mu=0.28$, on obtient Q en m³/s.

Cette méthode est appropriée pour les petits bassins et moyens bassins et est utilisée pour une occurrence **inférieure à la trentennale dans cette étude**.

La méthode rationnelle permet de calculer directement les apports de crue à l'exutoire (pic de

crue) (Voir plus loin pour la construction de l'hydrogramme).

2.4.2 METHODE BRESSAND- GOLOSSOF

Cette méthode est à utiliser pour le calcul de débits de période de retour **centennale** ou **exceptionnelle** et comprend :

L'utilisation de la méthode rationnelle directement basée sur la pluviométrie centennale ou exceptionnelle.

L'intégration de notion de seuil de ruissellement ou de rétention initiale.

La formule est la suivante :

$$Q = (Cr . I . A) / 360$$

Avec :

Cr : coefficient de ruissellement de la méthode des experts (présentée précédemment)

I : Intensité moyenne pendant une durée, en générale, égale au temps de concentration du bassin versant (mm/h).

A : Superficie du bassin versant (ha).

Comme la méthode rationnelle, elle donne le débit de pic à l'exutoire.

Nota :

Nous nous limitons, pour cette étude, sur ces deux méthodes précédentes pour leur simplicité. En effet, l'analyse des études comparatives effectuées par SAFEGE³ sur plusieurs méthodes dont la **méthode du réservoir linéaire**, du **SPC Grand Delta** et du **Bressand – Golossof** pour une occurrence centennale et la **méthode rationnelle** comparée à celle du **réservoir linéaire** pour une occurrence inférieure à la trentennale a permis de constater que les valeurs de débits maxima estimés à partir du modèle pluie-débit sont globalement similaires dans l'ensemble du domaine d'étude. Les différences observées sont faibles, de l'ordre de quelques pourcents en moyenne.

2.4.3 DEBITS DE CRUES

L'application des deux méthodes précédemment définies conduit aux résultats suivants :

Sous bassins versants	Superficie (ha)	Q ₂ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₃₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀₀ (m ³ /s)
BV18	163	4.54	8.23	14.53	25.17	41.98
BV14	603	10.13	18.13	49.33	88.56	154.32
BV11	466	14.65	27.18	52.59	81.91	121.33
BV12	585	12.14	15.34	42.21	79.54	148.84
BV13	1062	18.05	31.92	80.87	148.73	270.15

³ Zonage de risque d'inondation à l'échelle communale de SAZE et de Sauveterre – 2011-2012

Total_BV	2879	59.51	100.8	239.52	423.92	736.6
Q_{spécifique} (m³/s/km²)	/	2.07	3.50	8.32	14.72	25.59

Tableau 2-23 : Estimation des débits de pic des bassins en fonction des périodes de retour

Nota : En se référant de la carte de découpage en sous bassins versants, ci-dessus, la répartition des débits calculés dans le tableau ci-dessous peut se faire comme suit :

Roubine Malaven, en amont, reçoit les eaux du BV14 (exutoire) PR1 et du BV13 par apports latéraux, en fonction du niveau de crête des deux bords.

Sous bassins versants	Superficie (ha)	Q ₂ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₃₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀₀ (m ³ /s)
BV14	603	10.13	18.13	49.33	88.56	154.32
BV13	1062	18.05	31.92	80.87	148.73	270.15
Total_BV	1665	28.18	50.05	130.2	237.29	424.47
Q_{spécifique} (m³/s/km²)	/	1.69	3.00	7.82	14.25	25.49

Tableau 2-24: Estimation des débits SBV Malaven

Roubine Malaven, en aval de la RD6580 prolongement vers la roubine du Grès, en plus de la partie amont de Malaven, reçoit les eaux de ruissellement des bassins BV12 et une partie du BV11.

Sous bassins versants	Superficie (ha)	Q ₂ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₃₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀₀ (m ³ /s)
BV11	466	14.65	27.18	52.59	81.91	121.33
BV12	585	12.14	15.34	42.21	79.54	148.84
Total_BV	1051	26.79	42.52	94.8	161.45	270.17
Q_{spécifique} (m³/s/km²)	/	2.55	4.04	9.02	15.36	25.70

Tableau 2-25: Estimation des débits SBV Vallat de Malaven

Roubine Fontaines draine BV18 :

Sous bassins versants	Superficie (ha)	Q ₂ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₃₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀₀ (m ³ /s)
BV18	163	4.54	8.23	14.53	25.17	41.98
Q_{spécifique} (m³/s/km²)	/	2.78	5.04	8.91	15.44	25.75

Tableau 2-26: Estimation des débits SBV Fontaines

Roubine du Grès draine BV11 et reçoit des eaux de fontaines et Malaven en amont.

2.4.4 CONSTRUCTION DES HYDROGRAMMES

Les hydrogrammes de crue définissent la série chronologique des débits successifs enregistrés à un endroit donné à la suite de précipitation. La nomenclature utilisée pour le paramétrage et la représentation graphique est la suivante.

Le temps de montée : T_m est le temps écoulé entre les points B et C qui délimitent la courbe de concentration. (T_m = temps de concentration T_c).

Le temps de base : T_B est le temps écoulé entre les points B et D ; il représente la durée de ruissellement de surface. (T_B = durée de pluie + T_c). Le débit de base « hors période de pic » et « période de tarissement » est estimé à partir de l'intensité moyenne de la pluie calculée sur la durée de pluie de projet et des cumuls pluviométriques.

Le temps de réponse : Lag est le temps écoulé entre F et C, F représentant le centroïde de l'hétéogramme ;

Le débit de pointe : Q_p est le débit maximal atteint en période de crue (débit de pic).

Courbe de tarissement : Représente l'écoulement souterrain très lent. Sa contribution est très faible durant la période de crue mais peut être important du point de vue volume à l'échelle d'une année. cette courbe (estimée au-delà du temps de base) est souvent calculée selon la loi de Maillet ($Q(t) = Q_0 \exp(\alpha \cdot (t-t_0))$). Le coefficient α désigne le coefficient de tarissement calculé soit :

A partir de données expérimentales sur la vidange du bassin en dehors de la période pluviométrique. (Pas de données suffisantes pour cette méthode).

Par la relation : $\alpha = 1/T$; T étant le temps moyen de stockage de l'eau dans le bassin. Cette méthode est une simple approximation qui donne une valeur moyenne basée sur des expériences sans prise en compte de la géologie du bassin. (Source thèse : *Modélisation des crues de bassins karstiques* présentée Line Kong A Siou ; Université de Montpellier II).

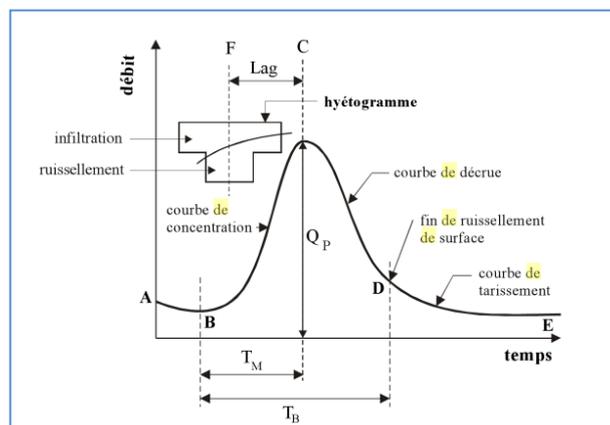
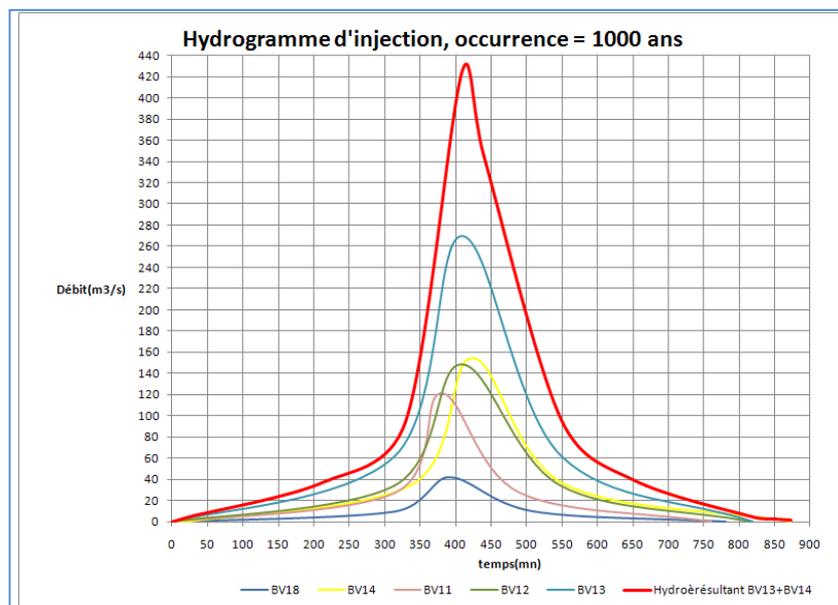
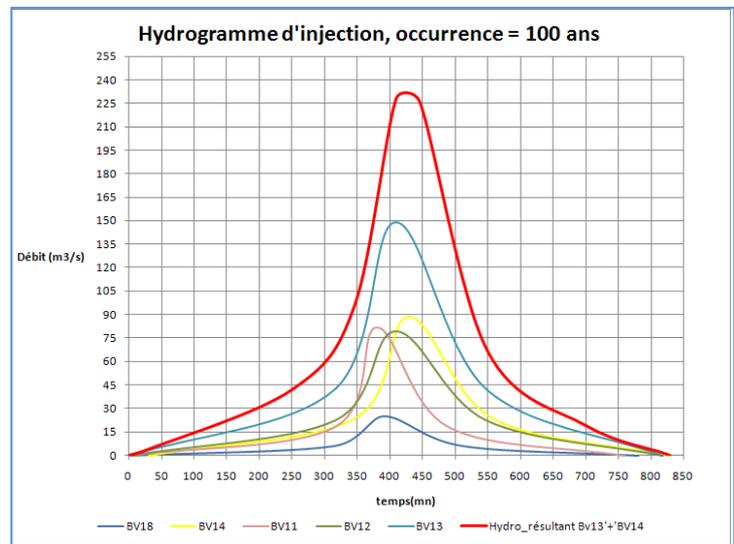
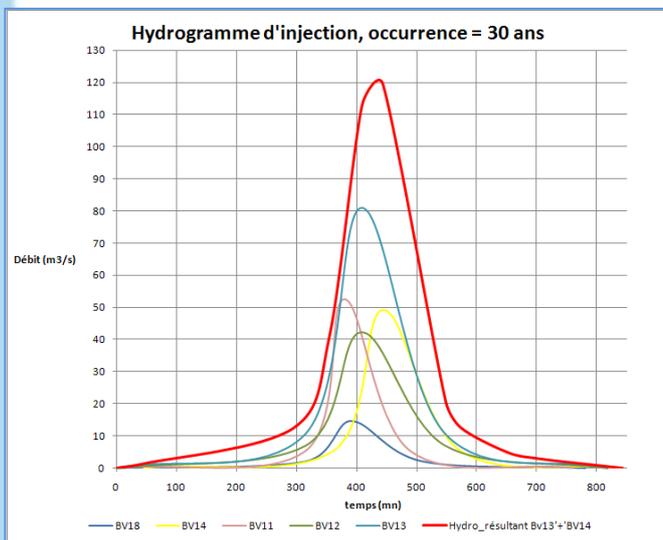
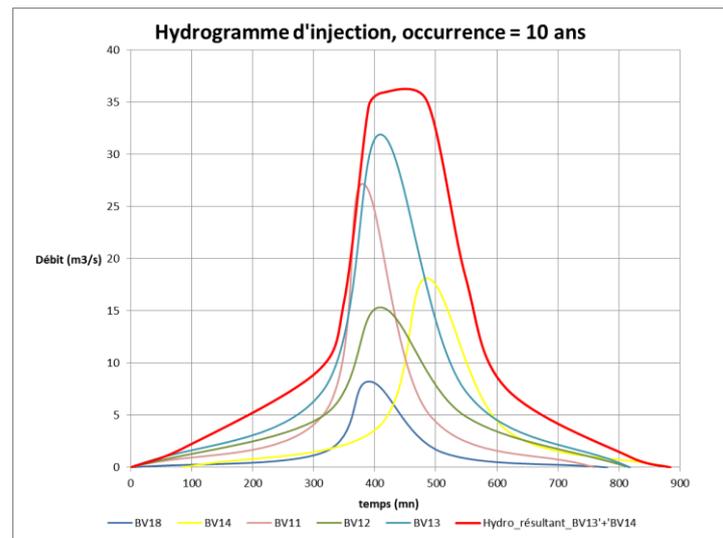
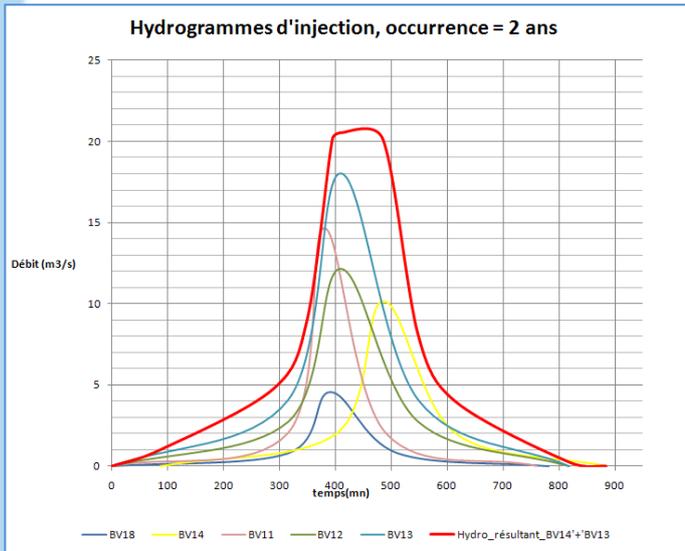


Figure 2-10: Schéma d'un hydrogramme

Les hydrogrammes élémentaires et l'hydrogramme produit aux différents points d'injection dans la zone des digues sont représentés ci-dessous.

NB : Hydro_résultant BV13+BV14 est l'hydrogramme produit par ces sous-bassins, après routage de BV14, au point d'injection.

Les hydrogrammes du bassin du Planas, extraits de l'étude de diagnostic des digues de Fontaines/Malaven et de l'étude de danger du barrage du Planas, sont donnés en Annexe.



2.4.5 COMPARAISON AVEC LES ETUDES ANTERIEURES

SDAH par BRLi ; 2007 (méthode SCS):

Bassins versants	Localisation exutoire	Superficie (km ²)	Débits 10 ans (m ³ /s)	Débits 100 ans (m ³ /s)	débits spécifiques 10 ans (m ³ /s/km ²)	débits spécifiques 100 ans (m ³ /s/km ²)
Vallat de Malaven	Amont confluence roubine des fontaines	21.9	134	279	6.11	13
Fontaines	Amont confluence Malaven	1.87	14.1	29.1	7.54	16
Pujaut (BV11)	Pujaut/apport sur le Grès	4.67	31	70	6.63	14.98

Aménagement de la digue du Grès par ARTELIA EAU & ENVIRONNEMENT (Méthode Grolossof, réservoir linéaire)

Bassins versants	Superficie (km ²)	Q10 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q10 spécifique (m ³ /s/km ²)	Q100 spécifique (m ³ /s/km ²)
Vallat de Malaven	21.9	125/130	250 / 305	5.70/5.93	11.42
Fontaine	1.87	15	30	8.02	16.04
Pujaut (modèle réservoir linéaire)	4.36	28	60	6.42	13.76

Aménagement du Planas en phase AVP par ISL

Bassins versants	Superficie (km ²)	Q10 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q10 spécifique (m ³ /s/km ²)	Q100 spécifique (m ³ /s/km ²)
Pujaut (BV43)	2.8	12	35	4.28	12.50

Rappel des valeurs de socotec (pour Vallat de Malaven, Fontaines et Pujaut):

Bassins versants	Q10 spécifiques (m ³ /s/km ²)	Q100 spécifiques (m ³ /s/km ²)
Vallat de Malaven	3.30	14.17
Fontaines	5.04	15.43
Pujaut (BV11)	5.83	17.57

Commentaires :

Concernant le bassin versant « Pujaut, BV11 », la superficie considérée varie d'un BE à un autre. De ce fait, la comparaison la plus cohérente des résultats est celle faite à partir des débits spécifiques par unité de surface ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$). En effet, une variation de la superficie du même bassin versant (et donc du temps de concentration) influe sur le calcul du débit de PIC par la variation des paramètres tels que le temps de concentration, la moyenne sur le coefficient de ruissellement et la longueur du bassin.

BE	Q10 spécifique ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)	Q100 spécifique ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$)
SOCOTEC (4.66 km^2)	5.83	17.57
BRL (4.67 km^2)	6.63	14.98
ARTELIA (4.36 km^2)	6.42	13.76
ISL (2.8 km^2)	4.28	12.50

Les débits spécifiques, pour la décennale, sont dans une fourchette raisonnables même s'il est un peu faible pour ISL qui travaille sur une superficie très faible par rapport aux autres BE cités. Le débit spécifique centennal est majoré par rapport aux autres études du fait de la méthode de BG utilisée par SOCOTEC.

Comparaison des volumes des hydrogrammes :

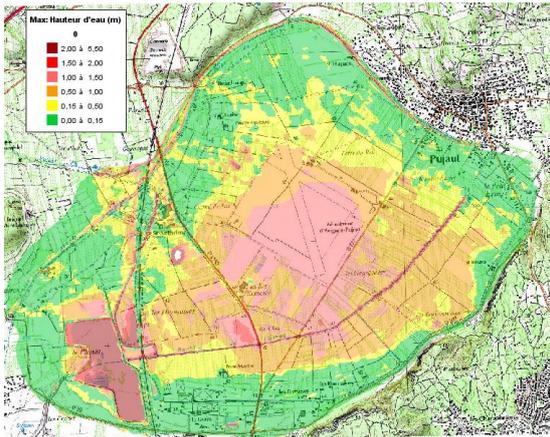
BE	V10 (m^3)	V100(m^3)
SOCOTEC (4.66 km^2)	313 000	846 275
BRL (4.67 km^2)	Non connu	Non connu
ARTELIA (4.36 km^2)	307 800	684 000
ISL (2.8 km^2)	100 560	326 700

NB : En termes de volume, la superficie considérée par ISL (2.8 km^2) est trop faible et donc produit logiquement un volume moins important que ceux d'ARTELIA et de SOCOTEC.

Les volumes pour la décennale entre SOCOTEC et ARTELIA sont proches.

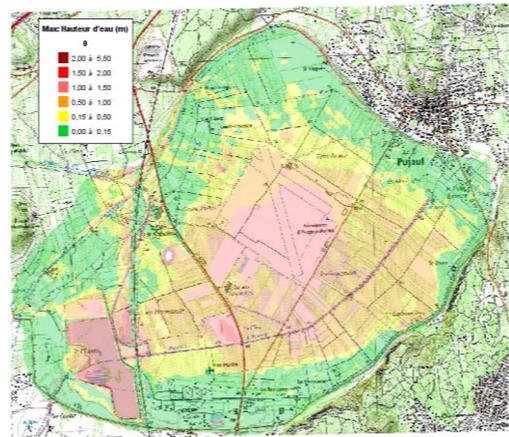
Les volumes pour la centennale entre ARTELIA et SOCOTEC connaissent un écart de 162 275 m^3 . Cet écart n'est pas uniquement lié à la différence observée sur les débits de pic mais surtout au temps de base des hydrogrammes. Ainsi, ARTELIA utilise la durée de la pluie (6h) comme temps de base de l'hydrogramme c'est-à-dire $Q=0$ à 6h aussitôt à la fin de la pluie. Les hydrogrammes de SOCOTEC sont quant à eux étalés sur 12h environ (avec une période dense au milieu) entraînant une prise en compte du ressuage du bassin à la fin de la pluie (même si au-delà de la période dense les effets sont moindres sur les digues, on observe plus un fonctionnement normale des roubines sans débordements et donc sans effets sur la zone inondée en aval).

Une modélisation a été effectuée, à la demande du SMABVGR, avec l'hydrogramme centennal d'ARTELIA injecté sur BV11 et comparée à celle effectuée avec l'hydrogramme de SOCOTEC. L'étang de Pujaut, à la cote 45.22 mNGF « centennale » stocke un volume de 5 500 000 m^3 . Même si tout l'écart de volume entre les deux méthodes (162 275 m^3) devrait ruisseler vers l'étang, il ne représenterait que 2.95% de volume supplémentaire. L'écart obtenu en termes de hauteur d'eau dans l'étang de Pujaut est de 0.5cm entre les deux hydrogrammes.



Crue centennale avec hydrogramme
SOCOTEC sur BV11

PHE étang = 45.222 mNGF



Crue centennale avec hydrogramme ARTELIA
sur BV11

PHE étang = 45.217 mNGF

3. Calage du modèle / Laisses de crues historiques

3.1.1 HISTORIQUE DES INONDATIONS

La zone d'étude a été déclarée 8 fois en catastrophe naturelle pour inondation et coulée de boue depuis 1987. (cf. tableau suivant issu du site PRIMNET).

Type de catastrophe	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
Inondations et coulées de boue	24/08/1987	24/08/1987	03/11/1987	11/11/1987
Inondations et coulées de boue	27/08/1987	27/08/1987	03/11/1987	11/11/1987
Inondations et coulées de boue	30/07/1991	31/07/1991	14/01/1992	05/02/1992
Inondations et coulées de boue	07/01/1994	15/01/1994	08/03/1994	24/03/1994
Inondations et coulées de boue	08/09/2002	10/09/2002	19/09/2002	20/09/2002
Inondations et coulées de boue	25/11/2002	26/11/2002	24/02/2003	09/03/2003
Inondations et coulées de boue	01/12/2003	04/12/2003	12/12/2003	13/12/2003
Inondations et coulées de boue	17/08/2004	18/08/2004	11/01/2005	15/01/2005

Tableau 3-1 : Relevés des arrêtés de catastrophes naturelles sur la commune de Pujaut

Nous ne disposons pas de mesures de débit sur les cours d'eau de la zone d'étude. Les données disponibles sont uniquement pluviométriques ou issues d'entretiens avec les acteurs locaux.

Les témoignages des riverains ont été relevés lors de la visite de terrain de janvier 2011 par ARTELIA.

Le principal témoignage recueilli est celui du Président de l'ASA de Pujaut, puis viennent ceux des riverains de la roubine, au quartier de Trascamp, de la ferme St Hugues, du personnel de l'aérodrome et des agriculteurs.

La crue de 2002 puis celle de 2003 est celle qui a le plus ancré les esprits. Puis viennent dans l'ordre celle de 1991 et 1994. Une grosse crue, de mémoire d'homme, aurait également eu lieu en 1924. Les archives départementales ont été consultées dans le cadre du SDAH sans fournir d'indications plus précises.

3.1.2 CRUE DE REFERENCE : 8 ET 9 SEPTEMBRE 2002

La crue de référence dans le Gard Rhodanien est celle de 2002 qui a touché un vaste secteur géographique du Vaucluse jusqu'à l'Hérault. Elle a duré environ 33 heures du 8 septembre vers 10-12heures le matin jusqu'au 9 septembre vers 19h le soir. L'évènement s'est divisé en deux corps d'averse :

- Un premier pic très important le 8 dans la soirée.
- Un second pic le 9 au matin.

Il est généralement classé dans les études antérieures comme un évènement exceptionnel de par sa durée supérieure à 24h et son ampleur et dont la fréquence est de l'ordre de centennale.

Les pics atteints durant cette crue sont tous inférieurs à celui de la crue statistiques d'ordre centennale. Cependant, la durée de l'évènement (33 heures environ) est largement au-dessus de celle des pluies statistiques choisies (entre 6h et 12h).

A. CARACTERISATION DE L'ALEA DU 8 – 9 SEPTEMBRE 2002 (RAPPORT ARTELIA)

L'enveloppe de la crue et les hauteurs d'eau observées dans la zone de l'ancien étang lors de l'évènement de septembre 2002 ont été cartographiées par la mairie de Pujaut (cf. carte page suivante). Les parties basses de l'ancien étang, dont l'altimétrie varie de 44 à 45 m NGF, sont submergées par plus de 1 m d'eau. Cette submersion est consécutive à des débordements de la roubine mais aussi, à la rupture de la digue au droit du quartier de Trascamp (brèche d'une vingtaine de mètres). Cette rupture ainsi que différents désordres sont localisés sur la carte ci-après réalisée suite à cet évènement par la DREAL.

Les recueils de témoignages et l'enquête de terrain a permis de vérifier et de rectifier cette enveloppe :

- Le hameau de Glaise était hors d'eau, d'après un habitant : la limite devait à peu près se situer au niveau du centre équestre.
- Une partie de la D6580 était inondée (environ une cinquantaine de mètres), ce qui a d'ailleurs permis aux avions de l'aérodrome de décoller (voir photographies suivantes recueillies auprès du personnel de l'aérodrome). Le schéma d'aménagement de 2007 indique que la RD 6580 a été submergé par 1 m d'eau environ sur un linéaire supérieur à 1000 m entre Saint Anthelme et Pont Martin.
- Les témoignages révèlent une hauteur de 1.24 m au Cellier des Chartreux.
- Le quartier des Terrasses n'a pas été inondé.
- La ferme St Hugues, le quartier des Morécades n'ont pas été inondés.
- St Anthelme a été en partie inondée (partie Sud).
- Le quartier des Terrasses n'a pas été inondé.
- Le quartier de Trascamp a été en partie inondé (environ 30 cm / TN au niveau des habitations et plus au plus près de la roubine).
- Le secteur de la station d'épuration était inondé mais par de faibles hauteurs d'eau (environ 20 cm / TN, au plus).
- Les constructions sur l'aérodrome (accueil, hangars et restaurant) ont été inondées de plus de 70 cm.
- Le ressuyage de l'étang a été particulièrement long. Les eaux ne se sont retirées que 3 semaines après l'évènement pluvieux. La capacité des tunnels de l'étang et du Grès étant très insuffisante pour assurer une vidange rapide.
- La longueur de la brèche durant la crue de 2002 était d'environ 20 m, située au droit du quartier de Trascamp. Cette brèche aurait permis de soulager le champ d'inondation du quartier mais a été à l'origine du remplissage de la plaine.
- Il est possible, d'après les riverains, qu'un remous dans la roubine ait été causé par les embâcles en entrée du tunnel du Grès.
- La retenue du Planas a joué pleinement son rôle d'écrêtement des crues, permettant ainsi de soulager l'écoulement de la roubine de l'Etang. La roubine de l'Etang, a permis le ressuyage de la plaine de Pujaut.
- Une station de pompage a été installée pour assurer la vidange de la plaine par la roubine du Grès.



sauvetage d'un des deux avions de l'aérodrome
**



Sauvetage du second avion de l'aérodrome sur
la RD6580 **



bâtiment inondé à l'aérodrome**



Le Cellier des Chartreux*



RD6580 et cellier des chartreux à la décrue*



Pompes installées dans la roubine du Grès*



rupture de la digue du grès*



Aval de la rupture*



inondation des vignes dans la plaine*



Inondation de la plaine*



retenue du planas le 14 septembre 2002 (j+5)*



Retenue du Planas le 14 septembre 2002 (J+5)*



plaine inondée vue de Pujaut*



Plaine inondée vue de Pujaut*



secteur aérodrome*



La roubine de l'Etang*



entrée du tunnel de l'étang (effondrement en rive gauche)*



RN580



intérieur tunnel de l'étang*



Ravinement roubine de l'Etang*



pont roubine du grès (10 sept 2002)



Quartier de Trascamp



quartier de Trascamp



Quartier de Trascamp (laises de crue sur le muret)



la plaine inondée*

Photographies de la crue de 2002

* sources : Site internet de la Mairie de Pujaut (Crédit Photographique G Beaudoin)

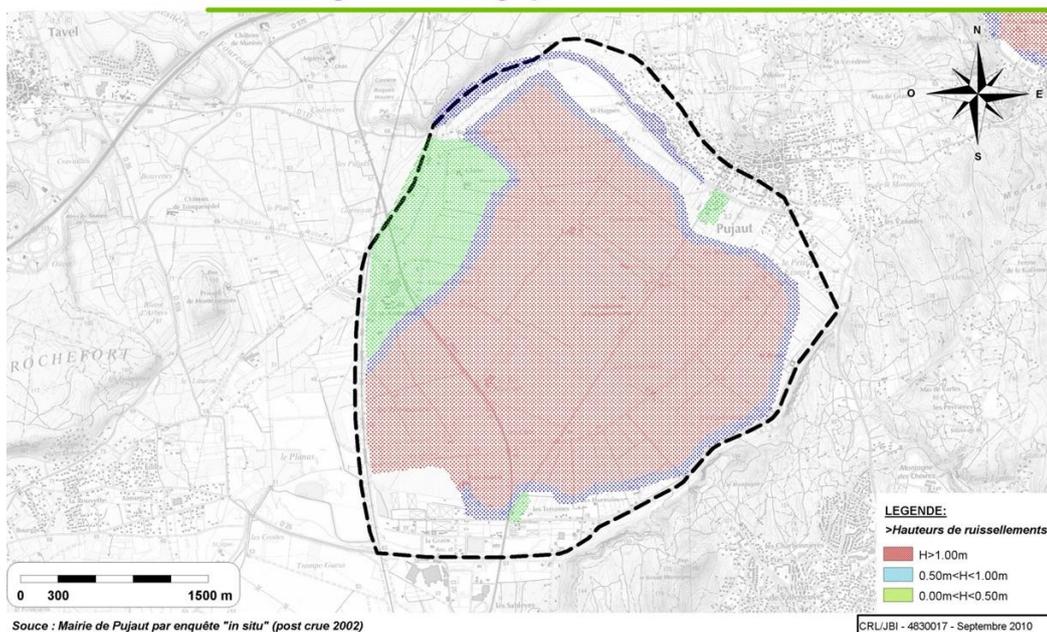
** sources : aéroport.



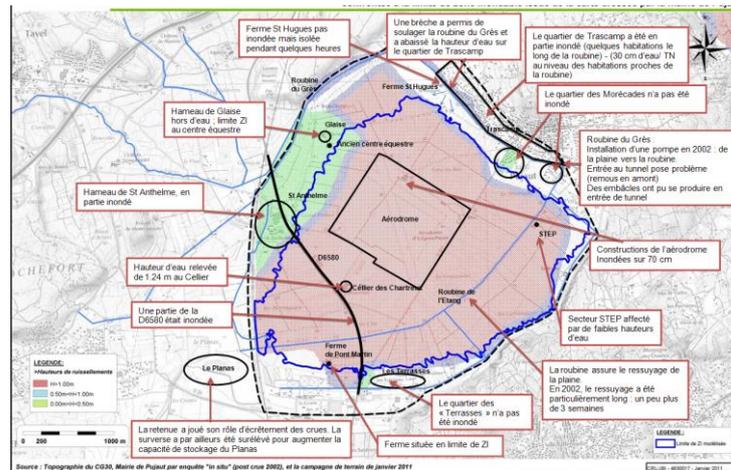
Tableau 3-2 : Désordres relevés sur la roubine du Grès en 2002

B. LAISSES DE CRUE ET HAUTEURS D'EAU (2002)

Hauteur d'eau :



Zone inondable reportée en rive droite de la roubine et recueil de témoignages :



Le SMABVGR a réalisé récemment un nivellement de certaines laisses de crues relevées dans le cadre de l'inventaire préalable à la mise en place de repères de crue. Elles sont représentées sur la figure suivante. Les remarques suivantes peuvent être faites :

- Les nivellements sont parfois incohérents : c'est le cas au niveau du Cellier des Chartreux où 70 cm sépare deux laisses de crue proches ;
- La laisse au niveau de l'aérodrome, non nivelée, correspond à un niveau de TN d'après le MNT disponible, de 44,55 m NGF, soit une cote d'inondation à 44,95 m NGF ;
- Ces informations ne remettent pas en cause un niveau d'inondation de la plaine à environ 45,6 m NGF (étude d'avant-projet d'ARTELIA).

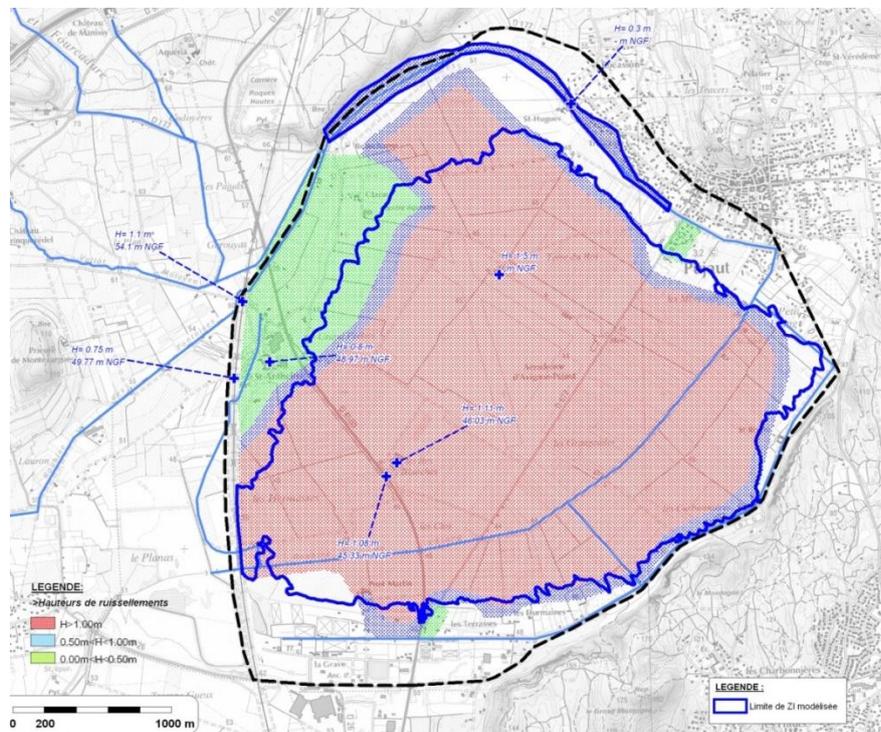


Figure 3-1 : Implantation des PHE établis par le SMABVGR

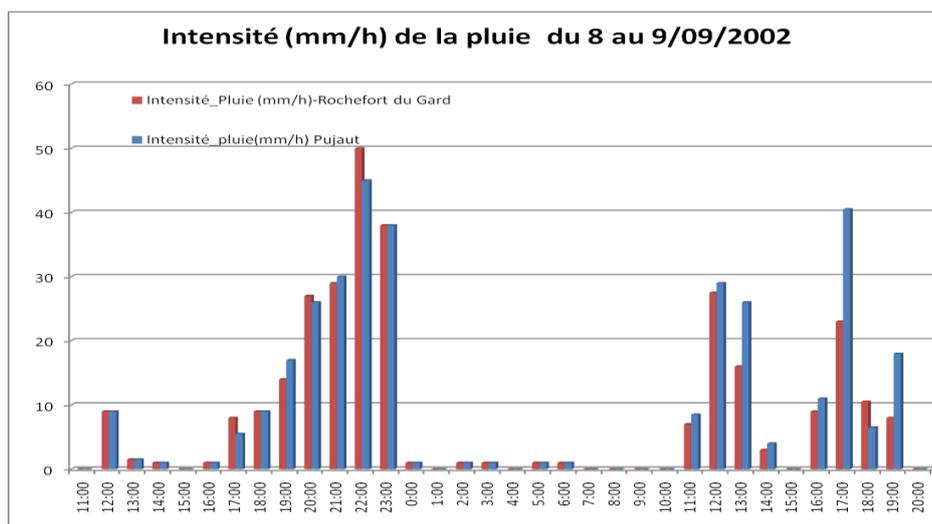
De même le tableau des hauteurs d'eau, ci-dessous, a été relevé à partir des photos prises lors de la crue de 2002. Il est extrait de l'étude BRLI Analyse de fonctionnement du barrage du Planas (2004). Ces données sont prises après le passage de la crue.

situation	Cote du terrain mNGF	Hauteur d'eau	Cote de l'eau mNGF
RD177-Pujaut	46.6 point bas	<0.5m le 09/09	47
Cave des Chartreux	44 – 44.50	1 à 1.5m le 13/09	45.50 à 46
Hangar aérodrome	44.50	1m le 2/10	45.50
Étang	44 à 44.50	1.50m	45.50 à 46
Entrée du tunnel de l'étang	45.80	-1m le 18/09	44.8

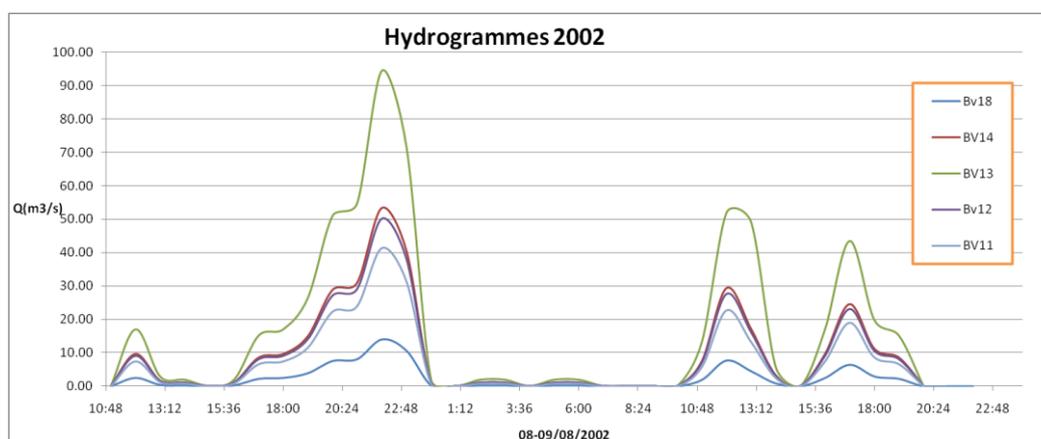
D'après ces informations la cote d'inondation de la plaine de Pujaut en septembre 2002 se situerait à 45.50 – 46 mNGF selon la date du relevé.

C. CONSTRUCTION DES HYDROGRAMMES DE LA CRUE DE 2002

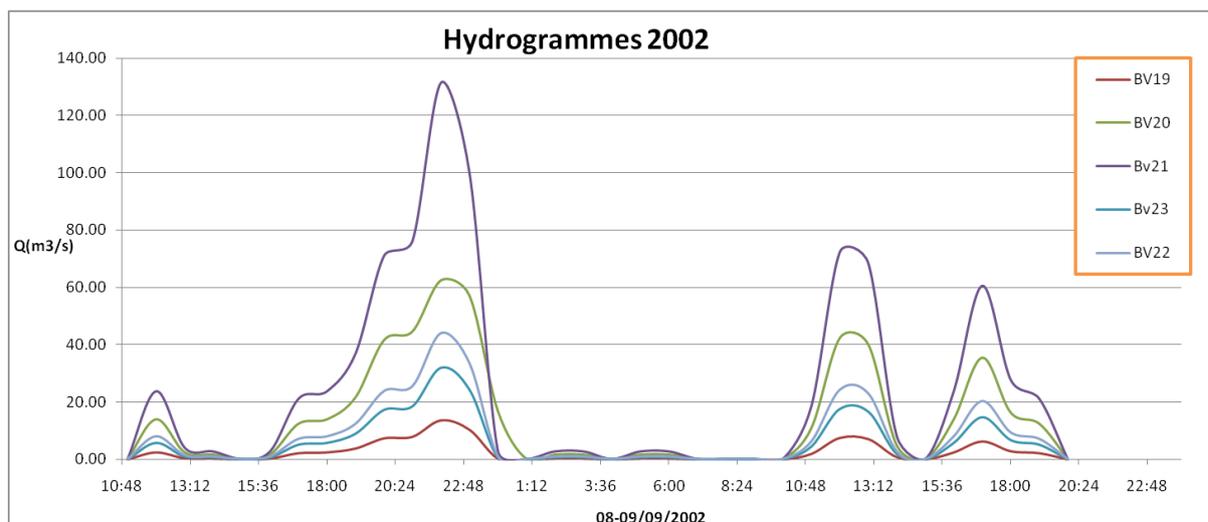
Les hyétogrammes correspondants par pas d'une heure à Pujaut et à Rochefort-du-Gard et les hydrogrammes produits par les différents bassins versants sont ci-dessous : (L'écrêtement du tunnel des crottes et de l'A9 pour la Gorgue sont pris en compte pour l'injection des débits).



Sous bassins de la roubine du Grès :



Sous bassins en amont du Planas :



3.1.3 PARAMETRAGE DU MODELE

Le calage du modèle consiste à ajuster les coefficients d'écoulement (Strickler) de façon à faire coïncider les cotes d'eau calculées par le modèle et les cotes observées. Nous avons adopté les valeurs suivantes pour le coefficient de Strickler:

- Lit mineur : $K_s=15$ à 40 (15 à 25 pour les lits mineurs avec des berges végétalisées, 35 à 40 dans les zones avec des berges bétonnées).
- Lit majeur naturel (forêt, champs) : $K_s=10$ à 30 en fonction de la densité.
- Lit majeur aménagé (route, goudronnage ...) : $K_s= 50$ à 75 .

NB : Pour se retrouver dans une situation de septembre 2002, les brèches historiques de 2002 ont été prise en compte dans le modèle de même le niveau du déversoir du Planas est rabaissé à sa cote initiale ($47.50 - 48.30$ mNGF).

3.1.4 RESULTAT DU CALAGE

Les hauteurs d'eau relevées à l'issue de cette modélisation sont cohérentes par rapport à l'observation du SMABVGR présentée ci-dessus.

La lame d'eau sur la départementale D6580 varie entre 1 m et 1.70 m ; elle est de 1.60 m au point le plus bas au niveau du cellier des chartreux et de 1.5 m à 2 m dans l'enceinte de l'aérodrome.

La lame d'eau au droit des habitations en rive droite à l'extrémité du chenal bétonné (sud de Pujaut), suite à une surverse en rive droite, varie entre 5 et 17 cm selon la topographie du terrain. On rappelle que la lame d'eau observée à ce niveau en 2002 était de 15 cm environ.

La cote d'inondation de l'étang de Pujaut (aérodrome, cellier des chartreux, etc.) se situe à 46.065 mNGF. Soit 3 cm au-dessus de la PHE relevée (46.03 mNGF par le SMABVGR). Considérant les erreurs de précision du fichier MNT utilisé, la date des relevés, et la complexité de la zone d'étude, nous concluons que ce calage correspond au mieux à la réalité.

La cartographie des surfaces d'inondation est donnée ci-dessous (care N°001).

Les zones de code couleur vert « $0 - 15$ cm » correspondent généralement à des ruissellements dus à l'apport local de pluie. Elles ne sont pas systématiquement à prendre pour des surverses ou des ruptures de digue.

Carte N° 001	
Cartes des surfaces d'inondation	
Situation de crue: Historique 2002	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	

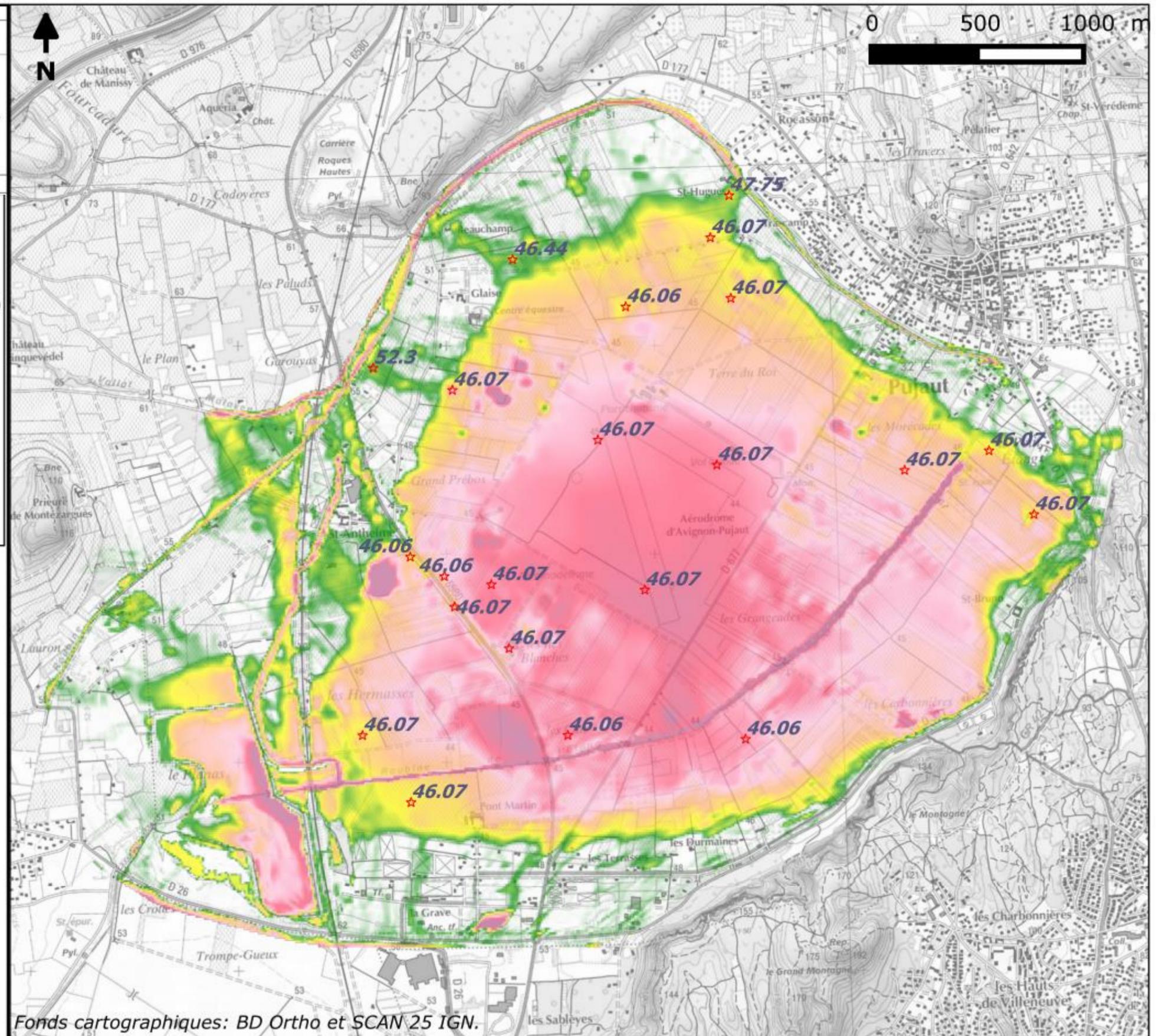
Légende

Légende de PHE

☆ Point remarq. de côte (mNGF)

Légende des hauteurs d'eau

-  0 à 15cm
-  15 à 50 cm
-  0.5 à 1 m
-  1 à 1.5 m
-  1.5 à 2m
-  supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.

Figure 3-2 : Calage du modèle sur la crue de septembre 2002- Hauteurs d'eau et Cotes PHE.

4. Modélisation hydraulique

4.1.1 OBJECTIF

Les inondations sont des phénomènes naturels qui constituent une menace susceptible de provoquer des pertes de vies humaines et/ou des perturbations d'activités économiques ou nuisibles à l'environnement. L'objectif de la présente étude est d'évaluer les situations d'inondations potentielles des enjeux en cas de crue.

La modélisation hydraulique est réalisée à l'aide des logiciels d'ISTEA (ex Cemagref) Rubar3 (1D) et Rubar20 (2D) permettant un travail en 1 dimension pour évaluer la capacité des cours d'eau et 2 dimensions en plan pour bien identifier les écoulements dans le lit majeur.

La modélisation hydraulique nécessite un bon calage des paramètres afin de pouvoir extrapoler les simulations sur des débits non atteints de mémoire d'homme et de justifier la fiabilité du modèle hydraulique.

4.1.2 CONDITIONS AUX LIMITES

Pour le modèle 1D :

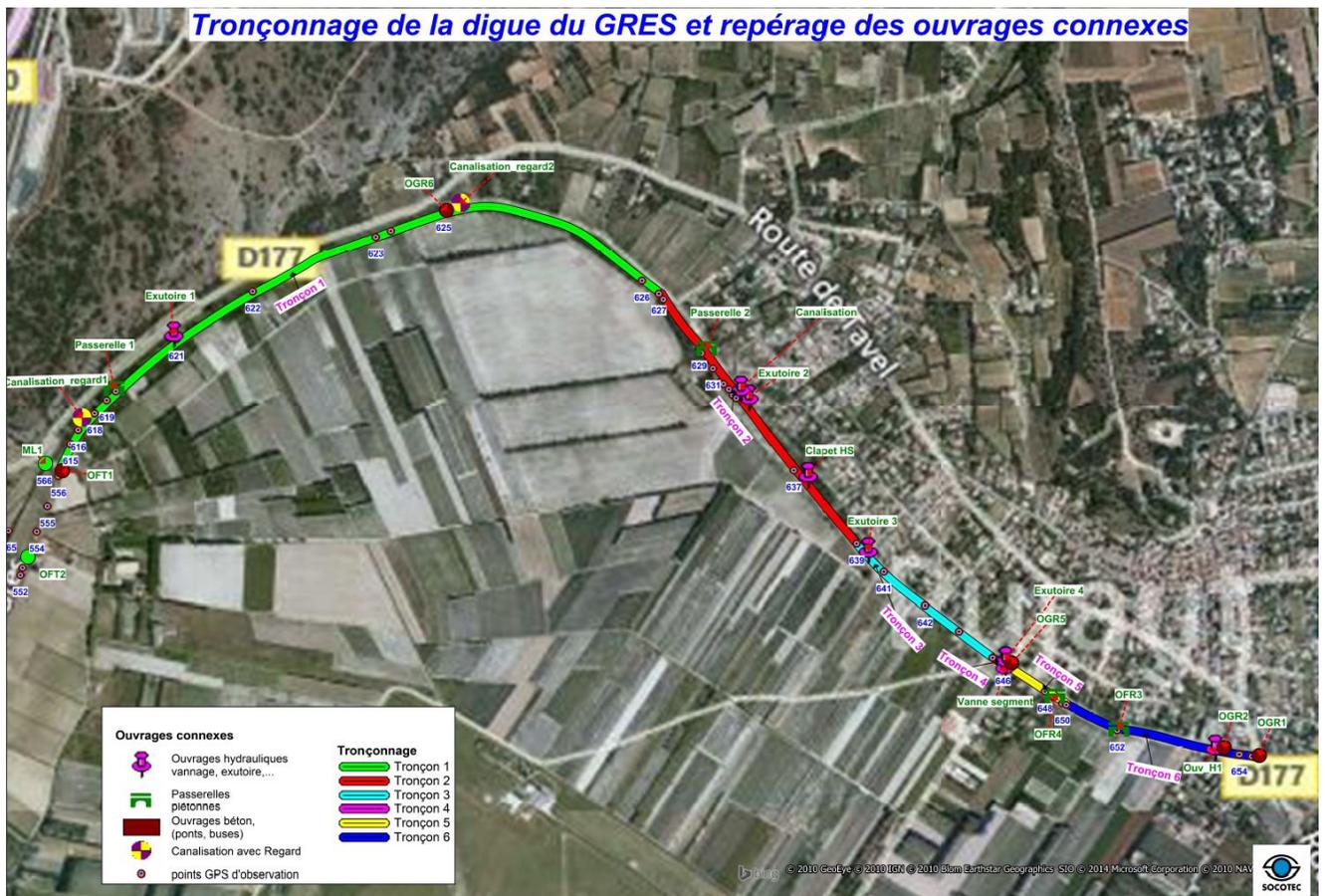
- En limite amont, de la roubine du Grès, la condition correspond aux hydrogrammes synthétiques mono-fréquence de crue donnés en Annexe 1. Il s'agit en effet, des hydrogrammes aux points métriques aval de Fontaines et Malaven obtenus dans leurs modèles respectifs de 1D. Une injection par apport latéral est effectuée en rive gauche pour les débits "linéiques" du bassin (BV11) au nord de la roubine du Grès.
Cf. Annexe 2 pour les points d'injection.
- En limite aval, une loi Débit/Cote d'eau est imposée, du fait de la limitation du tunnel du Grès à $5\text{m}^3/\text{s}$. Le débit de sortie (évacué) s'accroît normalement jusqu'à ce que la ligne d'eau atteigne le point haut du tunnel. Au-delà, le débit évacué est constant et reste arrêté à $5\text{m}^3/\text{s}$ tant que l'entrée du tunnel est noyé.
Cf. Annexe 2 pour les points d'injection.

Pour le modèle 2D :

- En limite amont, la condition correspond aux hydrogrammes synthétiques mono-fréquence de crue décrit ci-dessus (voir cartographie des points d'injection ci-dessous).
- En limite aval, la condition est celle donnée pour le modèle 1D concernant le tunnel du Grès et de même pour le tunnel de l'étang avec un débit de $3\text{m}^3/\text{s}$.

4.1.3 TRONÇONNAGE DE LA DIGUE

Le tronçonnage de la digue, ci-dessous, a été réalisé à la suite de la VTA. Pour une meilleure compréhension et une cohérence entre les différentes phases que constitue cette mission, il est maintenu dans chaque rapport.



4.1.4 MODELISATION EN 1D « EVALUATION DE LA CAPACITE DE LA ROUBINE DU GRES »

Une première série de simulations des écoulements dans la roubine du Grès a été faite au moyen du logiciel RUBAR 3 « 1D » afin de déterminer la capacité de celle-ci et voir éventuellement les cas de débordements sur les berges.

Le maillage du modèle est effectué par interpolation des profils en travers des levés topographiques de 2009 (SAFEGE) en raison de 1 profil tous les 10m. L'espacement des points sur un profil est fixé à 0.5m.

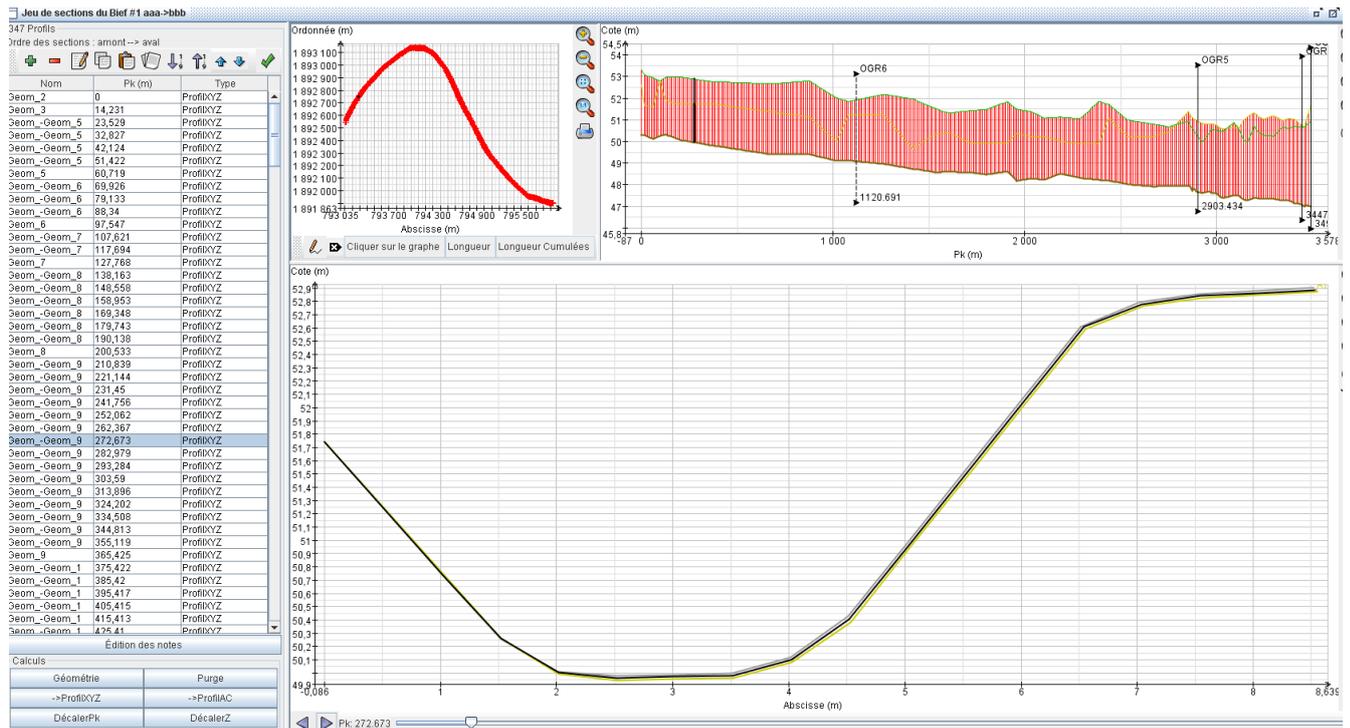
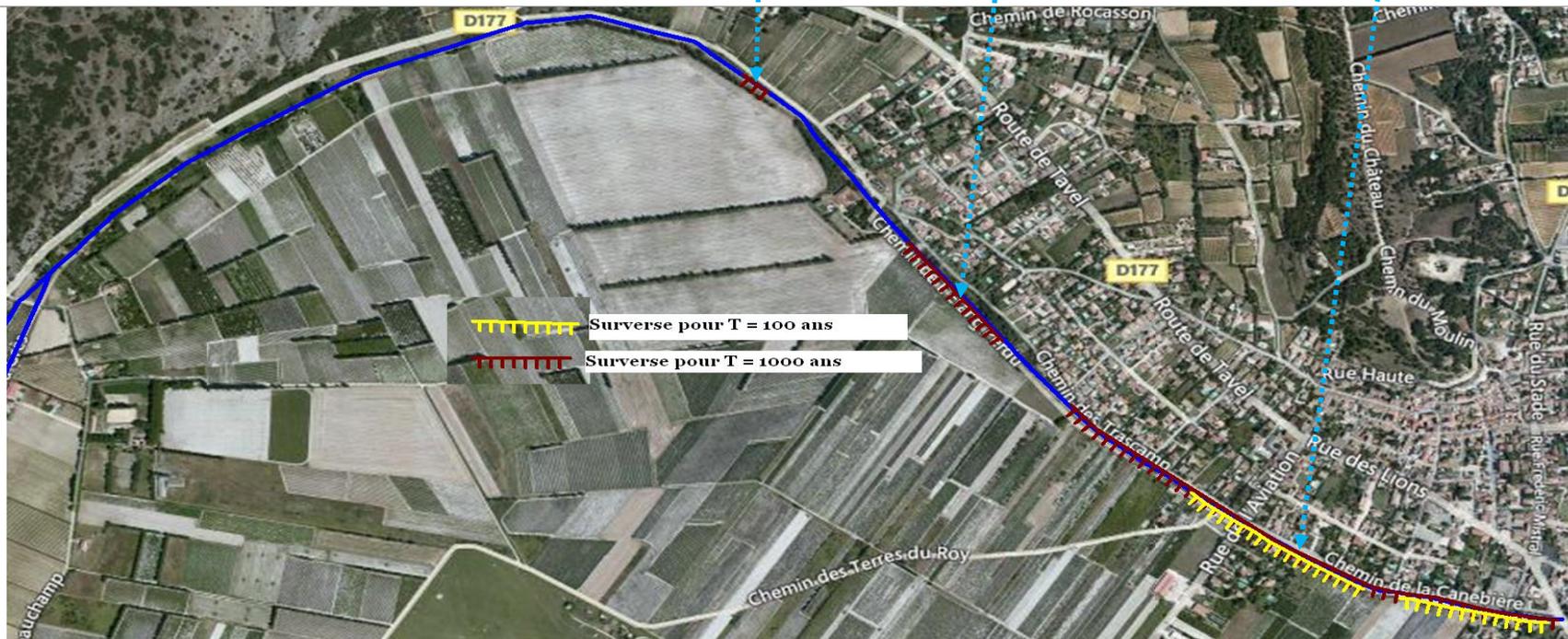
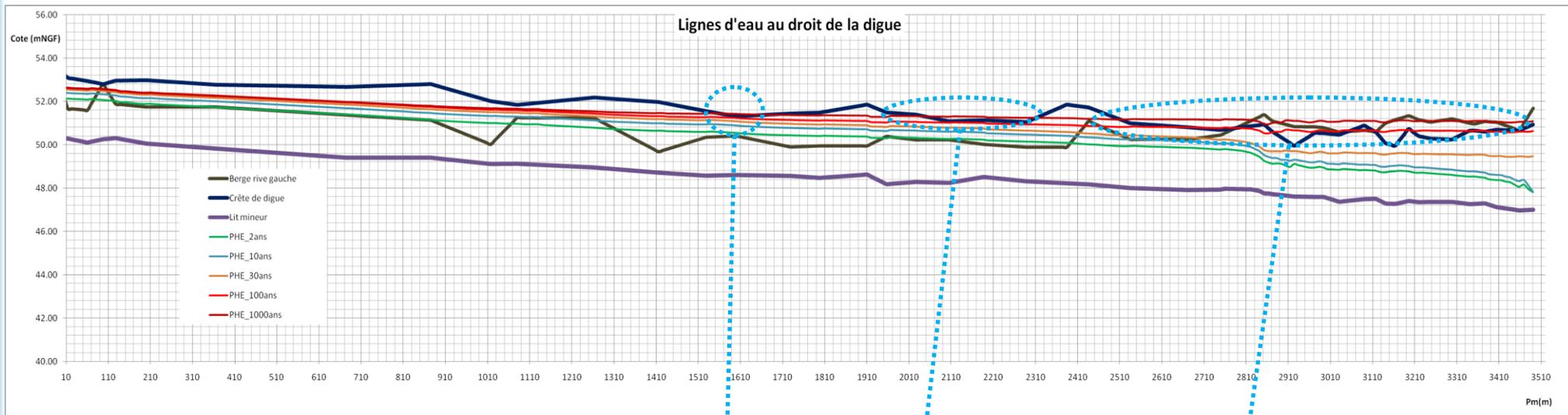


Figure 4-1 : Maillage en 1D du système roubine+digue

A. VARIATION DES PHE LE LONG DE LA ROUBINE

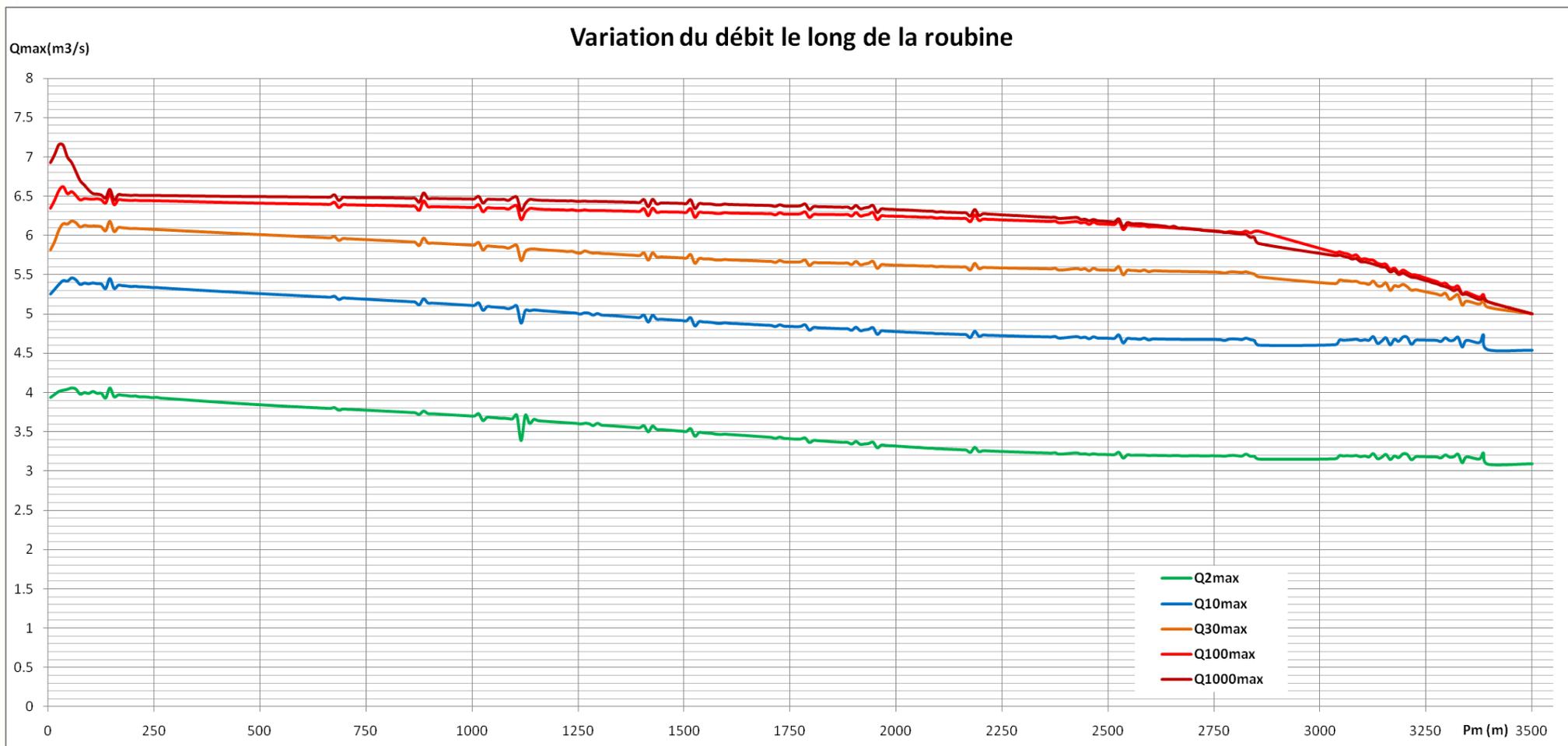
Les lignes d'eau ont été calculées le long de la roubine pour chaque occurrence étudiée.

Des surverses en crête de digue ou muret (rive droite du canal bétonné) sont notées pour les occurrences, centennale et millénaire. La cartographie des lignes d'eau, la localisation des zones de surverses et le calcul des revanches de sécurité sont donnés ci-dessous :

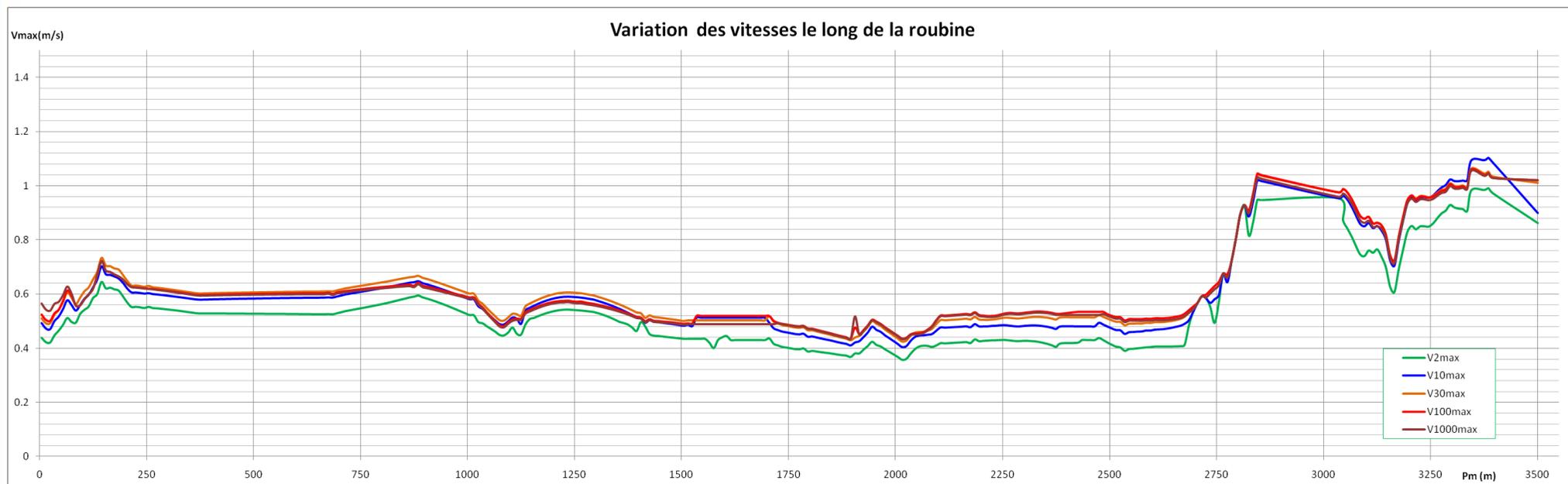


Digue du Grès			T = 2ans		T = 10 ans		T = 30 ans		T = 100 ans			T = 1000 ans		
Profils	Pm (m)	Crête de digue	PHE_2ans	Revanche de sécurité (cm)	PHE_10ans	Revanche de sécurité (cm)	PHE_30ans	Revanche de sécurité (cm)	PHE_100ans	Revanche de sécurité (cm)	Lame d'eau déversante (cm)	PHE_1000ans	Revanche de sécurité (cm)	Lame d'eau déversante (cm)
PT10	0.00	52.93	52.14	79.5	52.41	51.89	52.55	38.01	52.63	29.65	0	52.65	27.55	0
PT11	51.42	53.21	52.09	112.23	52.36	84.79	52.50	71.07	52.58	62.74	0	52.60	60.87	0
PT12	69.93	53.13	52.11	102.41	52.38	75.12	52.52	61.42	52.60	53.03	0	52.62	51.15	0
PT13	107.62	52.94	52.04	89.6	52.32	62.21	52.46	48.3	52.54	39.63	0	52.56	37.58	0
PT14	148.56	52.73	51.95	77.89	52.23	50.38	52.37	36.31	52.46	27.41	0	52.48	25.28	0
PT15	179.74	52.96	51.89	107.06	52.17	79.22	52.31	64.96	52.40	55.85	0	52.42	53.67	0
PT16	252.06	52.97	51.83	114.23	52.11	86.2	52.25	71.82	52.35	62.43	0	52.37	60.16	0
PT17	415.41	52.75	51.67	107.85	51.96	79.22	52.11	64.45	52.21	54.4	0	52.23	51.99	0
PT18	725.32	52.67	51.33	133.53	51.64	103.13	51.79	87.53	51.91	76.28	0	51.94	73.35	0
PT19	915.90	52.80	51.09	171.38	51.42	138.01	51.59	121.5	51.71	109.35	0	51.76	104.34	0
PT20	1059.24	52.01	50.97	104.13	51.31	69.9	51.48	53.17	51.60	40.7	0	51.67	34.12	0
PT21	1120.69	51.84	50.94	89.67	51.29	55.48	51.45	38.67	51.58	26.1	0	51.65	18.88	0
PT22	1303.61	52.18	50.72	145.57	51.07	110.51	51.26	92.49	51.39	78.52	0	51.51	67.36	0
PT23	1456.78	51.97	50.61	135.79	50.97	100.33	51.15	82.15	51.30	67.43	0	51.44	52.55	0
PT24	1569.25	51.55	50.58	97.22	50.93	61.83	51.11	43.69	51.27	28.22	0	51.44	10.74	0
PT25	1639.52	51.31	50.49	81.99	50.85	46.48	51.03	28.34	51.20	11.33	0	51.40	0	9.2
PT26	1689.21	51.84	50.45	138.87	50.80	103.53	50.99	85.48	51.16	67.57	0	51.38	45.68	0
PT27	1768.02	51.43	50.41	101.83	50.76	66.82	50.94	48.95	51.13	30.1	0	51.36	6.99	0
PT28	1838.41	51.43	50.40	103.21	50.75	68.47	50.92	50.72	51.12	31.07	0	51.36	7.07	0
PT29	1947.35	51.69	50.30	138.65	50.65	104.14	50.82	86.51	51.04	65.45	0	51.29	40.11	0
PT30	1996.20	51.49	50.33	116.15	50.67	81.75	50.85	64.18	51.07	42.2	0	51.33	16.14	0
PT31	2065.47	51.39	50.29	110.38	50.63	75.99	50.81	58.45	51.04	35.25	0	51.31	8.3	0
PT32	2146.15	51.08	50.26	82.38	50.60	48.19	50.77	30.81	51.02	5.62	0	51.31	0	22.62
PT33	2227.99	51.13	50.18	95.22	50.52	61.29	50.69	44.05	50.97	16.49	0	51.26	0	13.01
PT34	2327.19	50.99	50.12	87.1	50.46	53.48	50.63	36.41	50.93	5.67	0	51.24	0	25.34
PT35	2425.92	51.85	50.02	182.55	50.36	149.17	50.53	132.15	50.88	97.29	0	51.20	64.8	0
PT36	2475.73	51.71	49.97	174.05	50.30	140.92	50.47	123.97	50.85	86.27	0	51.18	52.69	0
PT37	2574.42	50.94	49.92	102.05	50.24	69.82	50.41	52.92	50.83	10.71	0	51.18	0	24.22
PT38	2711.19	50.80	49.82	97.9	50.12	68.3	50.29	51.48	50.79	0.91	0	51.16	0	35.97
PT39	2790.31	50.60	49.74	86.44	50.01	58.66	50.18	42.32	50.77	0	17.31	51.16	0	56.01
PT40	2963.55	49.63	48.93	69.51	49.20	43.49	49.61	1.81	50.59	0	96.48	51.03	0	140.19
PT41	3012.01	50.54	48.87	167.49	49.13	140.95	49.60	93.54	50.62	0	8.09	51.06	0	52.11
PT42	3030.58	50.53	48.84	168.69	49.11	141.98	49.61	92.23	50.63	0	9.74	51.07	0	53.79
PT43	3247.04	50.72	48.68	203.73	48.94	178.5	49.57	114.51	50.66	6.34	0	51.10	0	38.35
PT44	3267.49	50.40	48.65	175.06	48.90	149.95	49.56	83.9	50.65	0	24.79	51.10	0	69.55
PT45	3298.16	50.28	48.61	167.02	48.86	141.93	49.56	72.04	50.66	0	37.55	51.10	0	82.35
PT46	3352.10	50.24	48.53	170.91	48.78	146.15	49.54	69.51	50.66	0	41.53	51.10	0	86.46
PT47	3395.01	50.64	48.39	225.34	48.63	200.71	49.48	116.26	50.60	3.98	0	51.05	0	41.09
PT48	3404.47	50.65	48.37	228.06	48.62	203.48	49.48	116.96	50.60	4.63	0	51.05	0	40.43
PT49	3425.83	50.60	48.30	230.32	48.54	206.07	49.45	115.02	50.58	1.78	0	51.03	0	43.37
PT50	3457.86	50.81	48.06	275.07	48.33	248.12	49.47	134.18	50.61	20.04	0	51.06	0	25.01
PT51	3509.00	50.65	47.81	283.82	47.84	280.64	49.47	117.65	50.63	1.59	0	51.09	0	43.78

B. VARIATION DES DEBITS MAXIMA LE LONG DE LA ROUBINE



C. VARIATION DES VITESSES MAXIMA LE LONG DE LA ROUBINE



D. CONCLUSION SUR LES RESULTATS DU MODELE 1D

A l'issu de la modélisation 1D de la roubine du Grès avec la digue en rive droite, les résultats peuvent être analysés comme ci-dessous :

- *Surverse en crête de digue (rive droite)* : La surverse débute avec la crue centennale sur deux secteurs, en amont de l'ouvrage (OGR5) sur le Tronçon 4 et se poursuit tout au long du tronçon 5. Pour la crue milléniale, une surverse a eu lieu à la fin du Tronçon 1 (point bas localisé lors de la VTA), au milieu du Tronçon 2 et sur l'ensemble des Tronçons 3, 4, 5 et 6.
- *Débit évacué* : Le débit se stabilise au tour de 6 à 6.5m³/s dans le fossé en terre et décroît linéairement dans le canal bétonné de 6m³/s à 5m³/s (capacité du tunnel du Grès). La capacité du canal bétonné (Tronçon 4, 5 et 6) dépasse largement ces valeurs mais ce dernier est limité par le tunnel du Grès (5m³/s). Cette situation provoque une montée des eaux dans la roubine en amont du tunnel et des déversements par la suite sur les deux berges.
- *Vitesses* : Les vitesses maxima mesurées oscillent entre 0.4m/s et 0.7m/s dans le fossé en terre et se situe au tour des 1m/s dans le canal bétonné.

4.1.5 EVALUATION DES SITUATIONS D'INONDATION DU VAL PROTEGE

Pour évaluer les cas de franchissements et d'inondation du val protégé, des simulations en plan au moyen de RUBAR 2D ont été faites. Le modèle 2D consiste à faire un maillage de la plaine inondable du val protégé. Les profils en travers tirés du levé topographique y sont intégrés dans le maillage 2D. Les résultats pour les différentes occurrences statistiques simulées sont donnés ci-dessous.

Pour chaque occurrence, les cartographies fournies correspondent aux valeurs maxima (enveloppes) obtenues durant toute la situation de crue étudiée.

En effet, le niveau de sécurité des personnes peut être défini comme le niveau à partir duquel le seuil de son déplacement devient critique. Ce seuil de déplacement donné en fonction de la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement de l'eau semble être un critère pertinent. La grille d'aléas donnée dans le tableau 1 ci-dessous, tirée des *PPRI du fleuve Rhône et de ses affluents à crue lente. Doctrine commune – DREAL Rhône Alpes (2006)*, permet d'apprécier le niveau de sécurité des personnes.

L'atteinte du niveau de sécurité correspond au passage en aléa fort.

Vitesse Hauteur d'eau	$V < 0,5$ m/s	$0,5 < V < 1$ m/s	$1 < V$ m/s
$H < 50$ cm	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa très fort
$0,5$ m $< H < 1$ m	Aléa moyen	Aléa fort	Aléa très fort
1 m $< H$	Aléa très fort	Aléa très fort	Aléa très fort

Les limites des terrains inondables et les vitesses des écoulements sont données par le **code couleur vert**, pour lequel la hauteur d'eau et la vitesse sont respectivement inférieures à 15cm et 15cm/s.

Le danger pour les infrastructures et la mobilité des personnes, dans la zone inondée, est

identifié dans les zones où l'on obtient une hauteur d'eau supérieure à 0.50m (hauteur dite critique) et/ou une vitesse de propagation supérieure à 0.50m/s (vitesse critique). Ces zones sont identifiées à partir du **code couleur orange**.

Les résultats du modèle 2D sont cartographiés ci-dessous pour :

- ✓ La situation de crue sans rupture de digue ;
- ✓ La situation de crue avec rupture de digue au droit de la ferme saint Hugues (Brèche B1) ;
- ✓ La situation de crue avec rupture du muret du canal au droit des habitations au sud de Pujaut (Brèche B2)

Le choix des brèches B1 et B2 est déterminé par la présence des enjeux et la vulnérabilité des ouvrages.



Figure 4-2 : Position brèche B1 – Tronçon 2-Ferme Saint Hugues

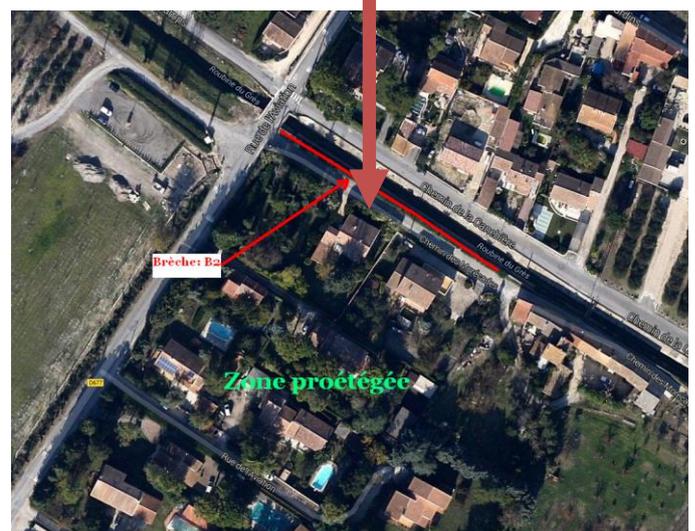


Figure 4-3 : Position de la brèche B2- Tronçon 5 : Muret du canal- chemin des Morécades x Rue de l'Aviation

Commentaire des résultats du modèle 2D :

- ✓ La situation de crue sans rupture de digue ;

La modélisation est effectuée à l'état actuel sans rupture de digue. Les zones de surverse sur la digue du Grès sont celles identifiées dans la simulation 1D. La surverse intervient donc pour les occurrences centennale et millénaire. Les cartographies N°002 à 0006 correspondent à l'état d'inondation de l'étang de Pujaut pour les occurrences 2, 10, 30, 100 et 1000ans respectivement.

La cote d'inondation de l'étang en fonction de l'occurrence est donnée ci-dessous :

Occurrences	T = 2 ans	T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans	T = 1000 ans
PHE_étang	44.55 mNGF	44.56 mNGF	44.71 mNGF	45.22 mNGF	45.80 mNGF

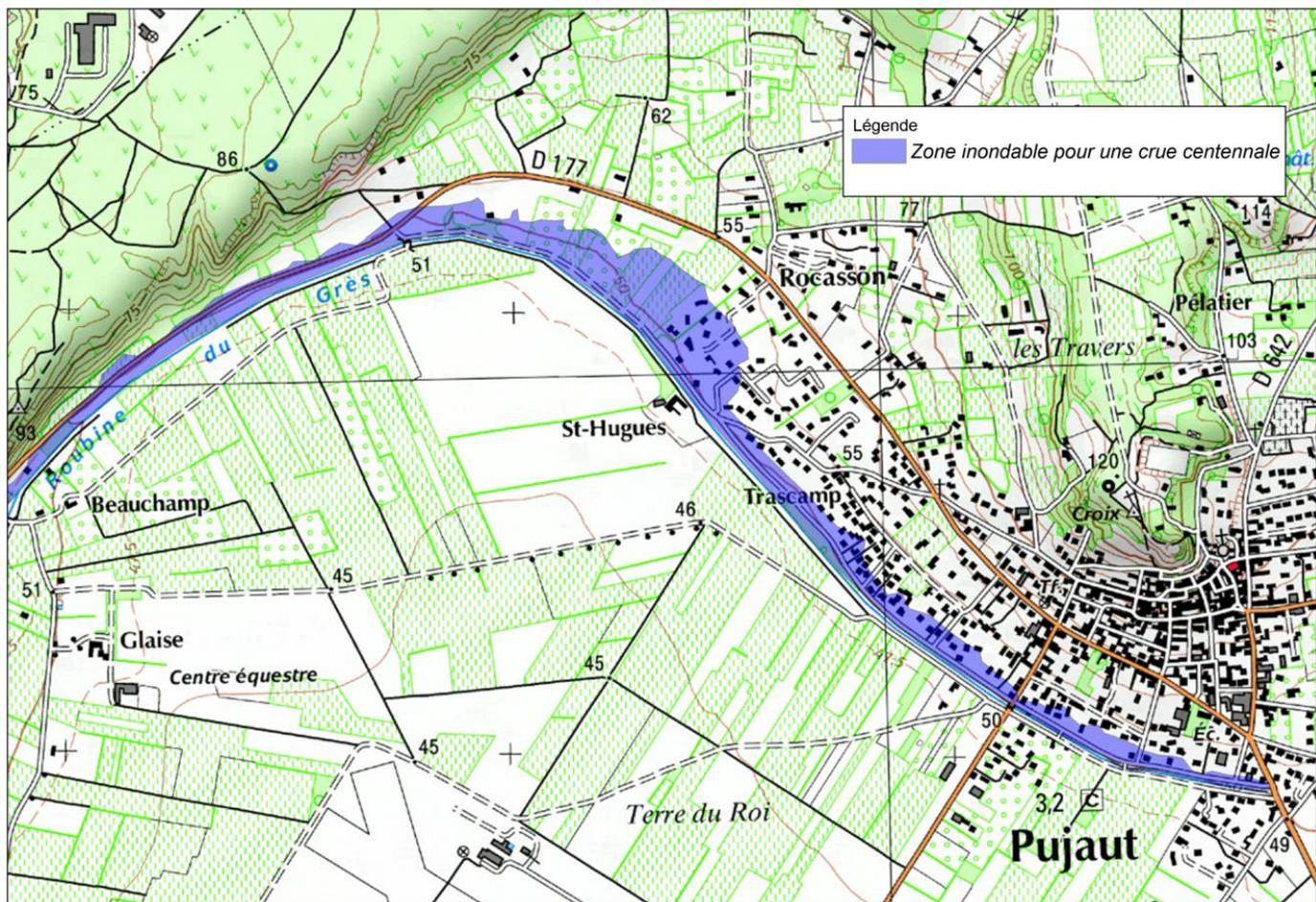


Figure 4-4 : Zone inondable en rive gauche pour la cote d'eau, dans la roubine du Grès, de la crue centennale

- ✓ La situation de crue avec rupture de digue au droit de la ferme saint Hugues (Brèche B1)

Une brèche est provoquée au droit de la ferme Saint Hugues (B1). La rupture est progressive et l'élargissement de la brèche est calculé au cours de la simulation.

Les cartographies N°007 à 011 correspondent à l'état d'inondation de l'étang de Pujaut pour les occurrences 2, 10, 30, 100 et 1000ans respectivement.

Les cotes d'inondations de l'étang de Pujaut et les caractéristiques de la brèche sont données ci-dessous :

Occurrences	T = 2 ans	T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans	T = 1000 ans
Largeur de Brèche ouverte	66m	92m	94m	100m	100m
Q_{\max} (m ³ /s) libéré	26.28	27.26	30.61	36.50	51.42
PHE_étang	44.62 mNGF	44.63 mNGF	44.77 mNGF	45.26 mNGF	45.86 mNGF

- ✓ La situation de crue avec rupture du muret du canal au droit des habitations au sud de Pujaut (Brèche B2)

Une brèche est provoquée au droit des habitations au contrebas du canal bétonné *chemin des Morécades x Rue de l'Aviation* (B2). La rupture du mur est quasi brutale du fait qu'il soit constitué d'un ensemble homogène. La brèche est ouverte sur la longueur totale prévue (100m) quel que soit le scénario. La hauteur du mur est toutefois faible (de l'ordre de 30 à 50cm).

Les cartographies N°0012 à 016 correspondent à l'état d'inondation de l'étang de Pujaut pour les occurrences 2, 10, 30, 100 et 1000ans respectivement.

Les cotes d'inondations de l'étang de Pujaut et les caractéristiques de la brèche sont données ci-dessous :

Occurrences	T = 2 ans	T = 10 ans	T = 30 ans	T = 100 ans	T = 1000 ans
Largeur de Brèche ouverte	100m	100m	100m	100m	100m
Q_{\max} (m ³ /s) libéré	14.19	22.32	26.85	32.65	40.23
PHE_étang	44.61 mNGF	44.61 mNGF	44.77 mNGF	45.32 mNGF	45.88 mNGF

NB : Pour les cartographies ci-dessous, les zones de code couleur vert « 0 – 15cm » correspondent généralement à des ruissellements dus à l'apport local de pluie. Elles ne sont pas systématiquement à prendre pour des surverses ou des ruptures de digue.

Carte N° 002	
Cartes des surfaces d'inondation	
Situation de crue: Q2	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 17/11/2014	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	

Légende

Légendes des Vitesses

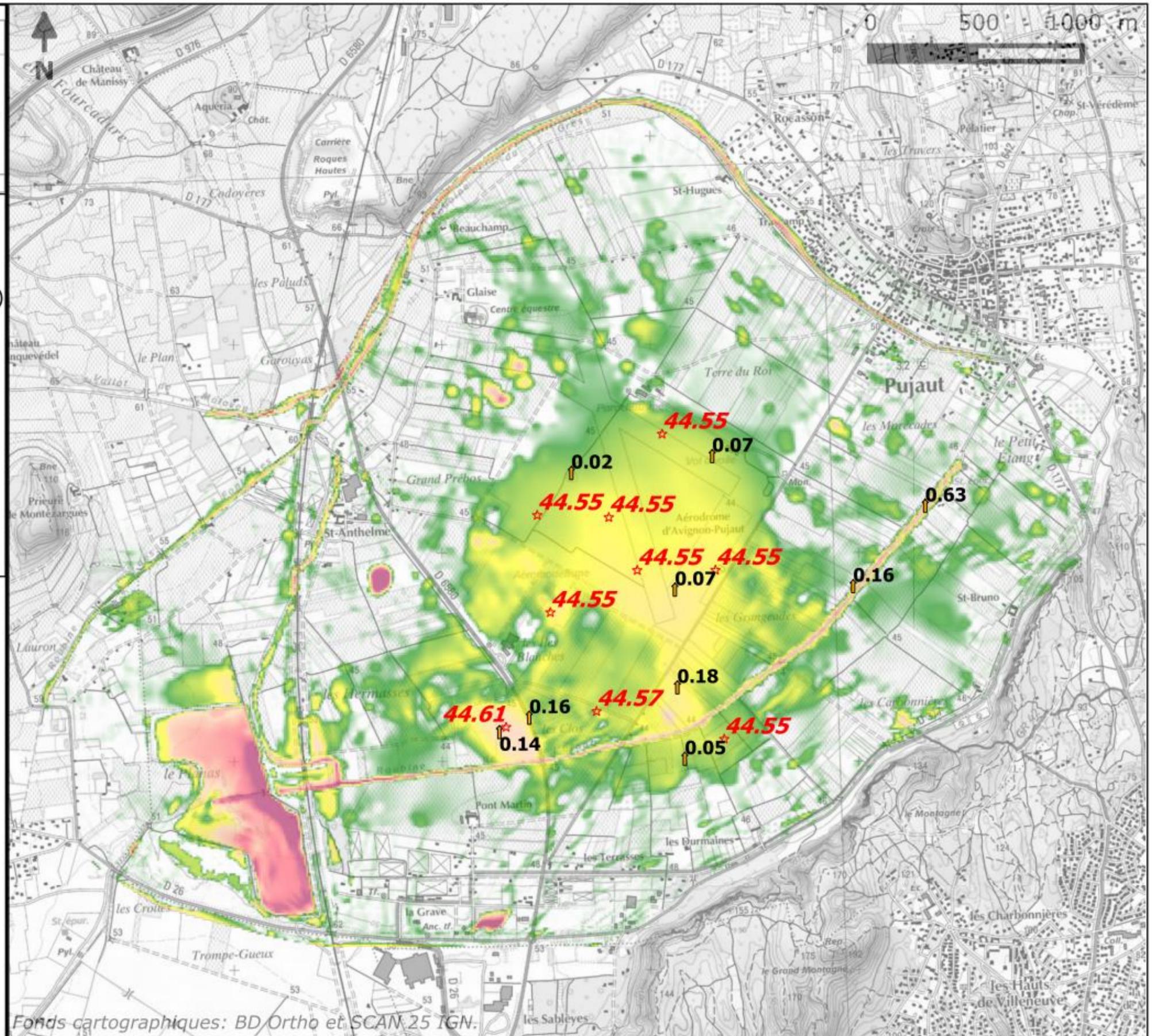
📍 Point remarqu. des Vitesses (m/s)

Légende de PHE

☆ Point remarqu. de côte (mNGF)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.

Carte N° 003	
Cartes des surfaces d'inondation	
Situation de crue: statistique Q10	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	

Légende

Légende de PHE

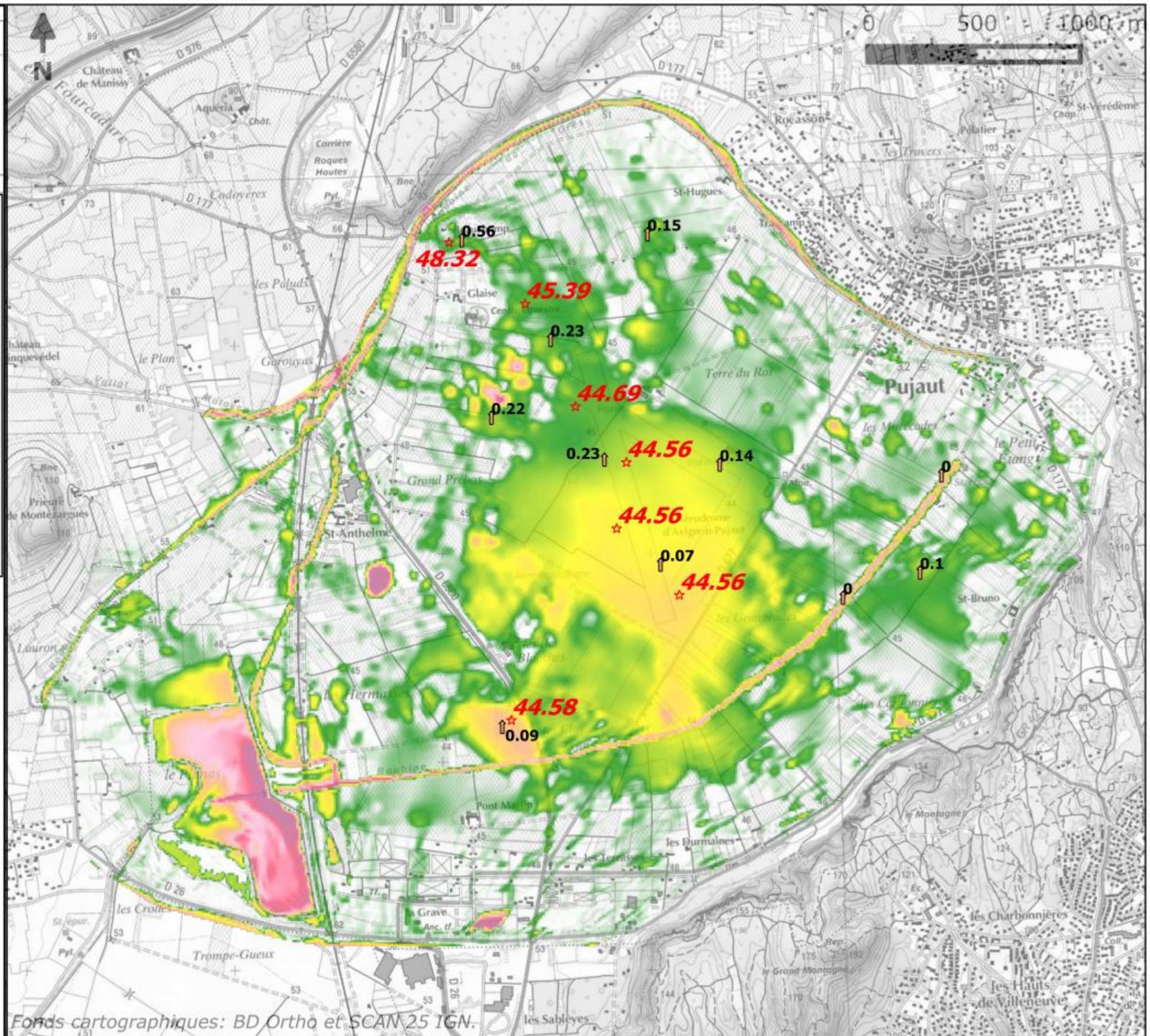
☆ Point remarq. de côte (mNGF)

Légende des Vitesses

↑ Point remarq. des vitesses (m/s)

Légendes des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.

Carte N° 005	
Cartes des surfaces d'inondation	
Situation de crue: statistique Q100	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	

Légende

Légende des PHE

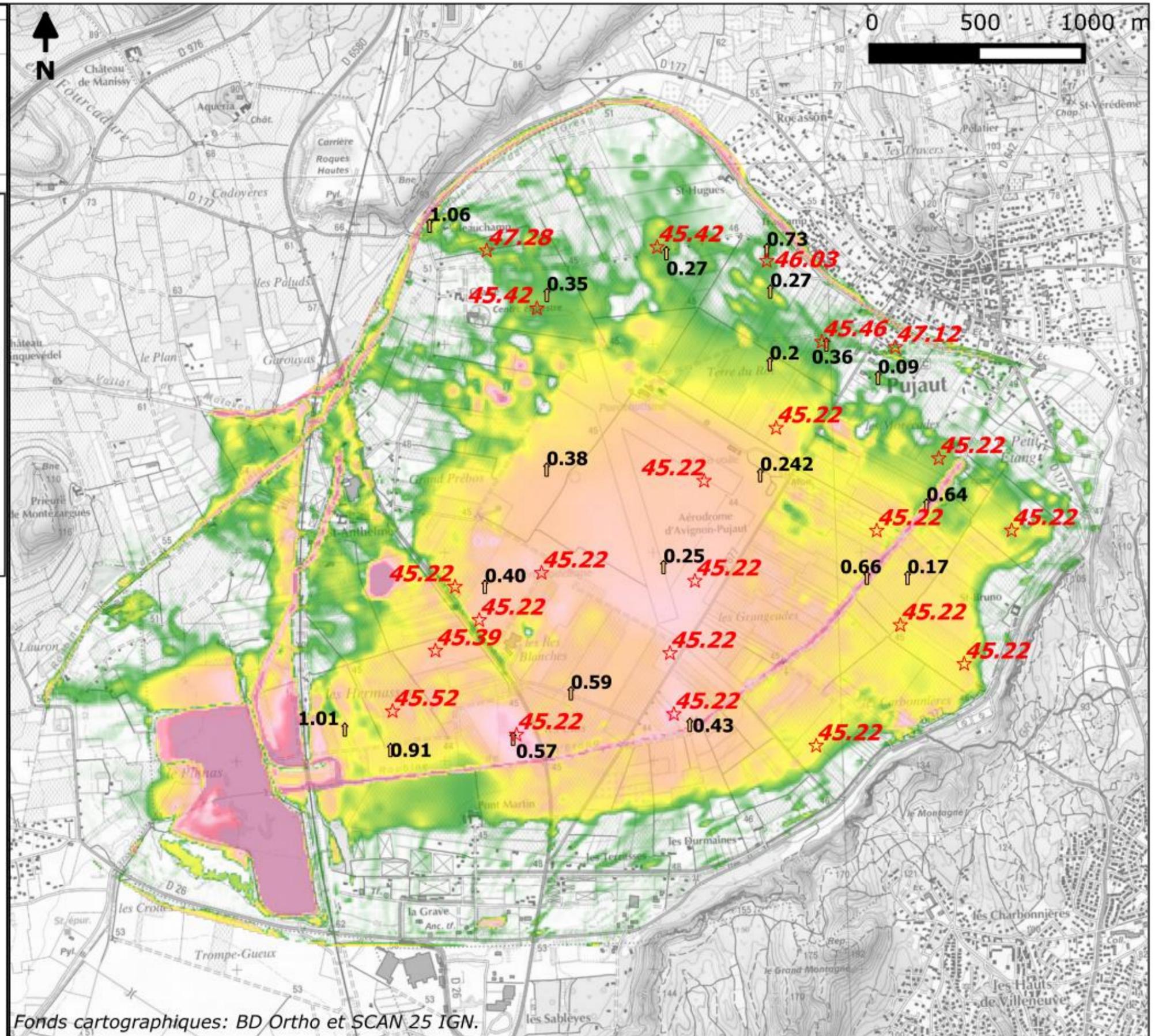
☆ Point remarqu. de côte (mNGF)

Légende des Vitesses

↑ Point remarqu. des vitesses (m/s)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.



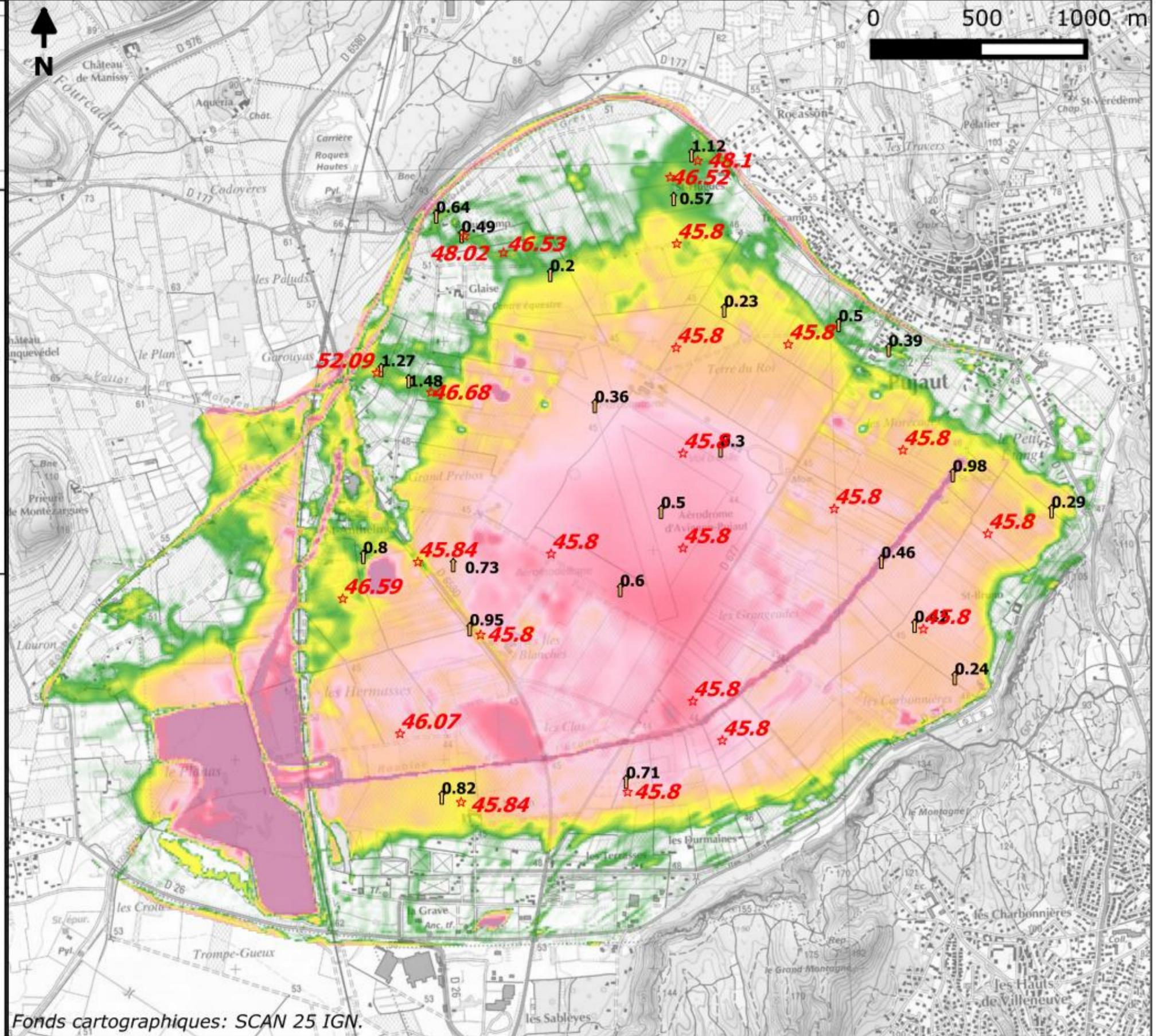
Carte N° 006

Cartes des surfaces d'inondation
Situation de crue: statistique Q1000

Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 19/11/2014	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	

Légende

- Légende de PHE
- ☆ Point remarqu. de côte (mNGF)
- Légende des Vitesses
- ↑ Point remarqu. des Vitesses (m/s)
- Légende des hauteurs d'eau
- 0 à 15cm
 - 15 à 50 cm
 - 0.5 à 1 m
 - 1 à 1.5 m
 - 1.5 à 2m
 - supérieure à 2m



Fonds cartographiques: SCAN 25 IGN.



Carte N° 007	
Cartes des surfaces d'inondation	
AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B1	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	
Situation de crue statistique avec rupture de digue (B1): Q2	

Légende

Légende des Vitesses

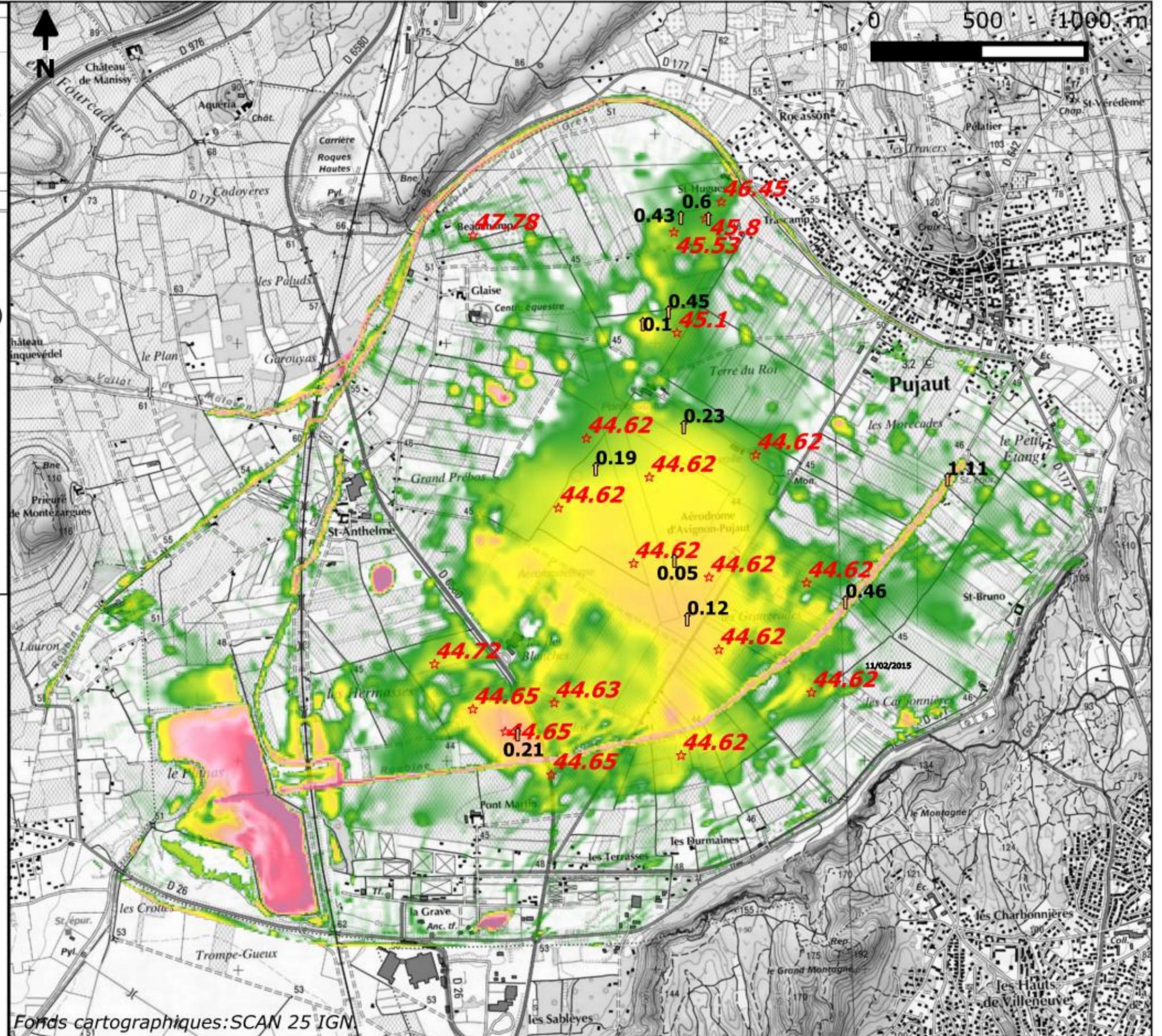
↑ Point remarq. des Vitesses (m/s)

Légende des PHE

☆ Point remarq. de côte (mNGF)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Carte N° 008	
Cartes des surfaces d'inondation AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B1	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	
Situation de crue statistique avec rupture de digue (B1): Q10	

Légende

Légende des Vitesses

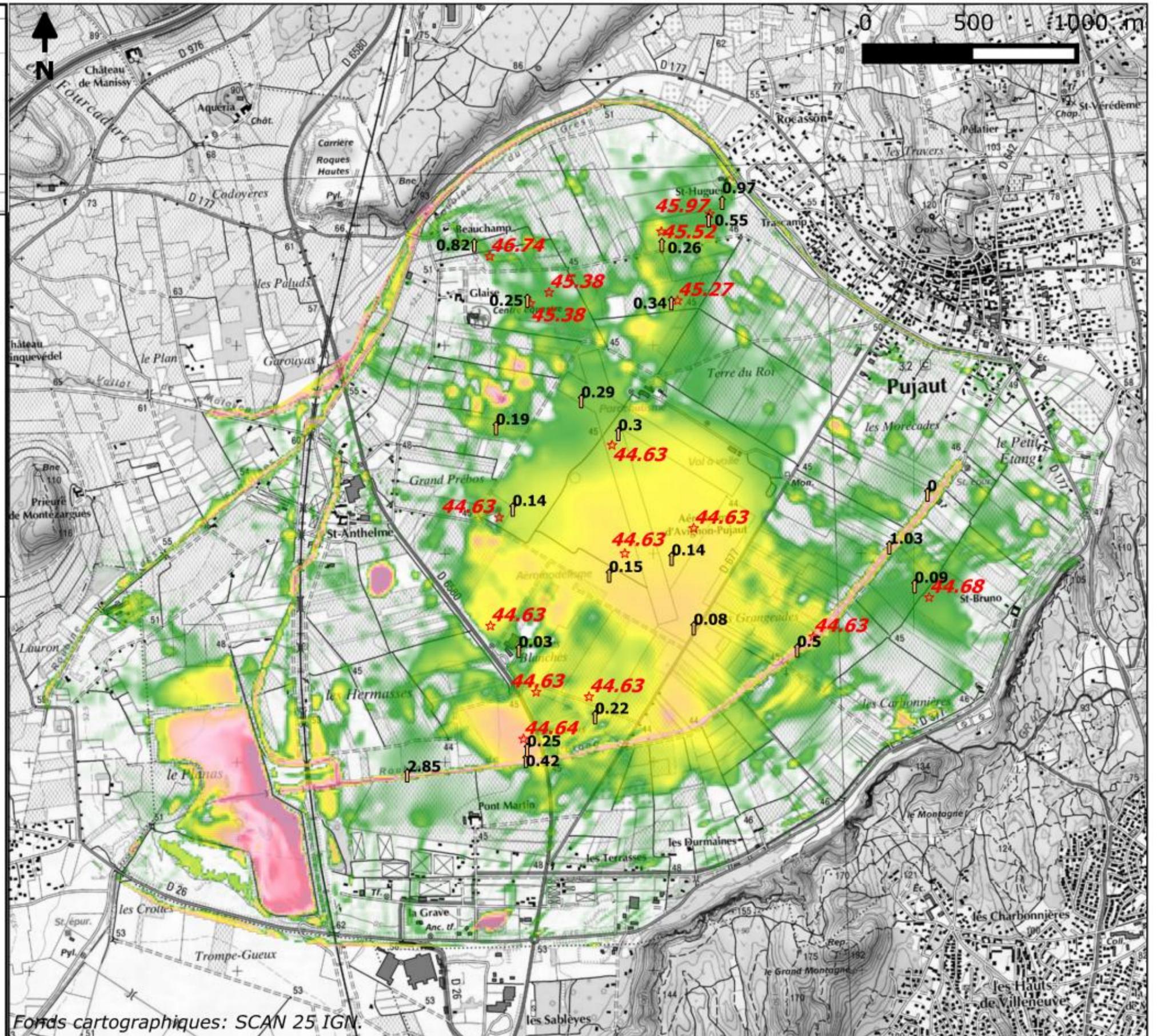
📍 Point remarqu. des Vitesses (m/s)

Légende des PHE

★ Point remarqu. de côte (mNGF)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: SCAN 25 IGN.

Carte N° 009	
Cartes des surfaces d'inondation AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B1	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	
Situation de crue statistique avec rupture de digue (B1): Q30	

Légende

Légende des Vitesses

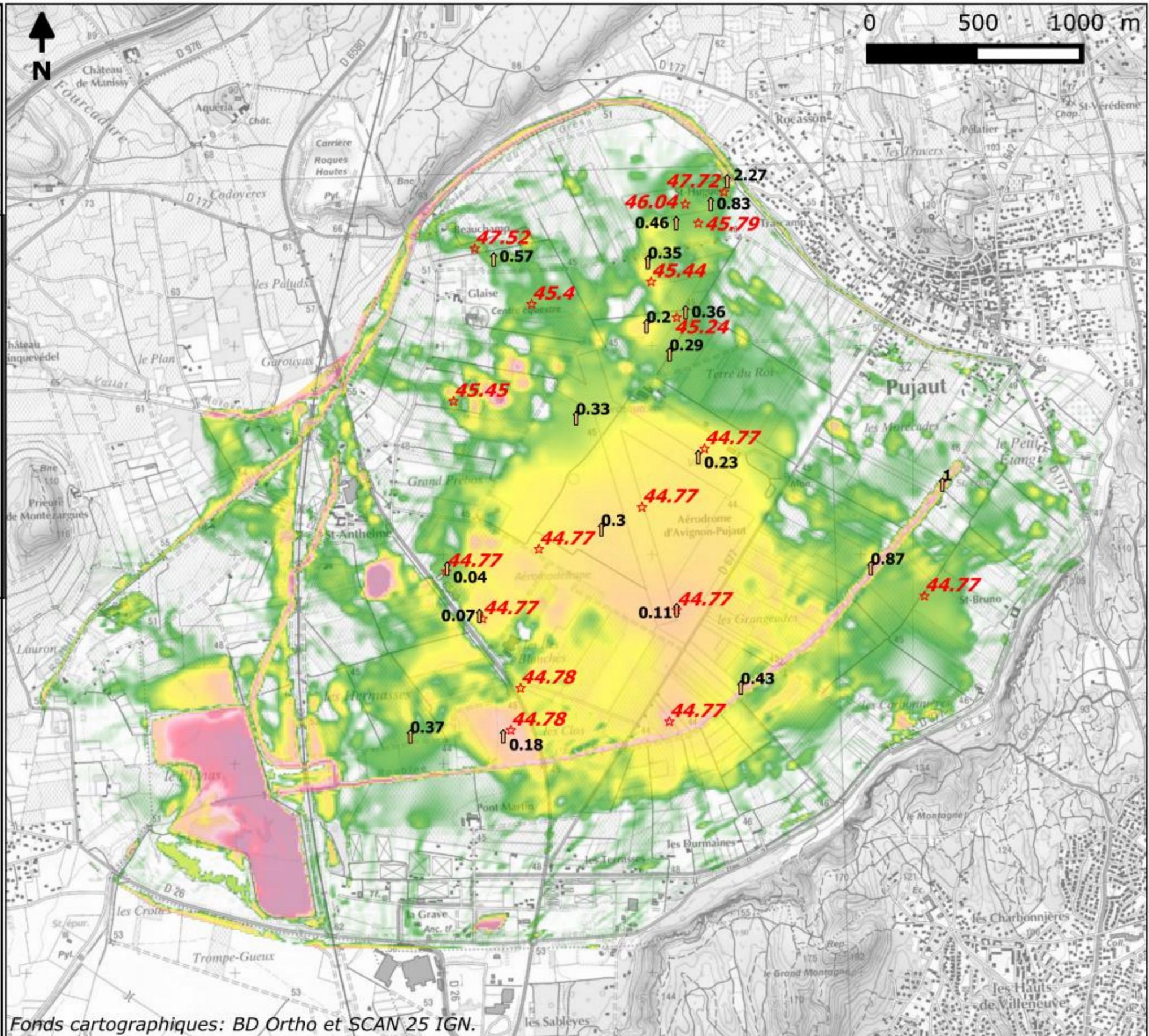
📍 Point remarqu. des Vitesses (m/s)

Légende de PHE

★ Point remarqu. de côte (mNGF)

Légende hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.



Carte N° 010	
Cartes des surfaces d'inondation AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B1	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	
Situation de crue statistique avec rupture de digue (B1): Q100	

Légende

Légende des Vitesses

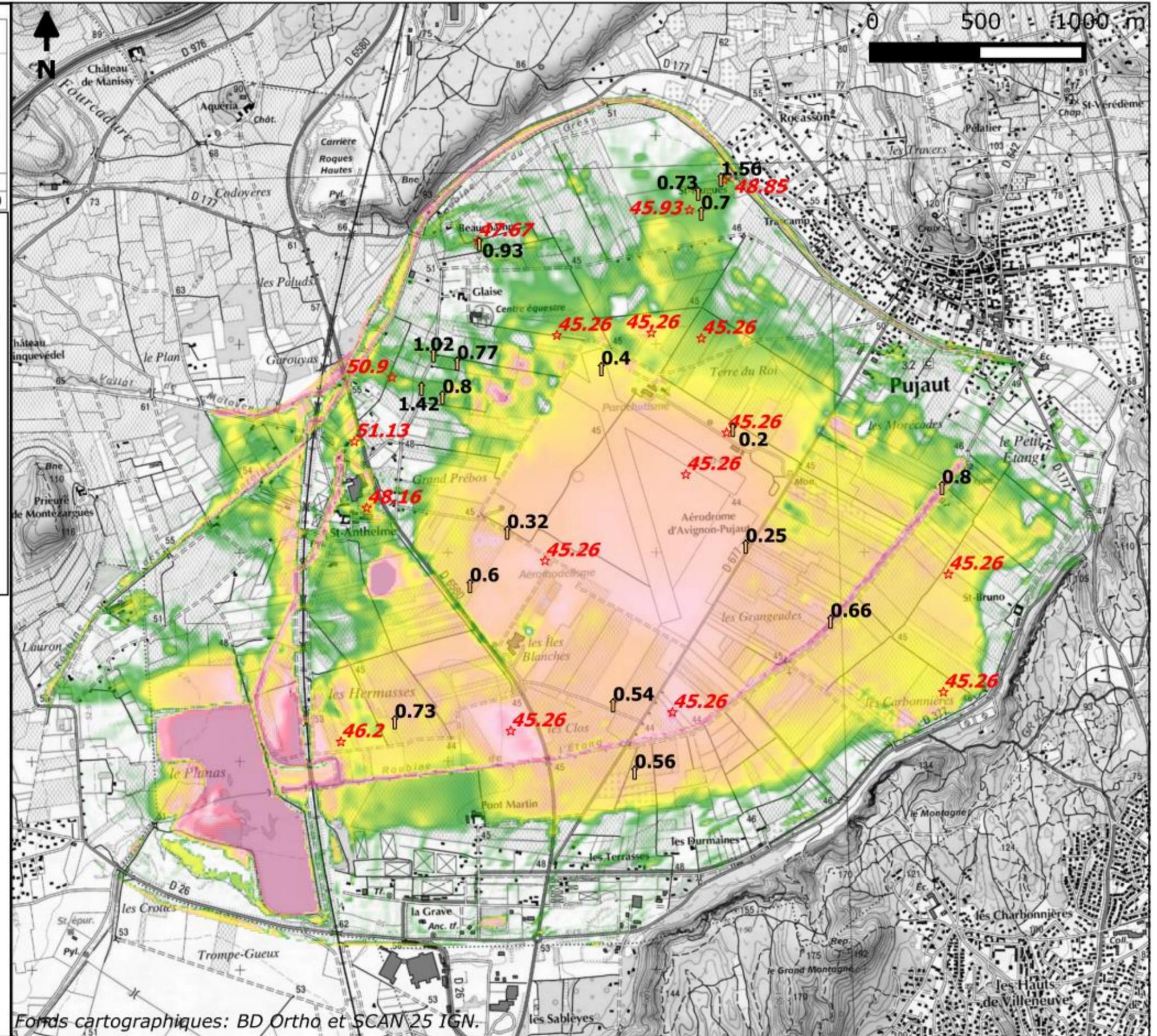
↑ Point remarq. des Vitesses (m/s)

Légende de PHE

☆ Point remarq. de côte (mNGF)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.

Carte N° 011	
Cartes des surfaces d'inondation AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B1	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: CC44	
Situation de crue statistique avec rupture de digue (B1): Q1000	

Légende

Légende de PHE

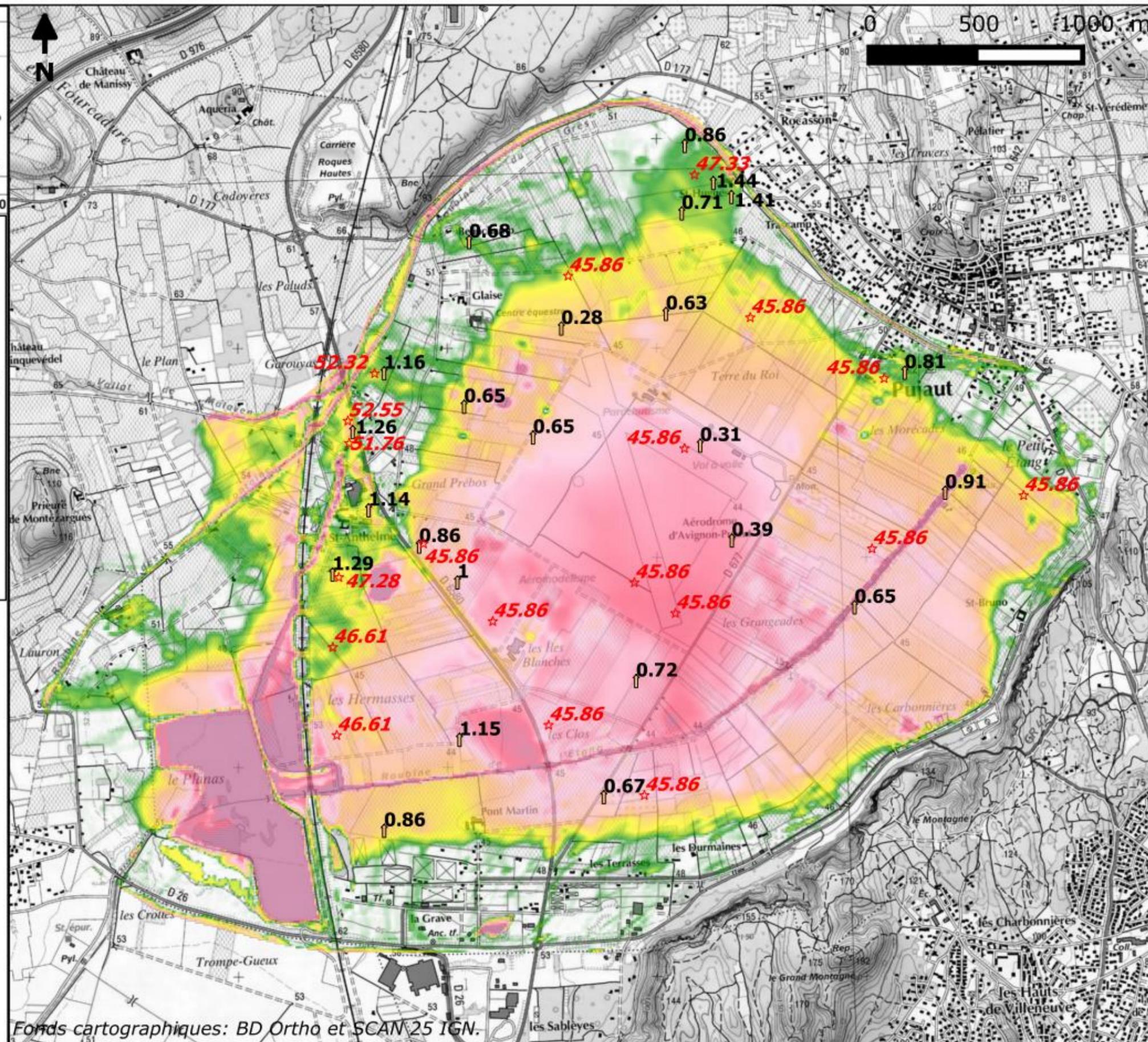
☆ Point remarq. de côte (mNGF)

Légende des Vitesses

📍 Point remarq. des Vitesses (m/s)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.

Carte N° 012

Cartes des surfaces d'inondation
AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B2

Echelle: 1/25 000

Maitre d'Ouvrage: SMABVGR

Date: 12/02/2015

Ouvrage: Digue du Grès

Auteur: SOCOTEC

Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro

Bureau: B1

Version: 2

Dessin: VT

Numéro affaire: 1404M01C1_6

Système de coordonnées: RGF93 / Projection: L. CC44

Situation de crue statistique avec rupture de digue (B2): Q2

Légende

Légende des vitesses

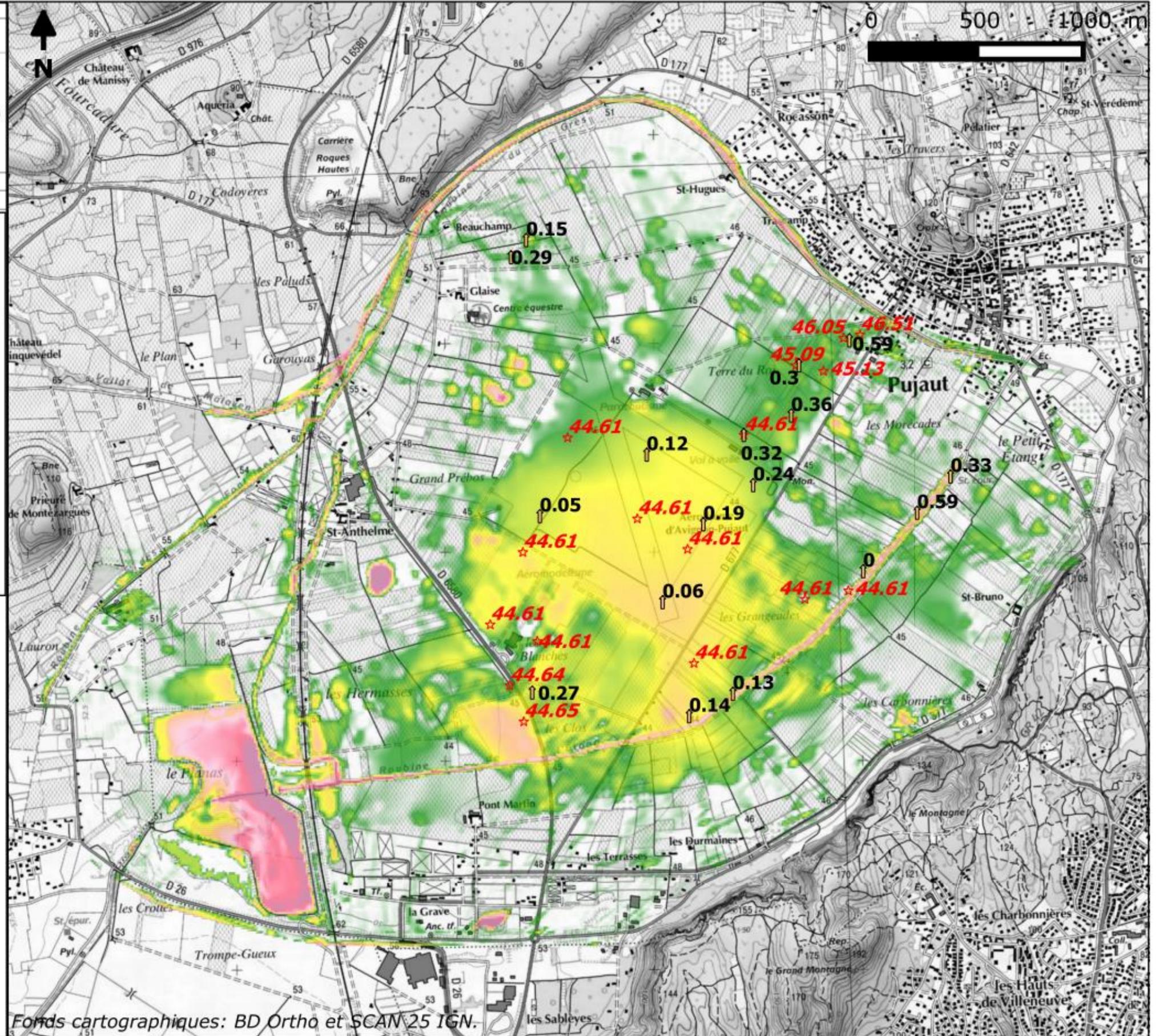
↑ Point remarqu. des vitesses (m/s)

Légende des PHE

★ Point remarqu. de cote (mNGF)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Fonds cartographiques: BD Ortho et SCAN 25 IGN.

Carte N° 013	
Cartes des surfaces d'inondation AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B2	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: L. CC44	
Situation de crue statistique avec rupture de digue (B2): Q10	

Légende

Légende des PHE

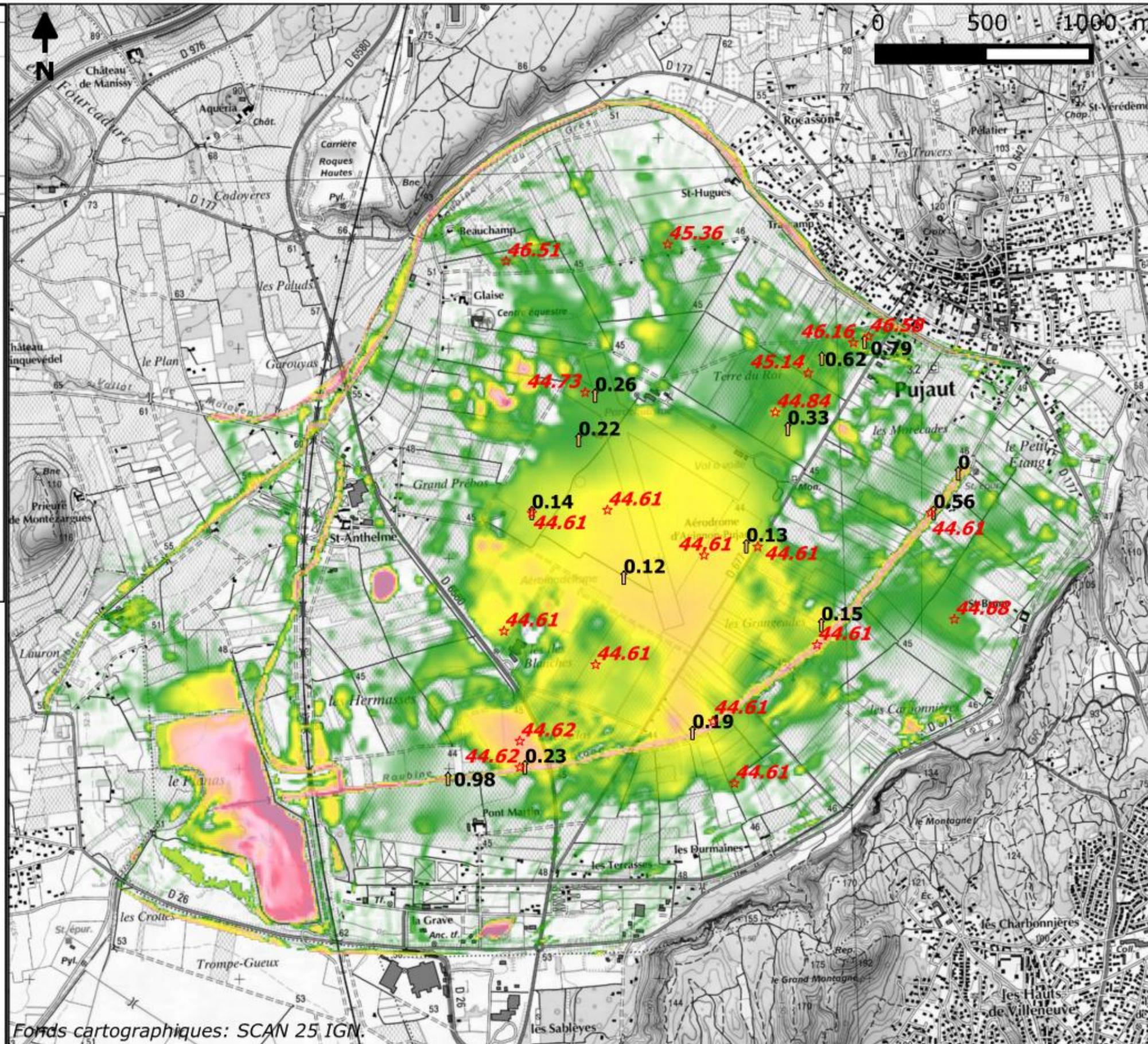
☆ Point remarqu. de côte (mNGF)

Légende des Vitesses

↑ Point remarqu. de vitesses (m/s)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Carte N° 014	
Cartes des surfaces d'inondation AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B2	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 19/11/2014	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: L. CC44	

Situation de crue statistique avec rupture de digue (B2): Q30

Légende

Légende des PHE

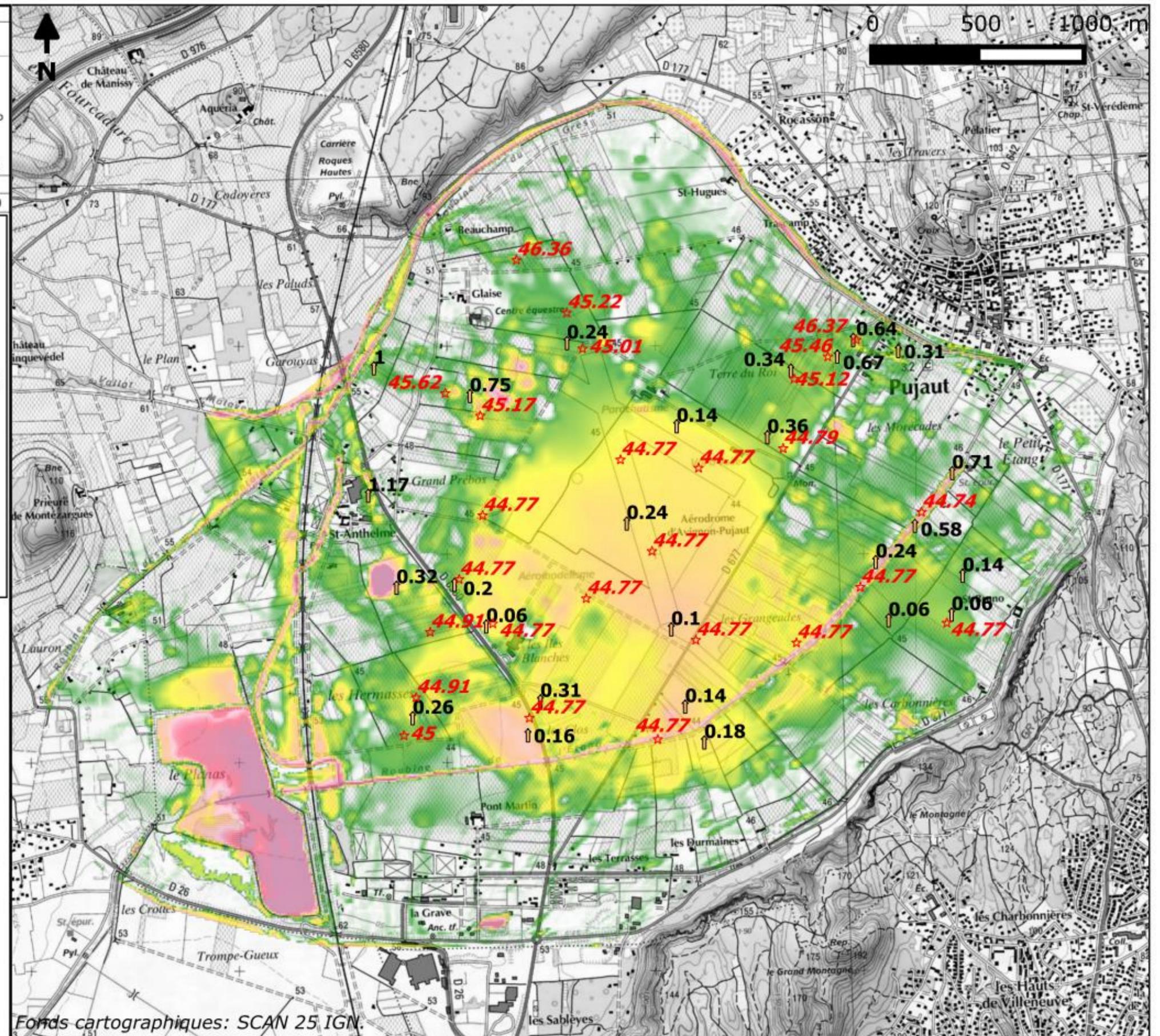
☆ Point remarqu. de côte (mNGF)

Légende des Vitesses

↑ Point remarqu. des vitesses (m/s)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m



Carte N° 016	
Cartes des surfaces d'inondation AVEC RUPTURE DE DIGUE BRECHE B2	
Echelle: 1/25 000	Maitre d'Ouvrage: SMABVGR
Date: 11/02/2015	Ouvrage: Digue du Grès
Auteur: SOCOTEC	Prestations: EDD-AVP-ACB-Hydro
Bureau: B1	Version: 2
Dessin: VT	Numéro affaire: 1404M01C1_6
Système de coordonnées: RGF93 / Projection: L. CC44	

Situation de crue statistique avec rupture de digue (B2): Q1000

Légende

Légende des PHE

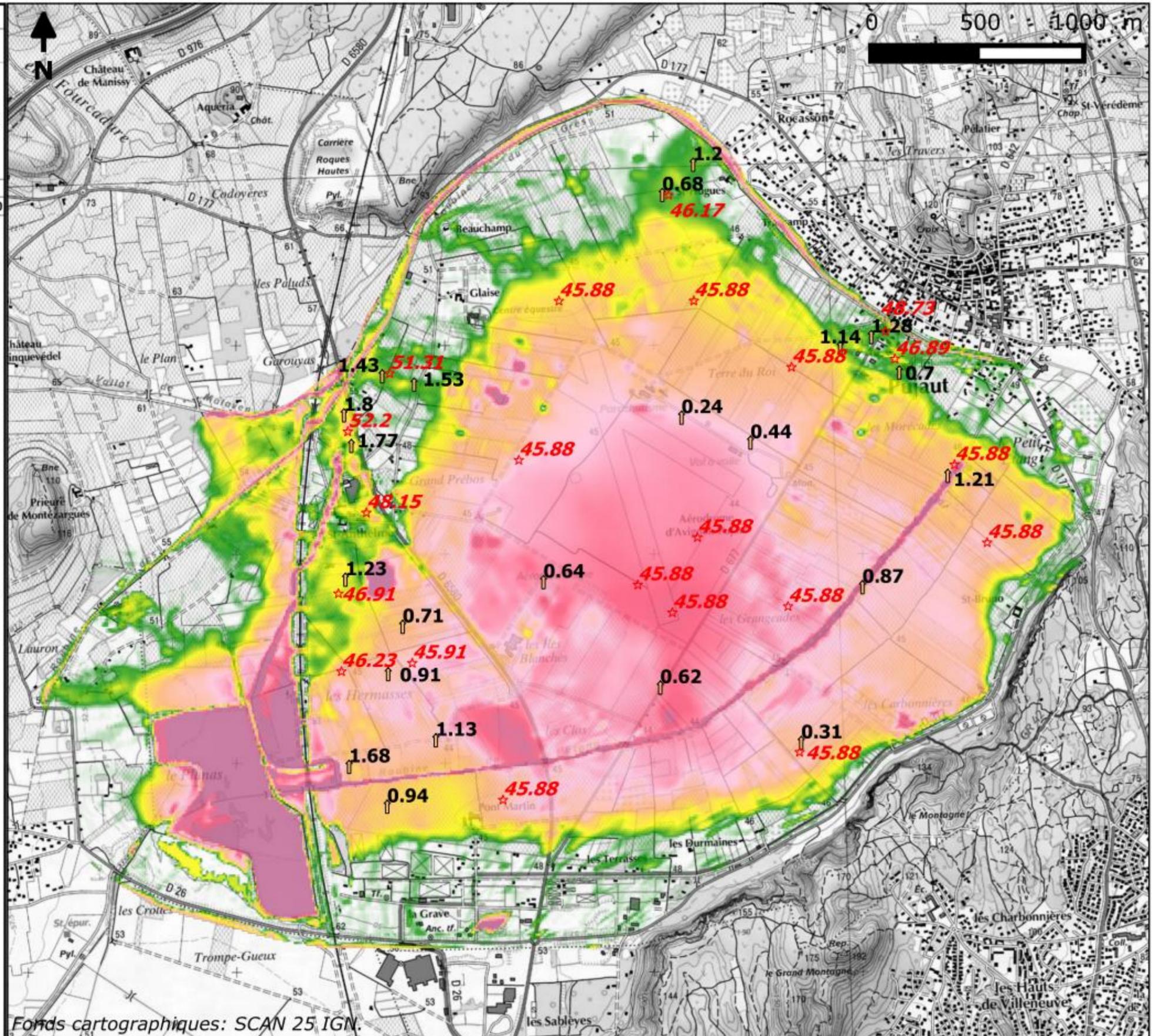
☆ Point remarq. de côte (mNGF)

Légende des Vitesses (m/s)

↑ Point remarq. des vitesses (m/s)

Légende des hauteurs d'eau

- 0 à 15cm
- 15 à 50 cm
- 0.5 à 1 m
- 1 à 1.5 m
- 1.5 à 2m
- supérieure à 2m

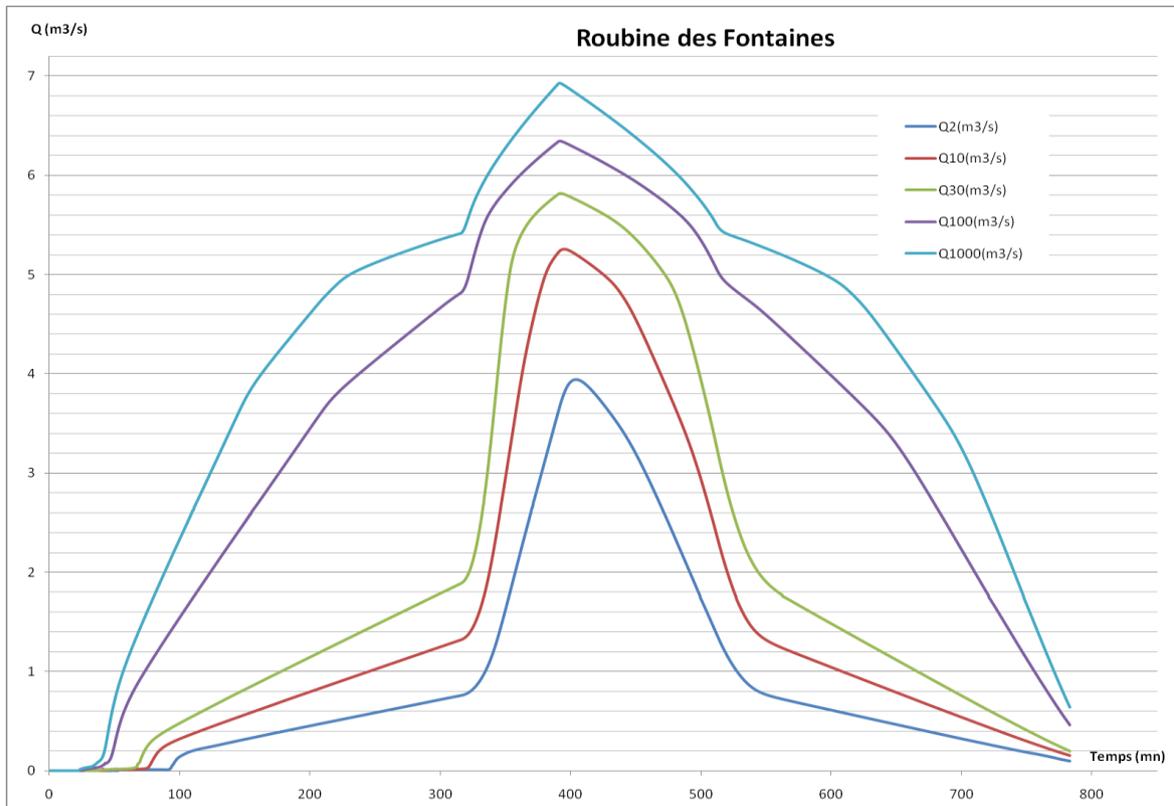


Fonds cartographiques: SCAN 25 IGN.

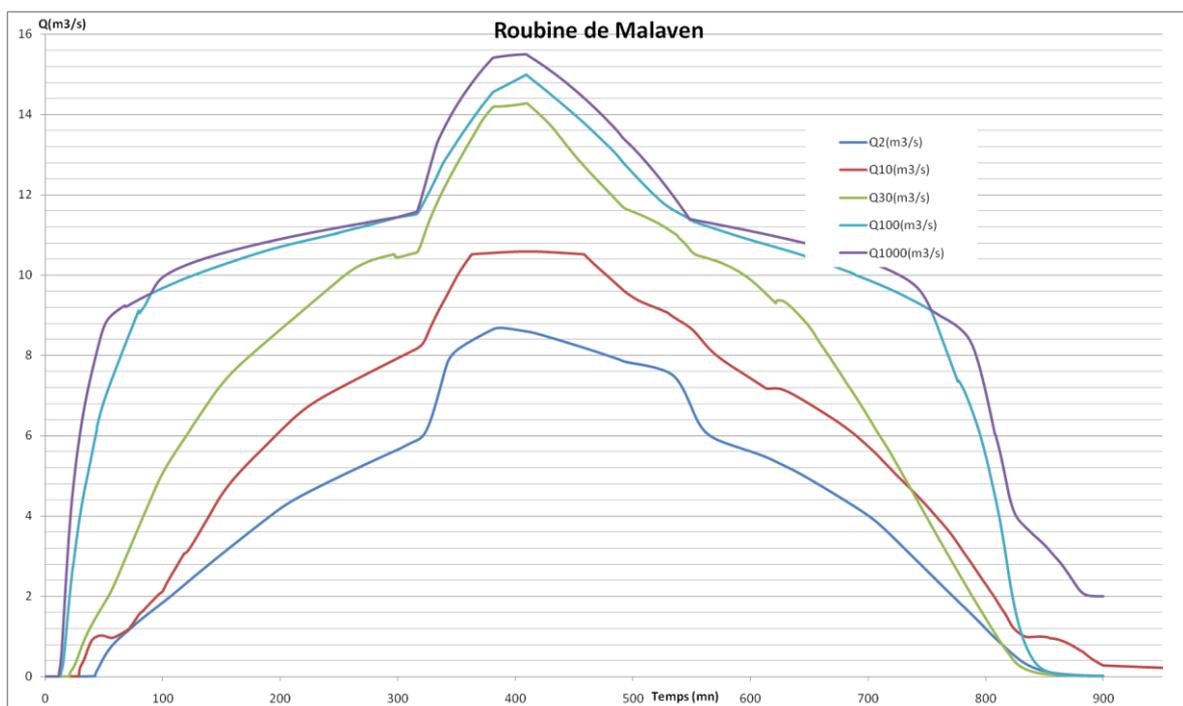


5. Annexe1: Hydrogrammes d'injection en amont du modèle 1D

5.1 A L'ARRIVEE DE LA ROUBINE FONTAINES :



5.2 A L'ARRIVEE DE LA ROUBINE DU MALAVEN :



6. Annexe 2 : Points d'injection et ouvrages hydrauliques

Injection des débits dans le modèle :

Les points d'injection sont donnés sur la carte ci-dessous (en rouge).



Figure 6-1 : Nœuds d'injection, de vidange et ouvrages dans le modèle

Liste des ouvrages : Il s'agit principalement d'ouvrages bétonnés incorporés dans les ruisseaux pouvant réduire leur section et des buses de vidange qui ont un impact non négligeable sur le fonctionnement du système. Le débit de ces ouvrages (orifice rectangulaire, orifice circulaire ou déversoir) est calculé, dans Rubar20. Seules les grandeurs géométriques des ouvrages (hauteur, largeur, diamètre, cote de seuil ...) et le coefficient de débit du seuil dénoyé (compris entre 0.32 et 0.5 selon que le seuil est mal ou bien profilé) pris à 0.4. La notion de seuil dénoyé ou noyé est gérée par le logiciel qui change de formulation au besoin.

Noms ouvrage	Pm(m)	Section (m ²)
OFT14	0	0.3
OFT12	524	1.7
OFT11	730	0.7

OFT10	956	2.5
OFT9	1 160	2.8
OFT8	1 845	3
OFT6	2105	6.9
OFT5	2180	3
OFT4	2245	4.6
OFT3	2305	5.6
OFT2	2475	5
OFT1	2635	6
ML6	0 (Malaven)	3
ML5	115	4
ML4	186	5
ML3	406	-
ML2	570	3.5
ML1	1 373	6
OGE1	Manissy RD6580	3.8
OGR6	750 (Grès)	6
OGR5	190	7
OGR2	1150	5.7
OGR1	1200	1.8
Désignation	Repère	Dimension
Buse de vidange	OV1	Φ1500 (obturé pour un même débit qu'une Φ700)
Buse sous LGV	OV2	Φ1000
Entrée tunnel	OV3	Vidange à 8m ³ /s
Buse	OV4	Φ1000
Déversoir de crue	Dev	113.5m en long
Déversoir de crue	Nord Est	85m

Hydrogrammes des bassins du Planas pour le modèle 2D

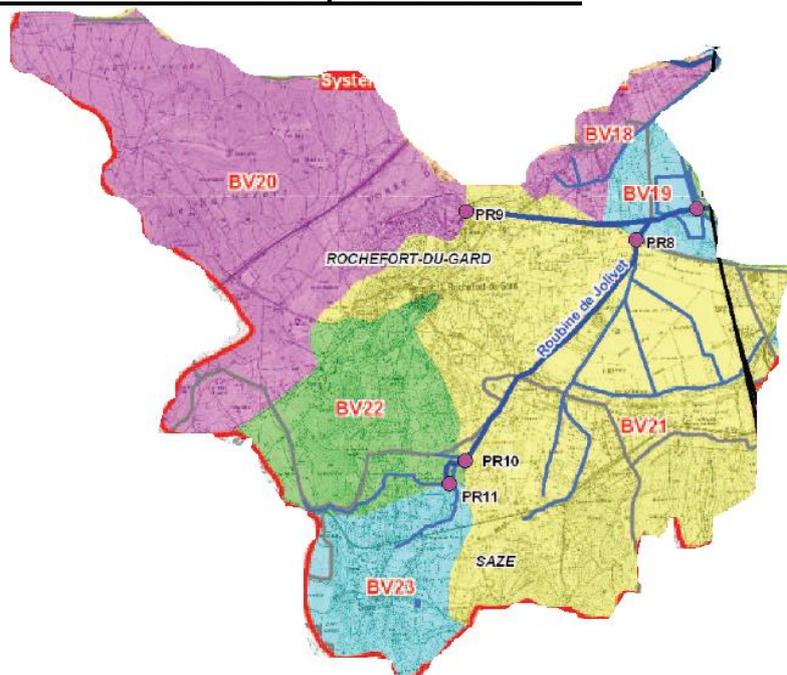


Figure 6-2 : Bassin versant du Planas

Effet du tunnel des crottes et de l'Autoroute A9

Le débit des bassins (étang de Rochefort du Gard et de Saze : BV21, BV22 et BV23) qui ont pour exutoire le tunnel des crottes est limité à la capacité maximale de celui-ci à savoir **16m³/s**.

Le débit de la partie amont de l'A9 (9.69 km²) dans le bassin de la Gorgue est limité à la capacité maximale des quatre ouvrages hydrauliques incorporés dans celui-ci à savoir **40km³/s**.

Les débits de pic finaux après prise en compte de l'écrêtement de ces ouvrages sont alors :

Sous bassins versants	Superficie (ha)	Q ₂ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₃₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀₀ (m ³ /s)
BV18	162	5.28	8.22	14.54	25.17	41.98
BV19 (Planas)	112	2.75	4.29	14.89	17.56	28.84
BV20 (Gorgue)	1369	20.07	30.15	62.24	91.41	141.14
BV21	1840	16	16	16	16	16
BV22	492					
BV23	366					
Total_BV	4342	44.1	58.66	107.67	150.14	227.96
Total volume		0.72Mm³	1.29Mm³	2.13Mm³	6.35Mm³	11.8Mm³

Tableau 3: Débits de pic avec prise en compte du laminage

Le volume total ruisselé vers le planas est calculé à partir des hydrogrammes produits aux exutoires des différents sous bassins. L'effet du tunnel des crottes, de l'A9 et de l'étang de Rochefort-du-Gard évite le Planas de recevoir dans la durée de la crue (12h) tout le volume ruisselé qui mettra du temps à franchir ses barrières.

Comparaison avec les études antérieures :

SDAH par BRLi -1994-1996

Dans cette étude, où a été repris le découpage de la zone, les débits spécifiques entrants dans le bassin du Planas sont estimés comme suit (Voir rapport BRLi, Diagnostic phase 1, page 27):

(Les sous-bassins considérés sont la Roubine de Jolivet et du Vallat Blanc avec une superficie de 25.9 km² soit BV21 + BV22 + BV23 à -1.08km² de près et la Gorgue avec une superficie de 14.7km² soit BV20 à +1.01km²). Dans l'ensemble, la superficie en amont du Planas a été traitée par BRLi sans prise en compte des bassins BV18 et BV19.

- ⇒ T = 10 ans ; Q_{10} (m³/s/km²) = (165 + 72)/(25.9+14.7) = 5.837 m³/s/km².
- ⇒ T = 100 ans ; Q_{100} (m³/s/km²) = 12.248 m³/s/km²
- ⇒ T = 2, 30, et 1000 ans ; non estimés

On constate un débit décennal majoré à 46% par rapport à notre résultat pour cette même période de retour. Ceci peut s'expliquer par le temps de concentration (Tc) utilisé par BRLi dans cette étude et calculé à partir de la méthode de Kirpich uniquement. En effet, cette équation appropriée pour des grands bassins de superficie comprise entre 20 et 100km² n'est adaptée pour aucun des 5 bassins (BV19 à BV23) qui ont des superficies inférieures à 20km².

Pour la centennale les débits spécifiques entrant sont identiques dans les deux calculs. On constate que les résultats se rapprochent pour des périodes de retour plus importantes. L'effet du temps de concentration (Tc) qui a tendance à majorer les résultats de BRLi (Tc plus petits) combiné à la différence sur les données pluviométriques (15% environ de plus pour nous) utilisés semblent être un élément qui justifierait cela.

Zonage du risque d'inondation à l'échelle communale de SAZE par SAFEGE ; 2012

Seuls les bassins BV22 et BV23 entrent dans le cadre de l'étude de SAFEGE où ils sont dénommés BV4 et BV3 respectivement. Les débits spécifiques estimés par SAFEGE et Socotec dans ces bassins sont :

Bassins	BV22 (par SAFEGE)	BV22 (par SOCOTEC)	BV23 (par SAFEGE)	BV23 (par SOCOTEC)
Q spécifique T = 10 ans	4.33 m ³ /s/km ²	6.7 m ³ /s/km ²	6.8 m ³ /s/km ²	6.06 m ³ /s/km ²
Q spécifique T = 100 ans	16.91 m ³ /s/km ²	16.63 m ³ /s/km ²	20.64 m ³ /s/km ²	16.30 m ³ /s/km ²

Tableau 4: comparaison des débits maxima sur deux bassins étudiés par SAFEGE et SOCOTEC

Commentaire :

- ⇒ BV22 : Les résultats obtenus sont globalement similaires d'un bureau à un autre. Cependant, on note une légère majoration du débit spécifique décennal de Socotec à cause sans doute des différences observées sur les coefficients de ruissellement décennaux.
- ⇒ BV23 : Ce bassin découpé en quatre sous bassins par SAFEGE présente une différence plus importante sur la valeur centennale du débit. En effet, le débit de pic à l'exutoire final de l'ensemble des quatre sous bassins (SBV3.1 à SBV3.4) de SAFEGE a été calculé en additionnant les débits de pic obtenu par bassin. Cette

option conduit évidemment à majorer le débit de pic global du bassin (BV23) car il existe des sous bassins dans ce découpage qui n'ont pas de canalisation spécifique vers l'exutoire du bassin global et donc le débit n'est pas transposable vers l'exutoire final sans passer par une fonction de transfert (les pertes). Donc malgré le coefficient de ruissellement majoré de SOCOTEC par rapport à celui de SAFEGE, le débit décennal (proportionnel à ce coefficient) de ce dernier est arrivé à dépasser le nôtre.

Les hydrogrammes élémentaires et l'hydrogramme produit au point d'injection sont représentés ci-dessous.

NB : **H1** est l'hydrogramme résultant⁴ des sous-bassins BV21, BV22 et BV23 limité au maximum à $16\text{m}^3/\text{s}$ soit la capacité du tunnel des crottes et étalé dans le temps.

H2 est l'hydrogramme résultant⁵ des sous bassins BV20 (la Gorgue, avec écrêtement de l'A9), BV18 (partie amont environ 10% de BV18) et BV19 (sauf enceinte Planas).

La somme des deux (**H1 + H2**) est l'hydrogramme final injecté.

L'effet du tunnel des crottes et de l'A9 fait apparaitre des paliers sur les hydrogrammes.

⁴ : Hydrogramme résultant en amont du tunnel des crottes après routage nécessaire

⁵ : Hydrogramme résultant en amont à l'entrée du barrage après routage nécessaire

