



HAL
open science

Surveillance du risque hydrologique diffus le long des itinéraires routiers : Eléments pour la construction d'un outil d'annonce de coupure

Pierre Antoine Versini

► **To cite this version:**

Pierre Antoine Versini. Surveillance du risque hydrologique diffus le long des itinéraires routiers : Eléments pour la construction d'un outil d'annonce de coupure. Hydrologie. Ecole des Ponts ParisTech, 2007. Français. NNT : 2007 ENPC 0736 . tel-00348292

HAL Id: tel-00348292

<https://pastel.hal.science/tel-00348292v1>

Submitted on 17 Jul 2009

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

THÈSE

présentée par

Pierre-Antoine VERSINI

pour obtenir le grade de
DOCTEUR DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

Spécialité : *Hydrologie*

École doctorale : *Ville et Environnement*

**Surveillance du risque hydrologique diffus le long des
itinéraires routiers**

Eléments pour la construction d'un outil d'annonce de coupure

Soutenue publiquement le 21 décembre 2007 à Champs-sur-Marne, devant le jury
composé de :

M. Jean-Dominique CREUTIN	Rapporteur	LTHE, Grenoble
M. Chistian PUECH	Rapporteur	CEMAGREF, Montpellier
M. Jean-Claude DEUTSCH	Examinateur	ENPC, Champs-sur-Marne
M. Olivier BONIN	Examinateur	IGN, Saint-Mandé
M. François BRESSAND	Examinateur	SPC Grand Delta, Nîmes
M. Hervé ANDRIEU	Directeur de thèse	LCPC, Nantes
M. Eric GAUME	Co-directeur de thèse	LCPC, Nantes

Thèse préparée au sein du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Table des matières

1	Introduction	9
1.1	Présentation du sujet	9
1.2	Contexte	10
1.3	Problématique	12
1.4	Quelques acquis	13
1.5	Plan de travail	14
2	Le département du Gard : PICH et autres données disponibles	17
2.1	Le PICH : Plan d'Intervention aux Crises Hydrologiques	18
2.2	Présentation des zones de calibrage et de validation	21
2.2.1	Présentation des zones de calibration	21
2.2.2	Présentation des zones de contrôle	25
2.3	Présentation des données géographiques	26
2.3.1	Le SIG GRASS	27
2.3.2	La BD ALTI	27
2.3.3	La BD CARTO	28
2.3.4	L'occupation des sols	29
2.3.5	Les données Sol	30
2.4	Les données hydrologiques	32
2.4.1	Données pluviométriques	32
2.4.2	Données de débit	34
2.4.3	Critique des données débimétriques	35
2.5	Données relatives au réseau routier	37
2.5.1	Inventaire des ouvrages d'art	37
2.5.2	Carte de gestion de trafic	38
3	Identification des points sensibles	41
3.1	Extraction des points <i>a priori sensibles</i>	42
3.1.1	Extraction des points d'intersection	42
3.1.2	Extraction des points de côtoiement	42
3.1.3	Extraction des points bas	44
3.2	Bilan sur les points extraits	45
3.2.1	Critique des méthodes utilisées	45

3.2.2	Bilan par zone de calibration	47
3.3	Études particulières de points PICH ne figurant pas dans les échantillons extraits	51
3.3.1	Point n^o 60	51
3.3.2	Point n^o 76	51
3.3.3	Point n^o 151	52
3.4	Bilan	52
4	Analyse géographique et méthode de caractérisation de la vulnérabilité structurelle	55
4.1	Procédure de différenciation	56
4.1.1	Création d'un échantillon unique	56
4.1.2	Distribution statistique et fonction de densité	57
4.1.3	Utilisation d'un test statistique	58
4.1.4	Définition des seuils	59
4.1.5	Niveaux de la vulnérabilité structurelle	60
4.2	Caractérisation de la vulnérabilité structurelle locale	60
4.2.1	Définition des indices topographiques: utilisation du MNT	61
4.2.2	Prépondérance des indices topographiques locaux	63
4.2.3	Conclusion	65
4.3	Caractérisation de la vulnérabilité structurelle à l'échelle du bassin versant	66
4.3.1	Présentation des indices	66
4.3.2	Prépondérance des indices à l'échelle du bassin versant	67
4.3.3	Conclusion	71
4.4	Caractérisation de la vulnérabilité structurelle: l'ouvrage de franchissement	72
4.4.1	Calcul du débit critique de l'ouvrage	72
4.4.2	Estimation du débit décennal	73
4.4.3	Résultats	74
4.5	Combinaison des indices	75
4.5.1	Etude préliminaire	75
4.5.2	Combinaison des indices géographiques	76
4.6	Validation	78
4.7	Utilisation des fréquences de submersion	79
4.8	Utilisation de la méthode	81
5	Choix d'un modèle Pluie-Débit	83
5.1	Utilisation d'un modèle simple et semi-distribué: conséquences et contraintes	84
5.1.1	Pourquoi un modèle semi-distribué?	84
5.1.2	Utilisation d'une pluie spatialement distribuée	84
5.1.3	Prise en compte du processus hydrologique dominant pendant la crue	85
5.1.4	Pré-détermination des paramètres et utilisation de l'information géo- graphique	86
5.2	Modèles Pluie/débit existants pour la modélisation des crues éclair	87
5.2.1	CINECAR	87
5.2.2	Un autre dérivé du SCS	89
5.2.3	ALTHAÏR	90
5.2.4	TOPMODEL	90

5.2.5	Intercomparaison de modèles	91
5.3	Protocole de modélisation	92
5.3.1	Mise en place de CINECAR	92
5.3.2	Tests de sensibilité	93
5.3.3	Vers une pré-détermination des paramètres	96
6	Modélisation hydrologique et pré-détermination des paramètres	101
6.1	Calage à l'aide d'un <i>CN</i> uniforme	103
6.1.1	Résultats du calage	103
6.1.2	Transfert des paramètres	111
6.1.3	Bilan	115
6.2	Régionalisation à l'aide de l'occupation des sols	115
6.2.1	Résultats du calage	117
6.2.2	Transfert des paramètres	119
6.2.3	Variation des <i>CN</i>	119
6.3	Régionalisation à l'aide de la géologie	120
6.3.1	Résultats du calage	120
6.3.2	Transfert des paramètres	121
6.3.3	Variation des <i>CN</i>	121
6.4	Etude des variabilités saisonnières	123
6.4.1	Etude des coefficients d'écoulement	123
6.4.2	Relier les paramètres à cette variabilité saisonnière	124
7	Vers la qualification du risque de submersion	129
7.1	Combinaison vulnérabilité/aléa : définition d'un indice de risque	131
7.1.1	Démarche	131
7.1.2	Distribution des périodes de retour de submersion par classe de vulnérabilité	131
7.1.3	Définition des niveaux de risque de submersion	131
7.1.4	Calcul des seuils de débits	134
7.1.5	Etude comparative sans l'information de vulnérabilité	135
7.2	Utilisation du modèle d'annonce de coupure	136
7.3	Efficacité du modèle d'annonce de coupure : étude des points submergés retrouvés	137
7.3.1	21 Novembre 2003	137
7.3.2	29 Novembre 2003	140
7.3.3	17 Décembre 2003	143
7.3.4	3 Novembre 2004	144
7.3.5	6 Septembre 2005	146
7.4	Lisibilité du modèle d'annonce de coupure : étude des fausses alertes	148
7.4.1	Etude du critère de Lisibilité	149
7.4.2	Exemple 1 : 29 novembre 2003, zone 2	150
7.4.3	Exemple 2 : 29 novembre 2003, zone 4	150
7.4.4	Bilan	151
7.5	Etude de la chronologie des annonces d'alerte	151
7.5.1	Etudes ponctuelles	151
7.5.2	Représentation chronologique à l'échelle de la zone	153

7.6	Bilan sur 3 critères	159
8	Conclusion	161
	Bibliographie	175
A	Politique de gestion du risque inondation : inventaire de l'existant	177
A.1	La gestion du risque inondation : définitions et méthode	177
A.1.1	Une vision moderne de la gestion de risque : l'approche intégrée . . .	177
A.1.2	Utilisation des SIG	178
A.2	Les outils de gestion du risque inondation	179
A.2.1	PPRI : Plan de Prévention du Risque Inondation	180
A.2.2	Plan communal de sauvegarde	181
A.2.3	ALTHAIR (Alarme Hydrologique Territoriale Automatisée par Indicateur de Risque)	182
A.2.4	ALPHEE : Estimation des dégâts engendrés par une crue dans la région Ile de France	183
A.2.5	Osiris (Operational Solutions for the management of Inundations Risks in the Information Society)	184
A.2.6	AIGA (Adaptation d'Information Géographique pour l'Alerte de crue)	185
A.2.7	PACTES (Prévention Anticipation des Crues au moyen des Techniques Spatiales)	186
B	Enquête auprès des différents acteurs de la gestion de crise	189
C	Synthèse sur les modèles Pluie/Débit	199
C.1	Classification des modèles Pluie-débit	199
C.2	Les processus hydrologiques	200
C.2.1	Evapotranspiration	200
C.2.2	Écoulement de surface	200
C.2.3	Écoulement de subsurface ou hypodermique	201
C.2.4	Écoulements souterrains	201
C.3	Fonction de production	202
C.3.1	GR4 (génie rural 4 paramètres)	202
C.3.2	SCS (Soil Conservation Service)	203
C.3.3	SCS continu	204
C.3.4	VIC (Variable Infiltration Capacity)	206
C.3.5	TOPMODEL (TOPography based hydrological MODEL)	207
C.3.6	IHACRES (Identification of unit Hydrographs and Component flows from Rainfalls, Evaporation and Streamflow data)	211
C.3.7	ALHTAïR	211
C.4	Fonction de transfert	213
C.4.1	Traitement du MNT	213
C.4.2	Fonctions de transfert géomorphologique (GIUH)	217
C.4.3	Fonction de transfert basée sur les équations de Saint-Venant	219
C.5	Utilisation de l'information géographique	225

D Résultats de modélisation	229
D.1 Présentation des bassins versants jaugés	230
D.2 Résultats de la modélisation Pluie-Débit par événement	231
D.2.1 Événement du 19 septembre 2000	231
D.2.2 Événement du 27 septembre 2000	234
D.2.3 Événement du 17 octobre 2001	237
D.2.4 Événement du 8 septembre 2002	240
D.2.5 Événement du 30 septembre 2003	243
D.2.6 Événement du 15 novembre 2003	246
D.2.7 Événement du 21 novembre 2003	249
D.2.8 Événement du 29 novembre 2003	252
D.2.9 Événement du 25 octobre 2004	255

Glossaire

Avant de commencer, il nous faut revenir sur une définition simple du **risque**. Pour cela, on peut se reporter à ce que nous dit le dictionnaire : « danger éventuel plus ou moins probable auquel on est exposé » (Le Petit Larousse). On retrouve dans cette terminologie un aspect qui va nous suivre tout au long de ces travaux : la potentialité d'une menace, c'est à dire son caractère aléatoire. Pour expliciter cette notion relativement dense qu'est le risque, on considère usuellement qu'il représente une combinaison de deux facteurs : l'**aléa** et la **vulnérabilité** :

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité}$$

L'**aléa** mesure la probabilité d'occurrence d'un événement d'une magnitude donnée, en un lieu donné. Il est donc spatialisé et peut être cartographié comme nous le verrons par la suite. Introduite en 1970, la **vulnérabilité** représente la susceptibilité en rapport à l'aléa. Sa définition est assez complexe et a donné lieu à de nombreuses formulations (Cutter, 1996). Nous conserverons pour ce travail celle établie par Gleyze (2005). Étudiée spécifiquement sur les réseaux de transport, la vulnérabilité y est décrite à travers deux concepts : la **vulnérabilité structurelle** et les **enjeux**.

Les **enjeux** font référence aux conséquences du sinistre (dommages), que ce soit en terme matériel, environnemental ou humain. Ce sont des quantités de biens et de personnes exposées qui peuvent servir à évaluer l'impact du phénomène. La **vulnérabilité structurelle** apparaît, quant à elle, comme un facteur aggravant de l'aléa dans le sens où elle intensifiera les conséquences de celui-ci. Par une fragilité intrinsèque de la structure touchée (route, bâtiment, . . .), elle augmente sa propension à être endommagée (Gleyze, 2005).

La gestion de risque, qui consiste à tenir compte de ces différents facteurs pour limiter les dommages, peut se décliner à travers les différentes composantes suivantes :

- La **prévention** (ou mitigation) regroupe, bien avant l'événement dommageable, toutes les actions nécessaires pour en limiter les conséquences, voire l'émergence. Les mesures peuvent être d'ordre technique, en diminuant la vulnérabilité structurelle et/ou en protégeant les enjeux. Elles peuvent aussi être d'ordre informatif et pédagogique, et faciliter la communication autour de l'existence d'un risque. Des conseils sont ainsi prodigués auprès des populations pour qu'elles apprennent à y faire face.
- La **prévision**, plus simplement, consiste à anticiper un risque imminent afin de déclencher l'alerte et de mettre en place les actions de secours.
- La **gestion de crise** suit l'étape précédente, c'est la mise en oeuvre de toutes les mesures nécessaires à la protection des biens et des personnes pendant un événement (Plan ORSEC, Plan Communal de Sauvegarde).

INTRODUCTION

1.1 Présentation du sujet

Ce travail de thèse s'inscrit dans le projet européen FLOODsite (2004-2009) qui a pour but de traiter de la gestion du risque inondation. Il rassemble pour cela ingénieurs, chercheurs et praticiens afin d'aborder le sujet d'un point de vue pluridisciplinaire (physique, écologique, pratique et socio-économique). Toujours dans l'idée d'être le plus exhaustif possible, différents types d'inondations sont traités : crues de rivières, d'estuaires et ruptures de digues. Ce projet est organisé suivant sept thématiques :

- L'analyse du risque : définition des sources d'aléas et de vulnérabilités potentielles.
- La gestion du risque : mesures préventives et gestion de crise.
- L'apport technologique : outils d'aide à la décision et calcul d'incertitudes.
- Les sites d'application (pilotes) : sites regroupant les différentes natures de crues (rivière, estuaire et digue).
- La formation et le développement des connaissances : conseils pour des professionnels, information du public et matériel pédagogique.
- La communication : gestion de réseau, revue et évaluation.
- La coordination et le management de projet.

Parmi ces différentes thématiques, des tâches de travail sont définies de manière transversale. Elles regroupent un ensemble de partenaires autour d'activités et de projets de recherche. Celle qui nous concerne ici est la tâche de travail 17 : « Gestion des secours lors d'une crise hydrologique ». Son objectif est de développer des méthodes et des outils permettant de structurer des plans de secours et d'évacuation, adaptés à une situation d'inondation donnée. L'approche générale repose sur la complémentarité entre les annonces de crue (l'aléa), émanant des systèmes d'alerte, et les études pré-établies caractérisant la vulnérabilité des collectivités et des réseaux de transport. Une première application concerne les crues de plaine. Elle se base sur des simulations et des prévisions d'inondation déjà bien établies pour insister sur l'utilisation d'informations caractérisant l'exposition des populations, ses déplacements, et ainsi optimiser les temps d'évacuation.

La seconde application est celle qui nous concerne. Elle vise à développer une approche comparable pour les crues « éclair ». Loin de disposer d'une fiabilité équivalente dans la prévision de telles crues, nous discuterons de la faisabilité d'une telle entreprise. Pour cela, nous étudierons la possibilité de prévoir les risques encourus par le réseau routier sur une région fortement assujettie au phénomène de crues « éclair ». Le département du Gard est choisi comme site pilote à cet égard. Comme nous le verrons par la suite, malgré le rôle stratégique, connu et reconnu, du réseau routier en période de crise, ce travail est plutôt novateur dans le domaine.

1.2 Contexte

Le sud-est de la France est régulièrement soumis à des crues très violentes appelées crues « éclair ». Ces intempéries sont souvent caractérisées par une pluviométrie locale très intense (plusieurs centaines de mm en 24 heures) et une grande réactivité des bassins versants présents dans la région. Ces bassins sont généralement peu étendus (quelques dizaines à quelques centaines de km^2), et du fait du relief montagneux et vallonné, ils sont caractérisés par une montée rapide des eaux. La prévision d'une possible crue « éclair » devient donc très difficile puisque le temps de montée au pic de débit (paroxysme de la crue) n'excède pas quelques heures. La mise en alerte doit alors se faire très rapidement si l'on veut réaliser des interventions et limiter les dommages.

A l'origine de ces précipitations intenses, on trouve trois facteurs particulièrement influents (Delrieu et al., 2005) : la proximité de la méditerranée qui agit comme une source d'énergie et d'humidité particulièrement active en fin d'été, des courants d'air allant de la mer vers l'intérieur du pays, et une barrière montagneuse constituée des Alpes, du Massif Central et des Pyrénées où l'orographie favorise ou aggrave les processus de convection. Ces précipitations peuvent au final durer plusieurs jours, ou seulement quelques heures comme c'est le cas pour les systèmes convectifs de méso-échelle.

De par la violence de ces phénomènes pluvieux, les conséquences peuvent être dramatiques, tant d'un point de vue humain que matériel. Certaines images relatives à des événements passés hantent encore la mémoire collective comme cette caravane, transportée par l'Ouvèze devenue torrent de boue, qui s'écrase contre un pont au centre de Vaison-La-Romaine en 1992. Plus récemment, les 8 et 9 septembre 2002, la région cévenole, et plus particulièrement le département du Gard, a subi un événement de période de retour centennale. Les médias passaient alors en boucle les images du pont du Gard résistant aux coups de boutoir des arbres transportés par les flots en furie. Pour rappel, lors de cet événement exceptionnel, il est tombé 687 mm de pluie en 24 heures à Anduze. Le coût des dommages s'éleva à 1,2 milliards d'euros pour les 6 départements touchés (Gard, Hérault, Vaucluse, Ardèche, Bouches-du-Rhône, Drôme). Ce lourd bilan fut d'autant plus tragique qu'il faut y ajouter les 24 victimes décédées pendant ces deux jours de déluge.

D'une manière générale, il est avéré que de nombreuses victimes des inondations sont des automobilistes au volant de leur véhicule (Jonkman and Kelman, 2005), (Jonkman, 2005). Ce constat est encore plus vrai lorsqu'il s'agit de crues « éclair » (Staes et al., 1994), (Bourque et al., 2006). Sur la période s'étendant de 1316 à 1999, Antoine et al. (2001)

ont recensé pas moins de 27 épisodes de crue aux conséquences tragiques, ayant causé la mort de 277 personnes dans le seul département du Gard. Plus particulièrement, lors de ces cinquante dernières années, ce sont près de 40% des victimes qui ont perdu la vie dans leur véhicule (Antoine et al., 2001), (Lescure, 2004). Bien qu'il soit conseillé de ne pas se déplacer lors d'un événement pluvieux, de nombreuses personnes, souvent des autochtones familiers du phénomène, continuent à prendre des risques pour aller au travail, chercher leurs enfants, leur famille, des amis ou tout simplement pour rentrer chez soi (Ruin, 2003). Ces comportements à risques ne pouvant être totalement éliminés, il convient de limiter ces drames en essayant d'interdire l'accès aux routes potentiellement inondées, ou tout du moins d'informer sur leur état.

Les 8 et 9 septembre 2002, sur les 24 personnes décédées, 5 étaient au volant de leur véhicule. Cette proportion plus faible que les 40% avancés ci-dessus s'explique en grande partie par la non-accessibilité du réseau pendant ces deux jours. En effet, lors de cet événement extrême, ce sont 75% du réseau routier qui étaient impraticables. Par contre, on a dénombré, en plus des victimes précédemment citées, des centaines de véhicules bloqués ou emportés par les eaux (Lescure, 2004). Et parmi eux, de nombreux véhicules de secours. Sur les 600 qui étaient engagés dans les différentes interventions, 40 ont été détruits et 200 furent endommagés (MEDD, 2004).



FIG. 1.1 – *Route submergée par les flots - Saint-Cézaire, septembre 2005*

Dès lors, le réseau routier peut être considéré comme un lieu d'enjeux très important. Des enjeux directs puisqu'il peut mettre en péril des vies. Des enjeux indirects aussi, puisque les coupures de routes peuvent avoir des conséquences sur les opérations de secours. Quelques études ont commencé à se pencher sur cette problématique depuis peu. Ruin et al. (2007) ont effectué une enquête qui traite de la perception du risque inondation par les automobilistes lors de leurs déplacements quotidiens. Il en ressort que 78% de l'échantillon interrogé a une perception appropriée du risque en détectant au moins la moitié des sections de route coupées pendant un événement pluvieux, et en adaptant leurs déplacements en conséquence. Malgré cela, de nombreuses sections du réseau routier font l'objet d'une sous estimation du risque. Il s'agit d'ailleurs généralement de routes secondaires, peu fré-

quentées. Il en ressort que les lieux de plus grande dangerosité ne sont pas situés le long des rivières, mais plutôt au niveau d’intersections avec des cours d’eau, souvent temporaires (oueds), dont la présence est oubliée.

Il apparaît donc comme une nécessité de mieux prévoir la localisation de ces sections coupées pour avertir les usagers, que ce soient des particuliers ou les services de secours.

1.3 Problématique

Le risque hydrologique le long des itinéraires routiers peut être considéré comme un risque diffus. De par ses caractéristiques intrinsèques (fortes précipitations localisées), la crue « éclair » peut affecter un très grand nombre de points de réseau routier, de manière simultanée ou non. La coupure de l’itinéraire n’est donc pas certaine, mais dépend fortement de la localisation de l’événement pluvieux. Afin de tendre vers le « risque zéro », il faudrait assurer une surveillance de l’ensemble des cours d’eau de la région, en un nombre conséquent de points, afin d’avoir une perception quasi globale du comportement hydrologique du réseau hydrographique et de son influence sur le réseau routier.

Malgré une instrumentation débitmétrique de la région assez dense, on est très loin de s’approcher de ce que l’on peut considérer comme une situation utopique. Les quelques points de mesure (une vingtaine dans le département du Gard) se situent en aval de bassins versants de taille moyenne, environ 100 km^2 , voire davantage. Leur présence est adaptée à une surveillance du risque localisée.

Pour dépasser les limites imposées par ce manque d’information, on a cherché depuis des années à mieux comprendre ce phénomène de crue « éclair » en travaillant, d’un côté sur la météorologie, de façon à localiser plus précisément, dans l’espace et dans le temps, la pluie, et à en améliorer la prévision. D’un autre côté, des travaux se sont portés sur l’étude des processus hydrologiques mis en jeu lors de ces crues. De nombreux modèles ont ainsi vu le jour, souvent justifiés, calés et validés à l’aide de mesures *in situ*, mais aussi de données géographiques disponibles sur le territoire.

Ce sujet de thèse se situe dans la continuité de ces travaux d’un point de vue hydrologique, et peut être placé au sein de la thématique dite de « la prévision des crues sur les bassins non jaugés ». Il s’agit d’être capable d’estimer des débits en n’importe quel point du réseau hydrographique, sur des bassins de toutes tailles, et plus spécifiquement pour ce qui nous concerne, là où le réseau routier fait peser un risque sur les usagers.

Afin de répondre à une demande de diminution du risque hydrologique le long des itinéraires routiers, il faut mieux comprendre le comportement hydrologique des rivières proches d’un tronçon de route, susceptible de les submerger. Pour cela, il convient de résoudre deux problèmes :

- Etre capable de détecter, à partir des informations disponibles (essentiellement géographiques), les points/sections sensibles du réseau routier qui sont potentiellement inondables

et nécessitent une surveillance hydrologique accrue.

- Etudier et modéliser le comportement hydrologique des bassins versants en amont de ces points sensibles afin de déclencher une alerte où et quand c'est nécessaire.

1.4 Quelques acquis

Le risque inondation étant prégnant depuis un certain temps dans les esprits des responsables territoriaux et nationaux, de nombreux outils (réglementaires, techniques ou opérationnels) ont été développés et proposés au cours de ces dernières années. Un recensement de ces outils (PPRI, PCS, ALTHAIR, OSIRIS, ...) a été réalisé dans le cadre du projet FLOODsite dont on retrouvera le contenu en annexe (voir Annexe A). On se propose ici de retracer sommairement les principales conclusions de ces travaux, ainsi que celles issues d'une enquête réalisée auprès des différents intervenants (collectivités locales, pompiers, gendarmerie, DDE), et également disponible en annexe (voir Annexe B). Elles sont autant de pistes qui nous aiguilleront pour proposer un plan de travail.

- ☞ **Pré-localisation des zones à risque** : D'une manière générale, la perception du risque a changé depuis quelques années. Elle ne se focalise plus uniquement sur la gestion de crise, mais s'intéresse davantage à l'intégration de cette problématique dans le temps, c'est à dire à la prévention. Des efforts considérables ont ainsi été engagés pour anticiper au maximum les situations à risque en travaillant en amont de celles-ci. La localisation et une meilleure connaissance des endroits où le risque est susceptible de survenir (zones de vulnérabilité) sont devenues des questions importantes aujourd'hui. Cette démarche doit permettre de mieux prévoir et de mieux gérer les situations de crise en temps réel. Il est donc nécessaire, avant de travailler sur la prévision de l'aléa, de procéder à une analyse de la vulnérabilité afin d'optimiser la démarche globale.
- ☞ **Utilisation d'un SIG** : L'utilisation d'un Système d'Information Géographique s'est généralisée dans les procédures de gestion de risque. Il permet de cartographier, dans une structure dynamique, l'aléa comme la vulnérabilité et d'y synthétiser l'ensemble des informations disponibles (géographiques, hydrologiques, historiques, ...). Associé à des modèles physiques, il facilite la prévision d'un événement et de ses conséquences au cours du temps. Enfin, c'est la pierre angulaire de la communication puisqu'il sert d'interface entre les différents protagonistes intervenant durant une crise, qu'ils soient actifs (services de l'état) ou passifs (usagers). Cet outil est d'ailleurs plébiscité par l'ensemble des acteurs de la gestion de crise et décrit comme la plate-forme indispensable à tout échange d'informations en temps réel.
- ☞ **Difficile prévision des débits** : Nous avons vu plus haut que les coupures du réseau routier se déroulent généralement en amont de petits bassins versants, de l'ordre de quelques km^2 , voire sur des ruisseaux temporaires. Ces cours d'eau ne sont pas instrumentés et il n'est pas envisageable d'y réaliser des études hydrologiques et hydrauliques systématiques. Les modèles hydrologiques apparaissent alors comme la

seule alternative pour y estimer des débits. Ils sont néanmoins confrontés à deux obstacles. Premièrement, l'estimation des lames d'eau précipitée, malgré le développement d'outils comme le radar, reste encore assujettie à une grande incertitude. Deuxièmement, les modèles pluie/débit sont difficiles à caler à cause, entre autres, du manque de mesures et d'une représentation incertaine des processus mis en jeu. Leurs performances sont, par conséquent, souvent médiocres quand il s'agit de prévoir un débit de crue.

☞ **Définition de niveaux d'alerte** : Pour s'affranchir des incertitudes qui entachent les résultats de la modélisation pluie/débit, les sorties du modèle sont souvent reliées à des indicateurs de risque (ALTHAIR). Les résultats sont ainsi rapportés à des seuils qui symbolisent des niveaux d'alerte. Pour un événement pluvieux quelconque, les prévisions se font à l'aide d'une série de scénarios préalablement calculés (OSIRIS) qui fournissent une réponse type. Cette approche ne tient généralement pas compte de la spécificité de l'événement pluvieux et de sa distribution spatiale. Rien n'empêche pourtant d'essayer de s'y atteler.

☞ **Absence de la problématique routière** : Force est de constater que cette problématique a été négligée depuis trop longtemps, et qu'il est difficile de trouver des références à son sujet. De multiples outils de prévision, plus ou moins opérationnels, permettent aujourd'hui de mieux prévoir les intempéries et leurs conséquences. Néanmoins, les effets produits sur le réseau routier ne sont généralement pas pris en compte. Des modèles comme OSIRIS calculent bien des zones inondées mais ne s'intéressent pas particulièrement aux spécificités du réseau routier. Pourtant, localement, les tronçons les plus sensibles sont généralement connus et quelques études/diagnostics sont ponctuellement réalisés. Par contre, on ne retrouve pas encore d'étude globale effectuée sur l'ensemble du réseau. Les récents événements tragiques présentés plus haut ont contribué à changer les mentalités. Aujourd'hui, tous les intervenants tendent à considérer ces problèmes comme primordiaux. De fait, des travaux comme celui-ci, souvent précurseurs, ont été lancés depuis peu pour répondre à ces attentes.

1.5 Plan de travail

Fort de ces premières remarques, nous avons décidé d'aborder le risque de coupure de route de manière classique mais structurée, en traitant d'une part la vulnérabilité pour définir les parties sensibles du réseau routier, et d'autre part l'aléa pour prédire les débits des cours d'eau à l'origine de ces débordements. L'information existant sur les coupures du réseau routier, insuffisante et/ou trop localisée, nous conduit à utiliser au maximum l'information géographique, la seule à être disponible sur l'ensemble du territoire. Pour son exploitation, un Système d'Information Géographique sera au coeur de notre travail.

Pour un risque donné, la vulnérabilité se décompose en deux pans (voir Glossaire) : les enjeux et la vulnérabilité structurelle. Lorsqu'il s'agit d'une route et de son risque de coupure, les enjeux regroupent les entités exposées directement ou indirectement à l'aléa.

On peut les assimiler au trafic qui quantifie le nombre de véhicules pouvant être touchés et qualifie aussi la place et l'importance de la route dans le réseau. L'autre pan de la vulnérabilité est la vulnérabilité structurelle des infrastructures, c'est à dire la propension de certains tronçons routiers à être plus sensibles que d'autres aux inondations.

Nous n'aborderons que peu ici la notion d'enjeux et nous nous focaliserons davantage sur cette vulnérabilité structurelle, c'est à dire en quoi la position de la route dans son environnement géographique peut lui être préjudiciable. Nous essaierons d'utiliser l'ensemble des données disponibles, donc essentiellement géographiques, pour la qualifier.

L'aléa qui décrit l'intensité du phénomène pour une période de retour donnée sera ensuite étudié à l'aide d'un modèle hydrologique censé nous renseigner sur l'importance des écoulements pour une pluie donnée. Nous essaierons de paramétrer au maximum ce modèle à l'aide des informations géographiques. Nous nous intéresserons alors à rapporter ces deux informations à la définition d'un risque de coupure, via le franchissement de seuils d'alerte.

Le manuscrit se structure de la manière suivante :

Dans le chapitre suivant, nous présenterons l'ensemble des informations disponibles sur le département du Gard. Nous mettrons particulièrement en valeur les données ponctuelles dont nous disposons sur les coupures de route, et que nous utiliserons par la suite. Nous détaillerons ensuite l'ensemble des données géographiques ou hydrologiques spatialisées dont nous ferons usage pour caractériser tant la vulnérabilité structurelle que l'aléa.

Le troisième chapitre analysera, à partir des tronçons de route submergés connus, les différents types de submersions possibles et la manière dont on peut les représenter à l'aide d'un SIG et des données géographiques. Sur ce principe, on constituera deux échantillons de points (submersibles, non submersibles) que l'on cherchera ensuite à différencier.

Le quatrième chapitre déterminera ces indices de différenciation liés à la vulnérabilité structurelle de la route. On proposera une méthode de caractérisation *a priori* du risque de coupure en tenant uniquement compte de ces indices. Cette méthode permettra de localiser les points ou tronçons du réseau routier les plus sensibles aux inondations, là où une surveillance hydrologique est nécessaire.

Le cinquième chapitre expliquera et argumentera le cahier des charges qui doit être respecté pour le choix du modèle hydrologique. A travers les besoins propres à notre étude et en regard de ce qui se fait actuellement, nous expliquerons notre décision d'employer le modèle pluie/débit CINECAR. Une analyse de sensibilité du modèle à ses paramètres sera menée pour connaître leurs influences respectives avant de chercher à en optimiser les performances.

Nous présenterons dans le sixième chapitre les résultats de la procédure d'optimisation du modèle et de ses paramètres. Nous mettrons en exergue la possible utilisation des données géographiques pour y parvenir. Nous conclurons en proposant un mode opératoire à suivre pour pré-déterminer, avant le début d'un événement, les paramètres les mieux

adaptés pour quantifier l'aléa.

Enfin, dans le septième chapitre, nous combinerons ces deux informations de vulnérabilité et d'aléa pour définir des niveaux de risque de coupure via des probabilités de submersion. Nous essaierons alors de valider ce modèle d'annonce de coupure sur des événements pluvieux, pour lesquels on dispose de cartes représentant les routes submergées. Nous comparerons les niveaux d'alerte émanant de notre modèle avec les réalités du terrain.

Nous concluons finalement sur le bien fondé d'une telle démarche ainsi que sur les perspectives à envisager pour de possibles améliorations.

LE DÉPARTEMENT DU GARD : PICH ET AUTRES DONNÉES DISPONIBLES

Introduction au chapitre

Comme nous l'avons vu en introduction, le département du Gard, par sa forte sensibilité aux crues « éclair », est le siège de nombreuses coupures de routes provoquées par les inondations. C'est donc tout naturellement que cette partie du territoire a été choisie comme zone d'étude pour notre travail. Une raison supplémentaire tient à l'inventaire des routes coupées qui a été établi en 2002 sur une portion du département, appelé PICH.

Nous allons présenter ici cet inventaire et son contenu, en mettant en exergue la richesse et les limites des informations que l'on peut en tirer. Sur la partie du département concernée, nous définirons des zones de calage et de validation sur lesquelles nous étudierons la vulnérabilité structurelle des points de coupure qu'elles contiennent. Ces zones serviront ensuite pour la validation finale du modèle d'annonce de coupures.

Nous présenterons aussi l'ensemble des données géographiques et hydrologiques qui pourront nous aider à mieux comprendre et à mieux appréhender ces coupures de route. Nous expliquerons l'utilisation qui peut en être faite tant pour qualifier la vulnérabilité que l'aléa hydrologique, tout en tenant compte de leur incertitude.

2.1 Le PICH : Plan d’Intervention aux Crises Hydrologiques

Présentation

Au début de l’année 2002, la direction départementale de l’équipement du Gard (DDE 30) a souhaité consigner les interventions de ses agents sur le réseau routier principal (routes nationales et départementales), ce qui n’était pas fait jusque là (Lignon, 2004). Cette mesure répondait à deux besoins. Tout d’abord, de nombreux agents étaient sur le point de quitter les services pour partir en retraite, avec pour conséquence la perte d’un savoir important. D’autre part, ce département connaissait -et connaît toujours- une augmentation continue de sa population, avec l’arrivée de nouveaux habitants peu familiers des risques d’inondations. Cet inventaire permettait donc de conserver la mémoire du service (sur une période d’environ 40 ans), mais aussi d’apporter une information à but pédagogique pour ces nouveaux arrivants. Ce travail nommé « Plan d’Intervention des Crises Hydrologiques » (PICH) a été effectué en collaboration avec les cinq anciennes subdivisions du nord-ouest de département (Le Vigan, Quissac, Anduze, Alès et Bessèges). Il s’organisait en plusieurs étapes :

- Recenser de la façon la plus exhaustive possible les secteurs routiers submersibles en indiquant le mode de submersion, leur localisation précise et leur fréquence de coupure, en se basant sur les constats de coupure effectués durant les 40 dernières années.
- Proposer des modes opératoires afin d’assurer au maximum la sécurité des usagers.

Concrètement, cette deuxième étape n’a pas été poursuivie, et seul l’inventaire a été réalisé. Les cinq subdivisions ont donc recensé 167 sections du réseau routier submergées par la passé (Fig. 2.1). Pour chacune section, elles ont collecté de nombreuses informations : commune ou lieu-dit, voie concernée et point repérage (PR), motif de la coupure, fréquence, soudaineté, durée, importance du phénomène (hauteur d’eau, longueur submergée...), ainsi que d’autres observations complémentaires.

Toutes ces informations, bien que formant un ensemble très complet, semblent néanmoins limitées pour certaines applications. En effet, l’absence de repère chronologique ne permet pas d’associer les coupures de route à des événements pluviométriques. Il n’est donc pas possible de mettre en perspective ces submersions avec des événements hydrologiques connus. On peut aussi reprocher à cet inventaire une possible non-exhaustivité des localisations des secteurs sensibles du réseau routier. Il se peut qu’il ne soit pas survenu d’orage important dans une zone ou bien que l’événement ait tout simplement été oublié. Il est aussi très probable que de brèves submersions, liées à la faible taille du bassin versant, n’y soient pas mentionnées.

Définition des différents types de coupures

Lors de l’élaboration du PICH, la DDE du Gard a distingué deux types de coupures : les ouvrages d’art submergés et les points bas qui pouvaient, soit représenter des secteurs où la route longe le cours d’eau, soit un endroit où se produit une accumulation naturelle des eaux pluviales. Malheureusement, cette typologie n’a pas été respectée par l’ensemble

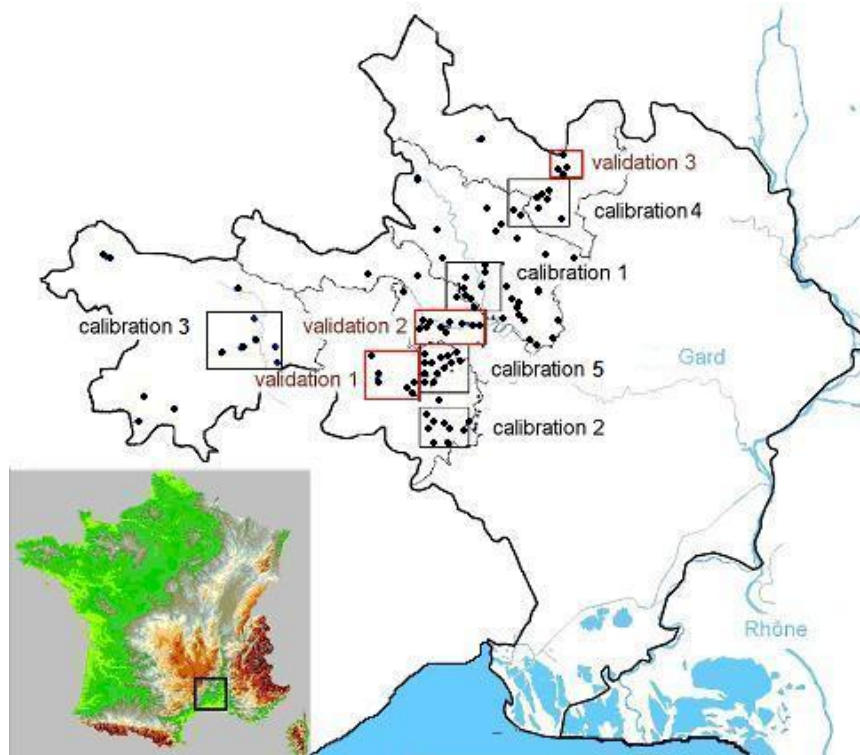


FIG. 2.1 – Points submersibles du PICH et secteurs retenus pour le calage (noirs) et la validation (rouges)

des subdivisions puisque des points bas ont été notés en lieu et place d'ouvrages d'art et certains de ces points ont même été répertoriés dans les deux catégories.

Afin d'adopter une classification rigoureuse nous permettant de mieux caractériser les sections submersibles en fonction de leur origine, tout en conservant une classification proche de celle de la DDE, nous avons défini trois catégories : les points d'intersection, les points de côtoiement et les points bas. En voici des définitions simples :

- **Points d'intersection** : Ce sont les ouvrages de franchissement (pont ou buse) qui matérialisent le franchissement d'un cours d'eau par une route . Les coupures de route liées à l'insuffisance hydraulique de l'ouvrage représentent 78% des submersions contenues dans le PICH. On recense au total 2887 points de franchissement (RN et RD confondues) sur les cinq subdivisions qui nous concernent.
- **Points de côtoiement** : On appelle point de côtoiement le lieu où les réseaux routiers et hydrographiques se longent de manière rapprochée. A cet endroit, la route se situe dans une zone inondable et peut être submergée lorsque le niveau de l'eau monte pendant un événement pluvieux important. Ils représentent 9% des points submersibles répertoriés.

- **Points bas** : La définition du point bas (13% des points submersibles) comme « point du réseau routier où se produit une accumulation naturelle des eaux pluviales » est conservée. Dans ce cas, le ruissellement sur la route provient d'une cavité locale, un talweg ou un oued, qui se remplit d'eau en temps de pluie. Il peut aussi avoir pour origine des fossés mal adaptés ou mal entretenus qui débordent par défaut d'écoulement.

Surface des bassins versants concernés

Pour l'ensemble des routes submersibles appartenant à la catégorie des intersections, le bassin versant placé en amont de ce point a été calculé (voir Chap. 4.3 pour la méthode). On a représenté la répartition des surfaces de bassin sur la figure suivante (Fig. 2.2). On s'aperçoit qu'un tiers des bassins concernés sont de petites tailles ($< 5 \text{ km}^2$), ce qui augure d'une montée des eaux très rapide et un délai d'intervention quasi nul. Un second tiers contient les bassins versants dont la surface est comprise entre 5 km^2 et 30 km^2 , tailles pour lesquelles les appareils de mesure ne sont pas mobilisés. Enfin, le dernier tiers représente les bassins supérieurs à 30 km^2 , ce qui se rapproche davantage de la taille d'un bassin jaugé.

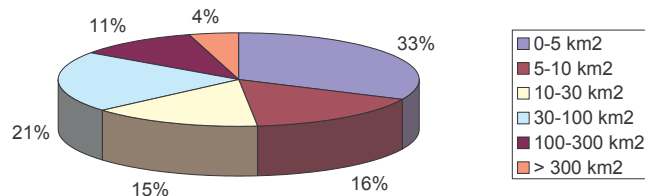


FIG. 2.2 – Répartition des surfaces des bassins versants à l'origine d'une submersion

Fréquence de coupure

C'est une autre donnée intéressante contenue dans le PICH. Néanmoins, l'absence de précision induite par certains commentaires peut rendre cette information toute relative. Ainsi, on retrouve des expressions du type « 1 à 5 fois par an », « 2 à 3 fois tous les 10 ans » dont il est difficile d'évaluer la pertinence sachant que la période d'étude est d'au plus 40 ans. Il en est de même pour des périodes de retour estimées à 50 ou 100 ans... De plus, une subdivision a remplacé la fréquence de coupure par un commentaire sur la pluie « très forte pluie, pluie exceptionnelle » dont il n'est pas possible de tirer profit. L'analyse du contenu de l'inventaire montre aussi des variations très fortes des valeurs de fréquence de coupure suivant les subdivisions concernées, ce qui laisse des doutes quant à l'interprétation des

consignes.

Au final, on considère que 76% des coupures relevées disposent d'une information sur la fréquence de coupure. Lorsque l'on étudie l'occurrence théorique des coupures sur une période de 50 ans (Fig. 2.3), on constate qu'un nombre important de points (35%) font face à des débordements très fréquents (pluriannuels). Un tel phénomène met clairement en évidence un défaut structural de la route. Enfin, seulement 17% des coupures répertoriées, avec des périodes de retour supérieures à 5 ans, peuvent être qualifiées d'événements rares.

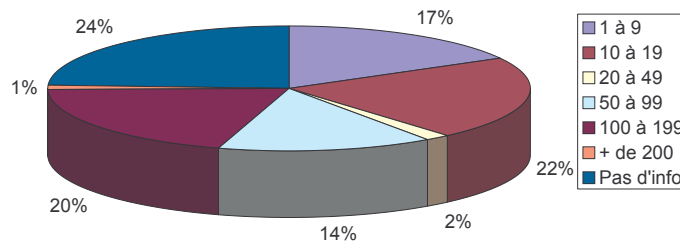


FIG. 2.3 – Répartition du nombre de coupures en 50 ans

Malgré ses imperfections, cet inventaire constitue un outil unique et précieux regroupant une somme importante d'informations spatiales et temporelles sur les coupures du réseau routier. On l'utilisera donc au maximum en conservant à l'esprit que le PICH ne révèle qu'une potentialité de coupure de certaines sections du réseau.

2.2 Présentation des zones de calibrage et de validation

Sur le territoire où a été établi le PICH, nous avons défini un certain nombre de zones qui vont nous permettre de conduire notre étude. Elles ont été choisies en fonction du nombre relativement important de points submersibles que l'on rencontre à l'intérieur de chacune. Cinq de ces zones seront mises à profit pour étudier les spécificités des points submersibles et mettre au point la méthode d'identification des points de coupure. On les appellera par la suite **zones de calibration**. Trois **zones de contrôle** sont ensuite définies pour valider cette méthode (voir Fig. 2.1).

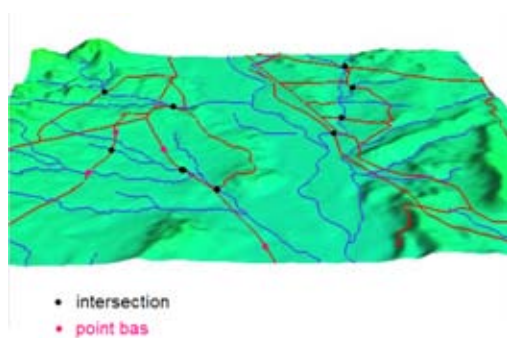
2.2.1 Présentation des zones de calibration

On retrouve parmi les cinq zones de calibration, choisies pour analyser les caractéristiques des points submergés du réseau routier, les trois types de coupures (intersection,

côtoiement et point bas), avec une grande majorité de points d'intersection. Nous allons donc présenter brièvement ces zones en faisant pour chacune d'elles un inventaire des points PICH qu'elles contiennent.

Zone 1

La *zone 1* est une vaste étendue de 135 km^2 , relativement plate, située au sud-est d'Alès. Son altitude varie autour de 150 m (NGF), avec quelques collines de plus de 300 m au nord-ouest. Un relief un peu plus marqué est visible à l'horizon, mais se situe au-delà d'Alès. Cette zone semi-rurale comprend tout aussi bien de petits villages, que de vastes plaines et des champs cultivés (Fig. 2.4). Les deux axes les plus touchés par les inondations sont la N110 et la D24 qui descendent au sud de Saint-Christol-Les-Alès. A l'origine de ces coupures, on trouve généralement de petits ruisseaux dont le débit est très faible en période sèche. A l'est on trouve d'autres points de coupure dus au passage de l'Avène.



(a) Coupures de la zone 1



(b) Le paysage de la zone 1

FIG. 2.4 – Zone 1

Le recensement établi par le PICH désigne 13 coupures de route sur cette zone, dont 9 au niveau d'un ouvrage de franchissement. Les 4 autres sont des points bas.

Zone 2

La *Zone 2* (70 km^2) est située au sud de Quissac et centrée sur la vallée sinueuse du Vidourle. Celui-ci comme un de ses affluents, le Criulon, est à l'origine de quelques coupures de route connues. Le relief y est plutôt faible puisque l'altitude y varie ente 40 et 200 m. Néanmoins, il est suffisamment marqué pour qu'on distingue bien le lit majeur de la rivière. Très peu urbanisée, cette région est aussi peu agricole, elle est composée en majorité de forêt d'arbustes et de bruyère (Fig. 2.5).

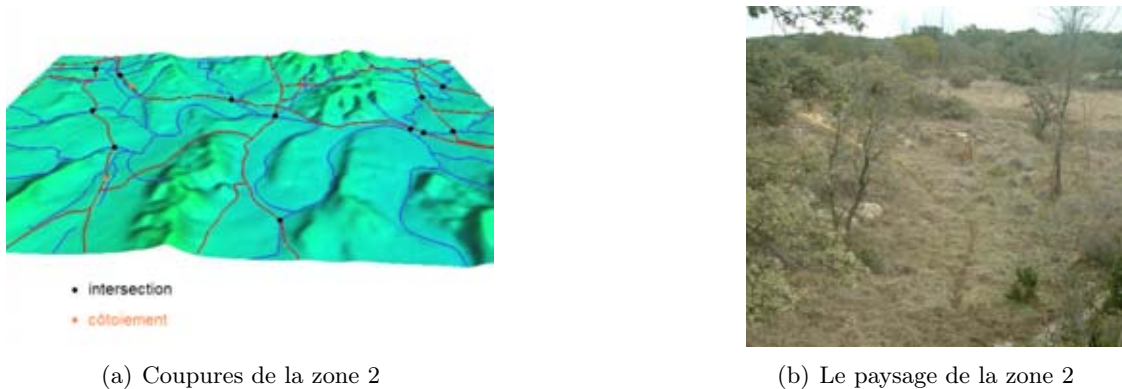


FIG. 2.5 – Zone 2

Les agents de la DDE ont répertorié 14 coupures dans cette zone qui se répartissent ainsi : 12 intersections et 2 côtoiements.

Zone 3

Sur 111 km^2 , c'est la zone la plus montagneuse, située autour du Vigan et un peu au sud du Mont Aigual. Son relief s'élève jusqu'à 1200 m . Les vallées de l'Arre et de l'Hérault y sont très encaissées. Les routes, tout en lacet, vont et viennent sur les versants pour se rapprocher ou s'éloigner des différents cours d'eau. Le relief assez difficile, puisque très marqué, explique que la région soit peu habitée. La végétation, maîtresse des lieux, est composée en grande majorité de maquis. Cette zone se distingue clairement des 4 autres.

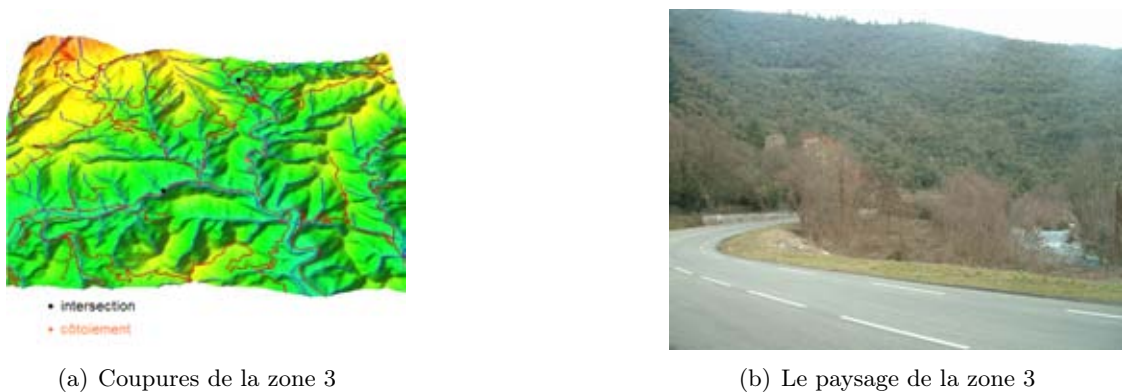


FIG. 2.6 – Zone 3

Les routes sinueuses de cette zone ont connu peu de coupures. Le PICH en compte 5 : deux intersections et trois côtoiements.

Zone 4

La zone 4 est relativement plate avec un relief qui varie de 80 m à 220 m . Située autour de deux villages, Canaules et Logrian, et en amont du barrage de la Rouvière, ce territoire de 58 km^2 est essentiellement rural et composé quasi exclusivement de vignes et de bruyère.

De nombreux cours d'eau (Riviely, Bouffaro) sillonnent la région, dont le principal est le Crieulon.

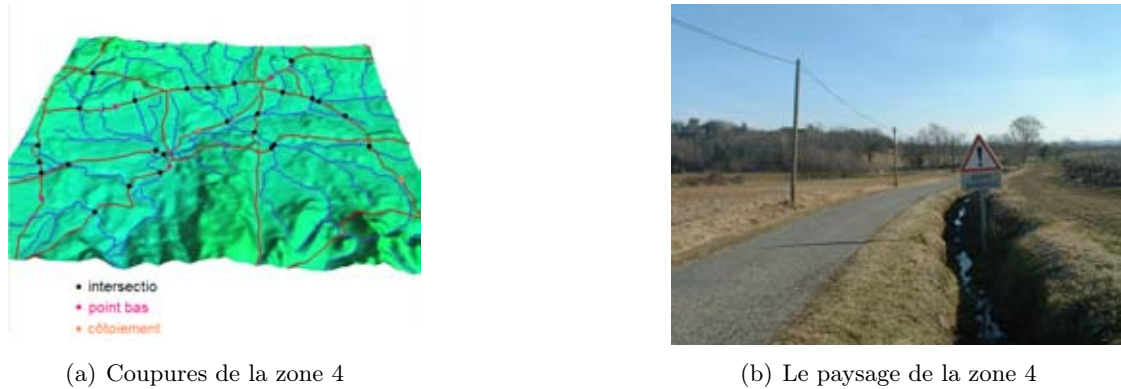


FIG. 2.7 – Zone 4

Cette partie du Gard est sûrement l'une des plus sensibles aux submersions. C'est en tout cas celle du PICH qui comprend le plus de coupures répertoriées. On y comptabilise 27 intersections, 2 côtoiements et 4 points bas.

Zone 5

La dernière zone de calibration (94 km^2) a un relief un peu plus marqué que la précédente avec des collines culminant à 360 m . Néanmoins, on y retrouve le même type de végétation, avec beaucoup de bruyères et de champs, et peu de maisons. Auzon est le seul endroit un tant soit peu urbanisé dans la région. Il est traversé par la rivière homonyme, dont le débit est relativement important.

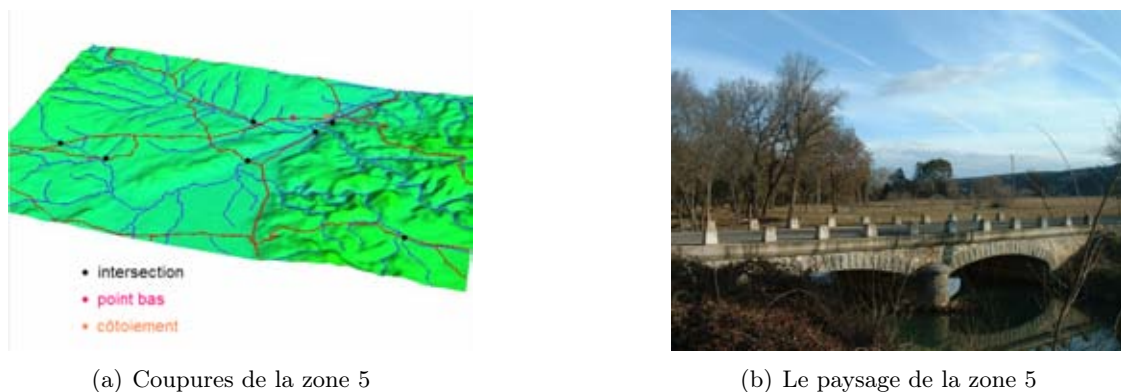


FIG. 2.8 – Zone 5

Le PICH dénombre ici 9 coupures de route, dont 7 sont liées aux croisements des réseaux hydrographiques et routiers. Un point de côtoiement et un point bas sont à l'origine des deux autres submersions.

Les zones 1, 2, 4 et 5 sont donc plutôt similaires géographiquement et sont touchées par le même type de coupures de route. La zone 3 connaît des coupures atypiques et plus rares à cause de son relief plus marqué.

2.2.2 Présentation des zones de contrôle

Zone de Contrôle 1

La zone de Contrôle 1, s'étendant sur 60 km^2 , est en grande partie recouverte par de la végétation arbustive ou herbacée. On y retrouve des arbres épars et quelques petites forêts de feuillus. Vallonnée, avec un relief variant de 75 m à 370 m , elle est parcourue par trois vallées principales dont les deux plus importantes sont celles du Vidourle et du Crespenou. La troisième, plus petite, laisse passer la Banassou. De nombreux petits affluents rejoignent ces cours d'eau à travers un relief marqué. On comptabilise à l'intérieur de cette zone 13 points PICH répartis de la manière suivante : 11 intersections et 2 points bas.

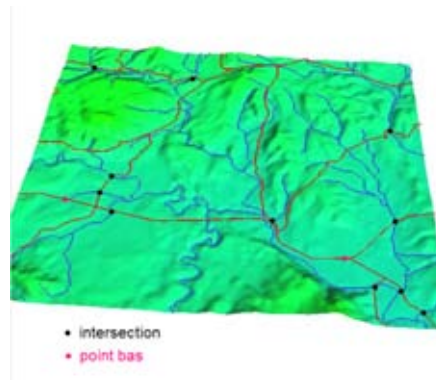


FIG. 2.9 – Points PICH sur la zone de contrôle 1

Zone de Contrôle 2

La zone de Contrôle 2 est principalement recouverte de parcelles viticoles, séparées par des espaces de végétations arbustives. Elle est traversée par le Gardon d'Anduze sur lequel viennent se greffer quelques cours d'eau plus ou moins domestiqués comme l'Allerenque ou le Couloubry. L'altitude y varie de 90 m à 227 m sur les 54 km^2 de superficie que la zone représente. On y retrouve un nombre important de points PICH : 17. Les points d'intersections y sont encore grandement majoritaires avec 13 éléments contre 4 points bas.

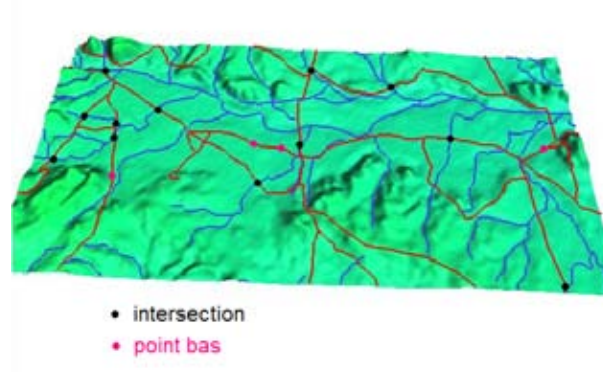


FIG. 2.10 – Points PICH sur la zone de contrôle 2

Zone de Contrôle 3

La zone de Contrôle 3 est donc la plus petite puisqu'elle ne fait que 25 km^2 . Traversée de part en part par la Cèze, on y distingue deux types de milieux naturels. Sur la rive gauche, la plus plate, on trouve des champs de cultures diversifiées. Sur la rive droite, des prairies et des forêts recouvrent la partie vallonnée de la zone. L'altitude y culmine à 347 m . Dans la vallée, le point le plus bas se situe à 95 m . Cette zone regroupe 5 points PICH : 4 intersections et 1 côtoiement.

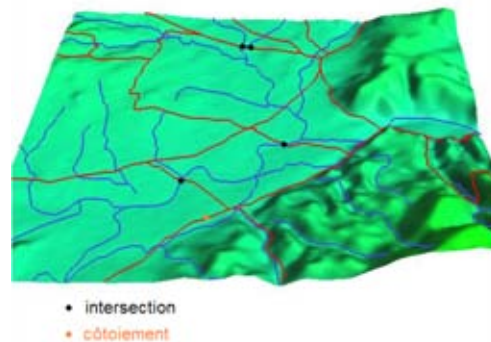


FIG. 2.11 – Points PICH sur la zone de contrôle 3

2.3 Présentation des données géographiques

Comme souligné en introduction, l'information géographique prend une place prépondérante dans ce travail. Elle est disponible sur l'ensemble du territoire et permet donc une approche globale de la détermination des spécificités des points submersibles du réseau routier. Nous détaillons ici les banques de données utilisées et l'interprétation qui en a été faite. Nous présenterons aussi le logiciel libre SIG GRASS, utilisé comme outil d'analyse et interface graphique.

2.3.1 Le SIG GRASS

Un des avantages majeurs du logiciel GRASS, pour ce qui nous concerne, est qu'il est doté de nombreux modules hydrologiques (Neteler and Mitasova, 2004). A partir des données topographiques, il permet de calculer des réseaux de drainage et d'en déduire la surface d'un bassin versant à partir d'un jeu de coordonnées symbolisant l'exutoire. Il est aussi doté du modèle pluie/débit TOPMODEL (Beven and Kirkby, 1979), et détermine les indices topographiques comme on le verra plus loin.

Plus classiquement, il est capable de traiter les différents types d'information qui sont disponibles sur le département, qu'elles soient représentées à l'aide de vecteurs ou de raster (pixels). Il peut aussi être couplé avec des routines de calcul fortran ou C, c'est à dire qu'il peut être utilisé en entrée ou en sortie d'un modèle, comme nous souhaitons en développer un pour prévoir les coupures de route.

Enfin c'est un logiciel libre dont le code est ouvert à tous pour en améliorer les fonctionnalités, ou en ajouter de nouvelles. Cette interaction repose sur des échanges à l'intérieur de la communauté des utilisateurs et des développeurs. Le choix d'un tel outil est donc tout autant politique que pratique. Les difficultés rencontrées lors des premières utilisations doivent s'effacer devant le plaisir de travailler sur un logiciel entièrement dévoué au progrès et à l'innovation, sans contrainte commerciale.

2.3.2 La BD ALTI

Les données topographiques proviennent de la BD ALTI de l'IGN. C'est un modèle numérique de terrain (MNT) où les valeurs d'altitude sont représentées sous la forme d'une grille régulière de 50 mètres, disposant d'une valeur unique par maille (raster). Un algorithme de ré-interpolation disponible dans GRASS a permis d'augmenter cette résolution pour parvenir à une maille de 25 mètres (Fig. 2.12).

La création de ce nouveau MNT à 25 m se fait en deux étapes. Tout d'abord on génère aléatoirement un jeu de points dans la fenêtre d'étude. Ensuite, on utilise ce jeu et la grille d'origine pour ré-interpoler l'ensemble à une meilleure résolution. Ce type d'opération est couramment utilisé, puisqu'une des plus fiables pour définir une grille cohérente.

Cette méthode, appelée RST (Regularized Spline with Tension) (Mitasova and Mitas, 1993a), (Mitasova and Mitas, 1993b) régularise les données à l'aide d'un paramètre principal appelé tension. Celui-ci caractérise la rigidité et l'élasticité de la grille obtenue. En adoucissant les gradients d'altitude, on réduit l'écart entre les points et on évite les ondulations de relief. Cette méthode est préconisée (Rousseaux, 2006) au sein de l'IGN pour représenter les zones sommitales sur lesquelles elle crée des formes convexes. Inversement, des formes concaves sont associées aux zones de talweg. Comme nous sommes particulièrement intéressés par le fait de retrouver les schémas d'écoulement dans le relief, nous avons privilégié cette approche.

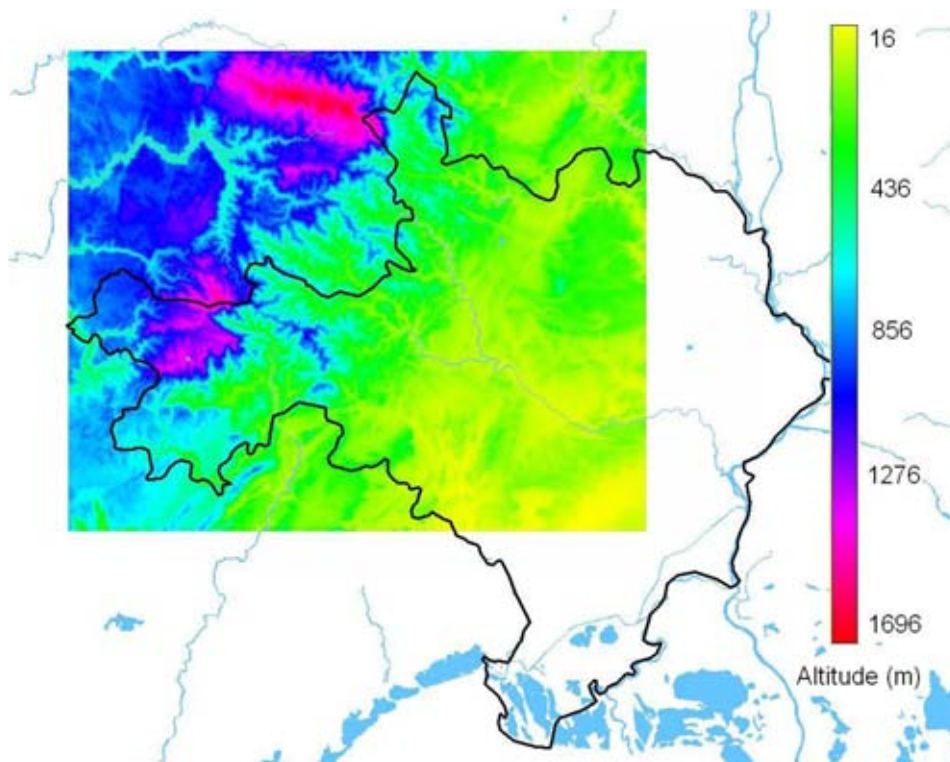


FIG. 2.12 – MNT du sud du département du Gard

Cette information, même affinée, reste néanmoins grossière et ne permet pas - ou très difficilement - de travailler en micro-topographie. De la même manière, cette faible résolution ne permet pas de rendre apparentes les positions en remblai ou en déblai des routes. La BD ALTI renseignera donc la position de la route dans son environnement à l'échelle du réseau, et non à celle de la route elle-même.

2.3.3 La BD CARTO

Le contenu de la BD CARTO est « une description du paysage au travers d'un filtre destiné à en synthétiser les éléments » (IGN, 2004). C'est une représentation de la surface terrestre que l'on peut observer si l'on s'élève au-dessus du sol. Réalisée à l'aide de données vectorielles, c'est à dire de points, de lignes et de polygones, on y retrouve les éléments du paysage les plus importants, soit par leur taille, soit par leur fonction. C'est ce type de données que l'on retrouve sur les cartes à l'échelle 1 : 100 000. Dans notre cas, nous avons sélectionné deux thèmes : le réseau routier et l'hydrographie. A l'intérieur de ces thèmes, nous nous sommes intéressés aux tronçons (routiers et hydrographiques), représentés linéairement. La partie du réseau routier sélectionnée comprend l'ensemble des routes nationales et départementales comprises dans le nord-ouest du département. Le réseau hydrographique représente très finement la grande densité des cours d'eau. Il tient compte la plupart du temps des oueds, sous l'appellation « non permanent ».

2.3.4 L'occupation des sols

En complément de ces données fournies par l'IGN, on utilise l'information d'occupation des sols issue de la base de données Corine Landcover (IFEN, 2000). Celle-ci, à une échelle 1 : 100 000, comprend une nomenclature hiérarchisée en trois niveaux. Le premier niveau correspond aux grandes catégories d'occupation des sols représentables à l'échelle de la planète (5 postes) : territoires artificialisés, agricoles, forestiers, zones humides et surfaces en eau. Les second (15 postes) et troisième (44 postes) niveaux correspondent à des sous et sous-sous catégories plus détaillées de ces niveaux principaux. Dans notre étude, nous nous sommes restreints au premier niveau de hiérarchisation qui matérialise déjà des différences de capacité d'infiltration de la pluie et donc de comportement hydrologique. Voici ce que chacune des catégories regroupe :

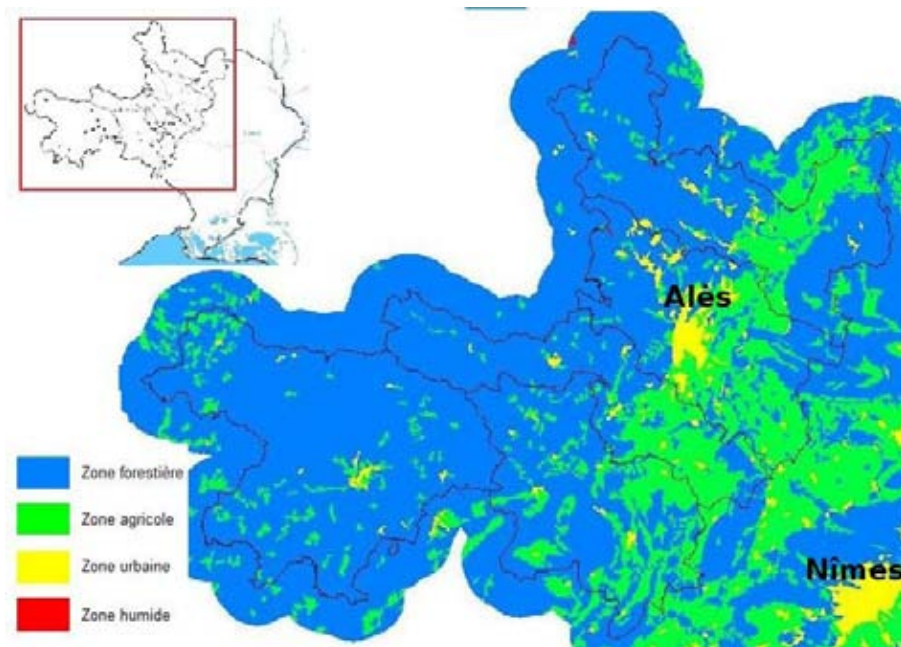


FIG. 2.13 – Occupation des sols sur la zone PICH

- Zone forestière : feuillus, conifères, pelouses et pâturages naturels, landes et broussailles, végétation arbustive. On considère que ce milieu a un grand pouvoir d'infiltration.
- Zone agricole : terres arables, périmètre irrigué, vignobles, vergers, oliveraies, prairies. Généralement, elles facilitent les écoulements. Un phénomène de battance peut être à l'origine de fort ruissellement lorsque la couche superficielle du sol devient imperméable.
- Zone urbaine : tissu urbain continu et discontinu, zones industrielles, réseaux routiers et ferroviaires, chantiers, décharges, équipements sportifs. De loin la surface la moins perméable, elle favorise des ruissellements importants et n'infiltrer qu'une très petite

part des précipitations.

- Zone humide : marais, tourbières. La pluie rejoint directement une surface d'eau pour en augmenter le niveau.
- Surfaces en eau : cours et voies d'eau, plans d'eau, lagunes, estuaires.

Sur la figure (Fig. 2.13), on représente les différents types d'occupation des sols que l'on retrouve sur la zone du PICH, au nord-ouest du département. La forêt recouvre la quasi-totalité de la partie amont de la zone, tandis que l'aval comprend davantage de terres agricoles (des vignes essentiellement) et quelques zones urbanisées, avec des villes comme Alès.

2.3.5 Les données Sol

Enfin, les données Sol de l'INRA (INRA, 2000) correspondent aux couches inférieures et décrivent la géo-pédologie du terrain. Le territoire est divisé en unités cartographiques (UC), caractérisées d'une part par leur appartenance à un grand ensemble géomorphologique (plaines alluviales et côtières, collines, plateaux, hautes montagnes, ...) et d'autre part à leur roche mère. A l'intérieur de ces UC, on peut trouver une ou plusieurs unité(s) de sol (US) qui correspondent chacune à un carottage. Il s'agit donc d'une description très détaillée de la couche de sol (profondeur de sol, état de surface, contrainte principale, ...).

L'information géomorphologique étant de nature topographique, nous n'avons pas cherché à l'utiliser ici. Nous avons considéré que cette information est déjà incluse dans la BD ALTI. De même, les données pédologiques contenues dans les US ne sont pas utilisables en tant que tel à l'aide d'un SIG. Celles-ci sont synthétisées et reportées dans un tableau qu'il est impossible d'exploiter de manière automatique. On s'est donc focalisé uniquement sur les données relatives à la roche mère.

Pour cela, nous avons regroupé les différentes UC par type de roche, puis celles-ci en catégories génériques plus vastes. Le facteur de rapprochement est la capacité du sol à être influent d'un point de vue hydrologique. Deux paramètres sont à retenir pour tenir compte de cette variabilité parmi les différentes roches : la porosité et la perméabilité. La porosité représente l'ensemble des volumes disponibles pouvant être occupés par un fluide à l'intérieur d'une roche. La perméabilité caractérise l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par un fluide. D'une manière générale, les sols de la région sont assez peu perméables (Ayrat, 2005), ce qui explique aussi le caractère rapide des ruissellements. Par contre, leur distribution spatiale est plutôt hétérogène. Pour tenir compte de cette variabilité, 5 classes sont définies :

- Roches sédimentaires meubles : Formées de grains indépendants et facilement érodables, elles présentent une grande porosité et une grande perméabilité (alluvions, colluvions, sable, limon, cailloutis, pierraille, blocaille).

- Roches sédimentaires imperméables : Composées de petits grains, elles possèdent aussi une grande porosité mais sont très peu perméables (marnes, grès, vase, argile).
- Roches sédimentaires perméables : Roches consolidées en un ensemble compact de grains et de ciment. D'une porosité assez faible, elles laissent néanmoins s'infiltrer l'eau comme le calcaire non karstifié (dur siliceux, lacustre, gréseux) ou les conglomérats.
- Roches plutoniques et métamorphiques : Entièrement ou partiellement cristallisées, elles peuvent être perméables en surface suivant leur niveau d'altération et de fragmentation (granite, gneiss, micaschiste, schiste vert, cornéenne, phyllade).
- Roches karstiques : Issues de la dissolution de la roche par les acides carboniques contenus dans les eaux de pluie, ce réseau de galeries permet à l'eau de s'écouler par des chemins imprévisibles. Formées à partir de dolomie, de calcaire dolomitique, de calcaire dur ou de calcaire à petits bancs, elles représentent un véritable casse tête pour les hydrologues tant il est difficile d'identifier les chemins d'écoulement.

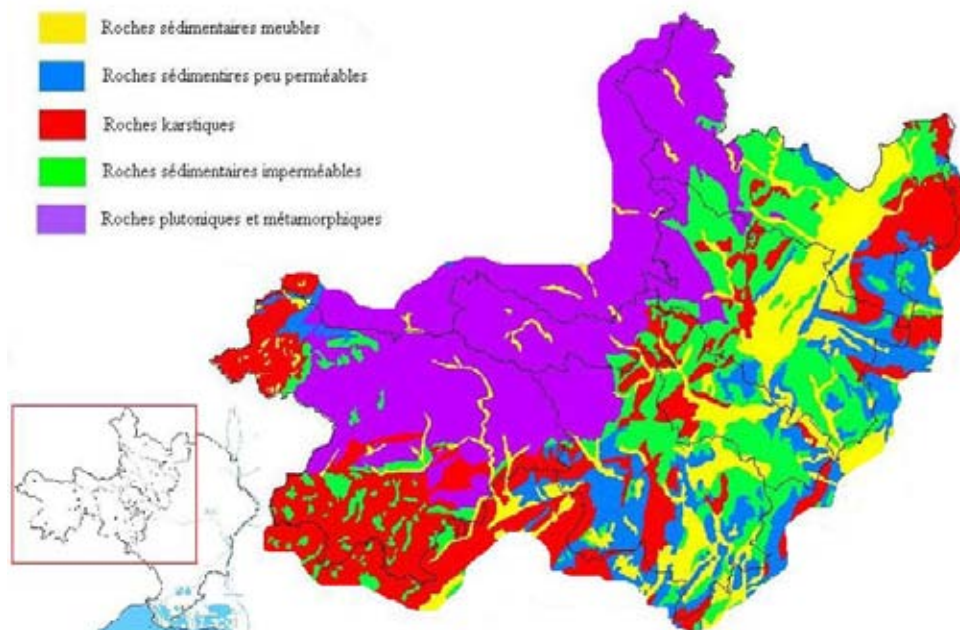


FIG. 2.14 – *Roche mère sur la zone PICH*

L'amont très granitique et l'aval davantage constitué de roches sédimentaires illustrent la forte hétérogénéité géologique de la région (Fig. 2.14). On met aussi en exergue les très nombreuses zones potentiellement karstiques qu'il est extrêmement difficile de représenter à l'aide d'un modèle hydrologique.

2.4 Les données hydrologiques

Ces données vont essentiellement être utilisées lors de la phase de modélisation hydrologique pour caler, puis valider le modèle pluie-débit. De fait, il est nécessaire de disposer de données les plus fiables possibles pour limiter au mieux l'introduction d'incertitude dans les calculs futurs. On présente ici le traitement préalable, opéré sur les données pluviométriques et débitométriques.

Dans la région des Cévennes, un observatoire, l'OHMCV (Observatoire Hydrologique Méditerranée Cévennes Vivarais), mutualise de nombreuses données hydrologiques, de connaissances et de méthodes (<http://www.lthe.hmg.inpg.fr/OHM-CV/>). Il vise aussi à fédérer des compétences de recherche pluridisciplinaires (météorologie, hydrologie, géophysique, géographie, mathématiques appliquées, socio-économie, ...) pour améliorer les connaissances du risque hydro-météorologique associé aux pluies intenses et aux crues «éclair». Toute cette partie de traitement des données hydrologiques s'est donc faite en étroite collaboration avec l'observatoire.

2.4.1 Données pluviométriques

Les crues «éclair» étant caractérisées par une pluviométrie intense, la région des Cévennes a connu depuis longtemps une densification croissante de son réseau d'instrumentation pluviométrique. On trouve ainsi plus de 200 pluviomètres (horaires et journaliers) répartis sur l'ensemble de la région dans le but de mieux connaître la variabilité spatiale de la pluie. Dans les années 80, en complément de ce réseau, un premier radar - bientôt suivi d'un second - a été positionné pour fournir des données de pluie spatialisées. En ce qui nous concerne, nous ne disposons pas de suffisamment d'événements pluvieux enregistrés par le radar (calés et validés) pour utiliser cet outil. Il nous a donc fallu tirer un maximum d'informations du réseau de pluviomètres.

Pour parvenir à une distribution spatialisée de la pluie, où chaque pixel est crédité d'une valeur d'intensité, à partir des mesures ponctuelles de lame d'eau $P(x_i)$, où x_i est la localisation du pluviomètre, nous avons utilisé une technique d'interpolation spatiale. Le principe d'une telle technique consiste à déterminer des poids W_i à affecter à ces valeurs ponctuelles, en fonction du point de l'espace $P(x_p)$ où on veut connaître la valeur de l'intensité de la pluie (Fig. 2.1).

$$P(x_p) = \sum_{i=1}^n W_i \cdot P(x_i) \quad (2.1)$$

Le krigeage est l'une des techniques les plus utilisées pour parvenir à un tel résultat et calculer ces différentes pondérations (Lebel, 1984). Ce modèle géostatistique détermine les poids à partir du degré de similitude entre les valeurs de pluie $P(x_i)$, c'est à dire à partir de la covariance entre les points, en fonction de la distance qui les séparent. On retrouvera de plus amples informations sur la méthode de krigeage dans les travaux de Lebel (1984) et Berne (2002).



FIG. 2.15 – *Pluviomètres de la région d'étude*

Avant toute chose, il faut s'assurer de la viabilité des données relevées par les différents pluviomètres afin de ne pas introduire d'erreur par la suite. Une vérification peut s'opérer en étudiant le cumul des pluies par événement et ce pour chaque pluviomètre afin de mettre en lumière leur corrélation. A partir de là, on peut calculer les champs pluvieux de la région d'étude.

Sur la carte (Fig. 2.15), le réseau des pluviomètres d'une partie de la région d'étude Cévennes Vivarais est représenté. Le grand cadre intérieur représente la fenêtre utilisée pour déterminer les cartes de pluies. Ce sont donc les 88 pluviomètres compris à l'intérieur de celle-ci qui ont été utilisés lors du krigeage.

Au final, on obtient pour un événement pluvieux donné, une lame d'eau horaire pour chaque pixel de 1 km^2 . La figure (Fig. 2.16) représente la lame d'eau totale pour l'ensemble d'un événement. On distingue assez bien l'influence de certains pluviomètres qui concentrent une partie des forts ou faibles cumuls de pluie.

En complément de ces informations pluviométriques, les atlas de pluies historiques réalisés à partir des travaux de l'INPG, du CNRS et de Météo France (Lavabre et al., 2003) ont été fournis par le CEMAGREF. On y retrouve, à des pas de temps variables (1, 2, 12 ou 24 heures), la distribution spatiale des pluies pour des périodes de retour de 10 et 100 ans.

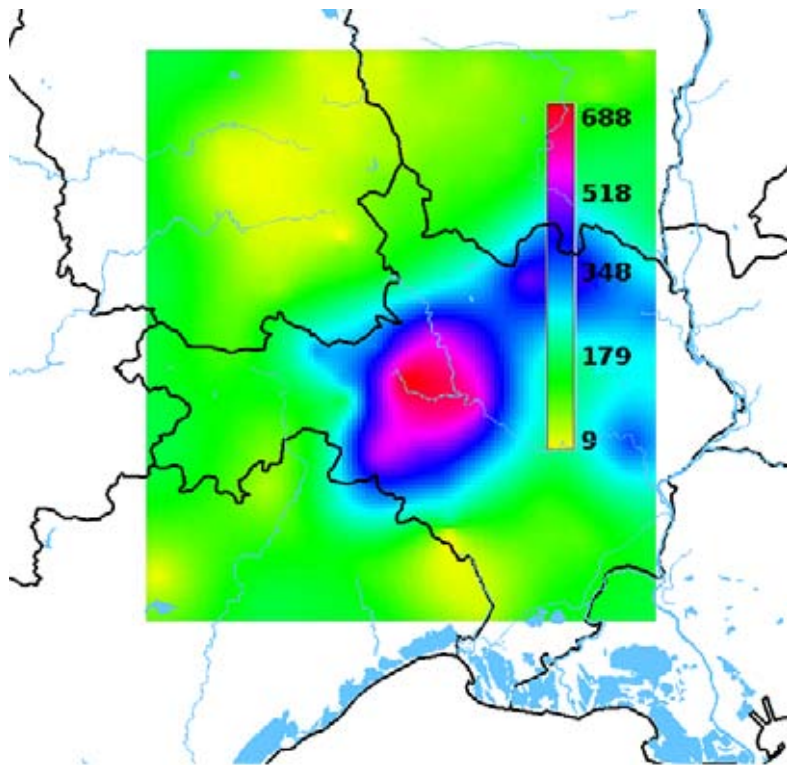


FIG. 2.16 – *Cumul des pluies (mm) - 08/09/02*

2.4.2 Données de débit

La portion du Gard que nous étudions, et à l'intérieur de laquelle on retrouve les zones de calibration et validation précédemment définies, contient un certain nombre de bassins jaugés pour lesquels des données débitmétriques sont disponibles au pas de temps horaire (Fig. 2.17).

Le bassin de la Cèze, situé au Nord, contient 2 bassins jaugés : l'un en amont des Mages, l'autre au niveau du barrage de Sénéchas. D'autres stations existent en aval de ces points de contrôle mais les mesures ne peuvent être utilisées. Le barrage, qui n'est pas représenté lors de la modélisation rend caduque leur utilisation : son rôle d'écrêteur de crue modifie le transfert à la sortie de l'ouvrage.

Le bassin des Gardons avec au sud le Gardon d'Anduze et au nord le Gardon d'Alès est de loin le plus instrumenté de la région. Sur le premier affluent cité, on retrouve 6 stations : Mialet, Saumane, Saint-Jean, Corbès, Générargues et donc Anduze. Sur le second, une mesure est effectuée au niveau du barrage de Sainte-Cécile. Pour la raison évoquée précédemment, nous n'avons pas non plus tenu compte des mesures disponibles en aval du barrage.

Au sud du département enfin, le bassin du Vidourle dispose de trois points de mesure, tous situés au niveau d'un barrage. Le barrage de La Rouvière est situé sur le Criulon,

celui de Ceyrac sur le Rieu-Massel et celui de Conqueyrac sur le Vidourle amont.

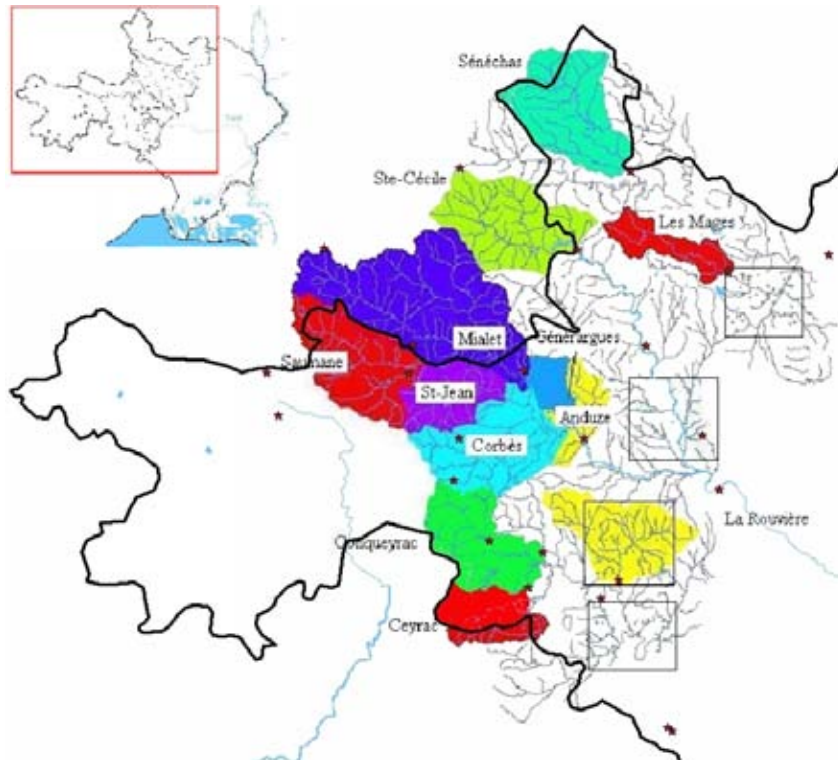


FIG. 2.17 – Bassins jaugés de la région d'étude

Avant d'utiliser les données issues des stations débitmétriques, il est nécessaire d'en estimer la fiabilité. L'objectif est de déterminer, pour chaque station, les plages de données qui peuvent être utilisées lors de l'étape de modélisation.

2.4.3 Critique des données débitmétriques

Comme on l'a vu précédemment, les débits de crue peuvent être reconstitués au niveau des stations limnimétriques et des barrages écrêteurs de crue.

Concernant les stations limnimétriques, on estime les débits par l'intermédiaire d'une courbe de tarage, puisque ce sont des hauteurs d'eau que l'on mesure physiquement en continu. Une telle courbe est calée pour les débits courants, et souvent extrapolée pour les débits importants. Que ce soient les conditions difficiles de mesure ou le peu d'événements à disposition, il est, en effet, beaucoup plus délicat de définir ces valeurs en période de crue. Dès lors, on ne dispose pas d'une grande précision pour la mesure de ces débits extrêmes. Il ne faudra donc pas prendre ces résultats pour des vérités absolues, mais admettre qu'ils sont empreints d'une certaine incertitude.

Pour les barrages, l'évolution des cotes de la retenue est disponible. Dans le cas où le barrage ne déborde pas (cas extrême), on dispose de lois hauteur/volume et de vidange de fond de barrage (hauteur/débit restitué), qui sont relativement bien connues. En faisant un bilan entrée/sortie au niveau du barrage, on peut déterminer le débit amont entrant. Ce cas idéal est, hélas, souvent perturbé par une contrainte supplémentaire en début d'automne. A cette période, il arrive que la cote du plan d'eau soit inférieure à la cote minimale de la courbe de tarage. Dans ce cas là, il n'est pas possible de savoir quel était le débit restitué à la rivière, et l'estimation du débit amont en devient faussée. Après renseignement auprès des services concernés (DDE et barragistes), il s'avère que dans ces cas là, le débit restitué en sortie de barrage est déterminé par le barragiste en actionnant les vannes, mais aucune loi précise n'existe. Les ouvertures de vannes sont consignées dans un registre, mais il n'a pas été possible de se le procurer . . .

Pour estimer la qualité des données disponibles, la méthodologie suivante est appliquée (Tiberi-Wadier, 2006) : (i) On sélectionne les événements pluvieux qui vont nous intéresser, c'est-à-dire ceux d'une certaine importance (cumul de pluie supérieur à 25 mm), (ii) Pour ces événements, on visualise la chronique pluie/débit pour s'assurer de leur cohérence spatio-temporelle, (iii) On détermine les coefficients d'écoulement de ces différents événements pluvieux de la manière suivante :

$$\text{Coefficient d'écoulement} = \frac{\text{volume d'eau ruisselé à l'exutoire}}{\text{volume d'eau précipité}}$$

Le volume d'eau précipité sur le bassin versant est déterminé à partir des moyennes des pluies krigées, calculées sur l'ensemble du bassin considéré. On multiplie ensuite cette valeur par la surface du bassin versant.

Le volume d'eau réellement ruisselé au cours d'un événement pluvieux correspond au volume évacué à l'exutoire, auquel on retire le volume d'eau apporté par le débit de base. Ce débit de base s'interprète comme la composante continue de l'écoulement, provenant de la vidange des réserves (souterraines ou superficielles) du bassin. Pour l'estimer, on interpole linéairement les débits de début et de fin de crue. Il est représenté en bleu sur l'exemple suivant (Fig. 2.18).

Il n'est physiquement pas possible que le coefficient d'écoulement soit supérieur à 1. Pour les milieux urbains, qui ont des surfaces globalement très imperméables, les coefficients théoriques d'écoulement sont de l'ordre de 0,6. En milieu naturel, ces coefficients sont généralement plus faibles.

Au final, on ne conserve pas les données débitométriques dans les cas suivants :

- Si l'on n'a pas de données pluviométriques sur un bassin. Cependant, s'il ne manque que quelques pas de temps, qu'aucun pluviographe n'a mesuré de pluie sur l'ensemble de la zone, et que les débits n'évoluent pas, ces valeurs manquantes sont mises à zéro.
- Si l'hydrogramme montre des incohérences (mauvaise synchronisation dans l'espace et le temps).
- Si un événement a un coefficient d'écoulement supérieur à 1, ce qui traduit un problème de donnée (pluie et/ou débit).

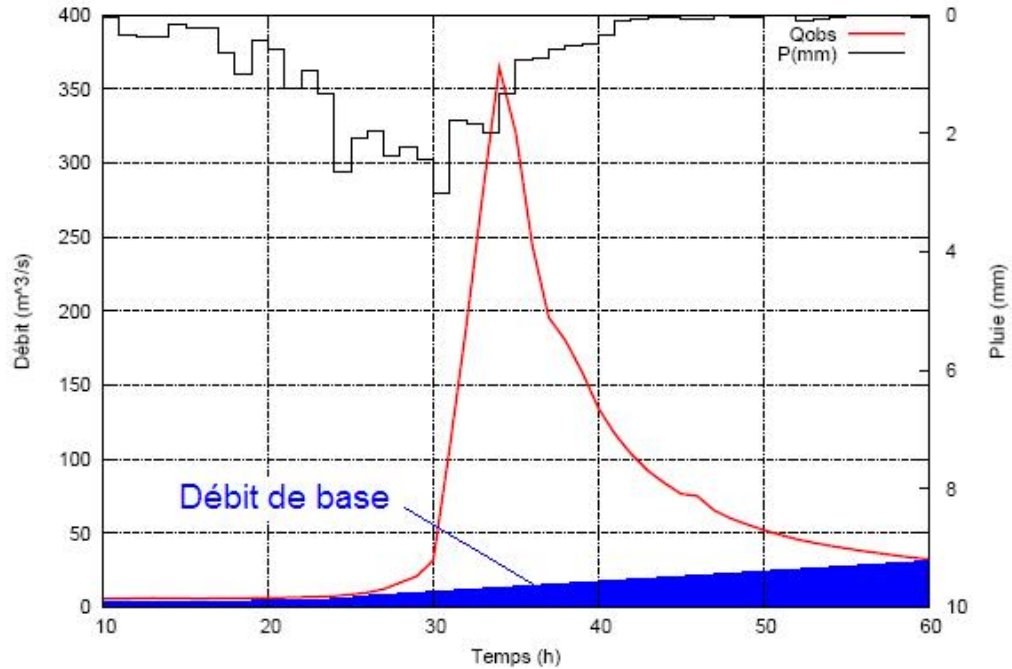


FIG. 2.18 – Calcul du débit de base

A la suite de cette analyse, nous avons retrouvé 32 événements pluvieux sur lesquels on dispose d'au moins une station de débit ayant fourni des données satisfaisantes.

2.5 Données relatives au réseau routier

2.5.1 Inventaire des ouvrages d'art

Les ouvrages de franchissement dont l'ouverture est supérieure à 2 m sont répertoriés par les services de la DDE 30 au sein d'une base de données en perpétuelle évolution. Pour chaque structure, on dispose d'informations générales comme le nom de l'ouvrage, sa localisation par PR, la route concernée, la rivière croisée ou la commune de rattachement. Les caractéristiques techniques de la structure sont, elles aussi, indiquées. On y retrouve le matériau utilisé, la taille de l'ouverture, le nombre de travées, le tirant d'air, la largeur ou la surface.

Cette base de données a été complétée grâce aux différentes subdivisions qui ont apporté des informations sur les ouvrages manquants. Enfin, ultime rajout, certains des ouvrages dont l'ouverture est inférieure à 2 m ont été répertoriés lors d'une enquête terrain, comme ce fut le cas pour celui représenté sur la figure (Fig. 2.19).



FIG. 2.19 – *Buse à l'origine d'une submersion*

Nous tenterons dans ce qui suit de relier les dimensionnements des ouvrages de franchissement à leur possible submersion.

2.5.2 Carte de gestion de trafic

En période de gestion de crise hydrologique, les services de l'équipement mettent en ligne depuis 2003 une carte de l'état du réseau routier. Elle est mise à jour à des pas de temps de l'ordre de quelques heures (pendant la journée), en fonction des remontées d'informations provenant des subdivisions. Au fur et à mesure que des accès sont coupés par les services locaux pour cause de submersion, ils sont cartographiés et mis en ligne. Ceci a pour but de dissuader les automobilistes d'emprunter leur véhicule, ou à le faire sur une portion praticable du réseau. Cette démarche n'est en rien assimilable avec de la prévision, puisqu'elle n'affiche les tronçons coupés qu'une fois qu'ils sont submergés.

Les modes de représentation des parties inondées du réseau ont changé au cours de ces dernières années. Elles furent d'abord représentées ponctuellement avec la localisation exacte de la partie du tronçon submergé, généralement le croisement avec un cours d'eau. Elles furent ensuite étendues à l'ensemble du tronçon touché, comme c'est le cas sur la figure (Fig. 2.20). En tout état de cause, ces expérimentations récentes de la DDE du Gard ont montré qu'en termes de communication sur l'état du réseau routier, les systèmes de représentation, ponctuelle ou linéaire, sont équivalents. La meilleure approche restant celle de l'itinéraire, c'est à dire être capable de proposer un chemin praticable pour aller d'un point A à un point B sachant que les routes X, Y et Z sont coupées. Néanmoins, une telle approche n'a pas encore été mise en place, faute d'avoir trouvé une méthode adaptée. La réflexion à ce sujet se poursuit.

De telles cartes sont disponibles pour les derniers événements suivants :

- 21 novembre 2003 : une carte pour l'ensemble de l'événement
- 29 novembre 2003 : cartes pour différents pas de temps
- 17 décembre 2003 : cartes pour différents pas de temps
- 3 novembre 2004 : une carte pour l'ensemble de l'événement

- 6-8 septembre 2005 : cartes pour différents pas de temps



FIG. 2.20 – Représentation des sections coupées durant l'événement du 6 septembre 2005

Ces cartes nous serviront lors de la validation finale de notre outil d'annonce de coupures. Nous essaierons de reconstituer ces situations à partir des données pluviométriques et de retrouver les sections coupées indiquées par la DDE.

En bref

Nous avons choisi le nord-ouest du département du Gard pour étudier les coupures de route occasionnées par des crues «éclair». Sur cette portion du territoire, la DDE a établi un inventaire des coupures relevées lors des 40 dernières années (le PICH).

A partir de ces informations, nous avons sélectionné 5 zones de calibration et 3 zones de validation sur lesquelles nous étudierons la vulnérabilité structurelle du réseau routier. Pour cela, nous analyserons les données géographiques disponibles (BD CARTO, BD ALTI, BD SOL, Corine Land Cover) afin de déterminer ce qui peut être préjudiciable dans l’environnement de la route et ainsi faciliter sa submersion. Les données de dimensionnement des ouvrages permettront de définir une autre méthode pour mesurer cette vulnérabilité.

Ces bases de données géographiques seront réutilisées lors de la caractérisation de l’aléa pour tenter d’appréhender le comportement hydrologique des bassins versants. Nous utiliserons aussi les données pluviométriques et débitométriques pour caler le modèle pluie/débit. A cet égard, des chroniques de pluie spatialisées ont été reconstituées par la méthode du krigeage. Elles permettront de tester le modèle en simulant les débits au niveau des 12 stations débitométriques que comprend la région.

Enfin, les dernières informations disponibles sur la région, et utiles pour nos travaux, sont les cartes de gestion de trafic établies pendant les événements pluvieux importants et indiquant les tronçons de route coupés à la circulation pour cause de submersion. Elles seront utilisées lors de la validation finale du modèle de coupure.

IDENTIFICATION DES POINTS SENSIBLES

Introduction au chapitre

Dans la suite de ce travail, nous avons pris le parti de travailler en termes de points et de tronçons coupés plutôt qu'en terme d'itinéraires. C'est d'ailleurs la première étape nécessaire avant d'aller plus loin dans le développement d'un outil opérationnel. Nous avons considéré qu'un tronçon routier est impraticable à partir du moment où il connaît au moins un point de coupure. Le choix de cette information ponctuelle est avant tout pratique. Son utilisation permet, par exemple, l'extraction, sans trop de difficultés, d'un bassin versant dont le point considéré est l'exutoire. Cette donnée sera par la suite utilisée dès que l'on s'intéressera à l'aléa hydrologique. Le passage du point au tronçon se fait aisément à l'aide d'une commande spécifique du logiciel SIG.

Afin de distinguer ce qui caractérise la vulnérabilité structurelle, tant à l'échelle locale qu'à celle du bassin versant, la première étape consiste à extraire un nombre conséquent de points dits **a priori sensibles**. Dans cet ensemble, on s'attachera à retrouver l'intégralité des points submersibles répertoriés par la DDE du Gard, à l'intérieur de son Plan d'Intervention aux Crises Hydrologiques (**PICH**), ainsi qu'un groupe de points n'ayant pas fait l'objet de submersions jusqu'à maintenant (**Non PICH**). En somme, on s'attachera à définir une condition nécessaire à toute submersion quelle que soit sa cause (intersection, points bas et côtoiement). Cette première sélection se fera sur des critères physiques simples, directement liés à la cause de la submersion.

Nous effectuerons cette recherche à l'intérieur des 5 zones de calibration pour lesquelles nous ferons un bilan entre le nombre de points extraits (**a priori sensibles**) et le nombre de points effectivement submersibles (**PICH**).

3.1 Extraction des points *a priori sensibles*

Pour chacun des trois types de submersions (intersections, points bas et côtoiements), nous proposons un ou plusieurs critères qui peuvent permettre l'extraction d'un ensemble conséquent de points **a priori sensibles** contenant le maximum de points PICH. Cet échantillonnage se fait de manière automatique à l'aide du SIG, en utilisant les bases de données BD TOPO et BD ALTI.

3.1.1 Extraction des points d'intersection

Cette catégorie est la plus simple à répertorier. En juxtaposant les vecteurs représentant les réseaux routiers et hydrographiques, on peut définir de manière exhaustive leurs points d'intersection à l'aide d'une fonction de croisement vectoriel (Fig. 3.1). On avance alors l'hypothèse forte que toute intersection entre les deux réseaux, donc tout ouvrage de franchissement, constitue une source potentielle de débordement pour la route. Nous savons très bien qu'une telle hypothèse n'est pas avérée, mais devant la très grande proportion d'intersections à l'origine d'une coupure de route, c'est un moyen simple de constituer un échantillon comprenant un ensemble de points submersibles (PICH), et un autre de points non submersibles (Non PICH).

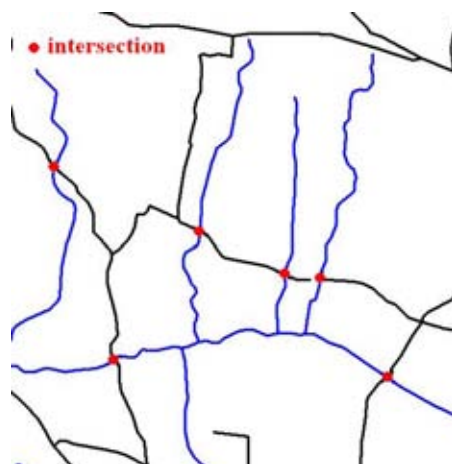


FIG. 3.1 – *Points d'intersection*

3.1.2 Extraction des points de côtoiement

Pour extraire les points de côtoiement, le parti est pris d'utiliser les réseaux routiers et hydrographiques représentés sous la forme de rasters. Cette transformation se fait à l'aide du SIG qui «noircit» tous les pixels de la grille «traversés» par les vecteurs. Pour densifier le réseau hydrographique et bien retranscrire la notion de zone inondable, une zone tampon est ajoutée autour des mailles représentant les rivières. Avec un pixel (soit 25 m) de part et d'autre du réseau, on parvient à une largeur fictive de cours d'eau de 75 m (Fig. 3.2). Le réseau hydrographique et sa zone tampon sont alors croisés avec le réseau routier. Les points qui en résultent (desquels on déduit les points d'intersections

précédemment extraits) sont des points de côtoisement. Pour leur détermination, les deux réseaux ne doivent pas être éloignés de plus de 75 *m*.

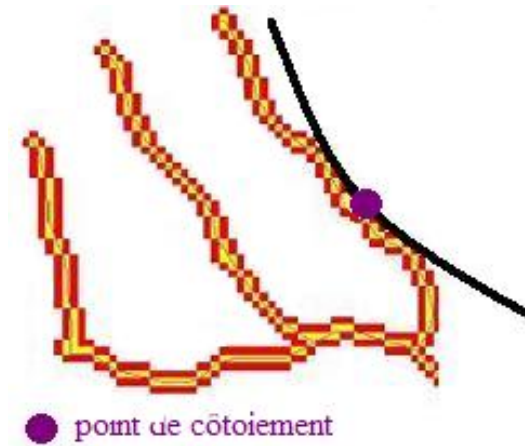


FIG. 3.2 – Définition des points de côtoisement à l'aide de la première méthode

Cette hypothèse, qu'au-delà de 75 mètres les deux réseaux ne se côtoient plus suffisamment pour rentrer dans cette catégorie, est discutable. Une telle méthode ne tient pas compte de la variabilité spatiale des largeurs des tronçons hydrographiques. On met sur un même pied, une rivière large comme l'Auzon et un petit affluent de type oued, vide en période sèche. Dans le premier cas, la distance de 75 *m* peut représenter la largeur effective du lit moyen, dans le second, elle correspond à une zone inondable déjà très étendue. Néanmoins, la définition d'une largeur constante plus importante, sans ajouter d'autres critères, risque de « plonger » une bonne partie du réseau routier du département en zone inondable.

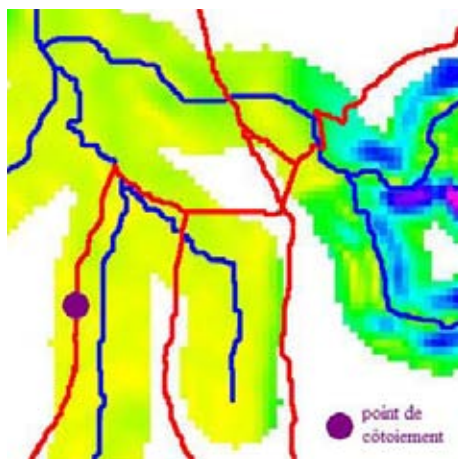


FIG. 3.3 – Définition des points de côtoisement à l'aide de la seconde méthode

Pour essayer d'améliorer l'extraction des points de côtoisement, une seconde méthode est testée. C'est maintenant un tampon, large de 150 *m* de part et d'autre du réseau

hydrographique, qui est croisé avec le réseau routier. Pour conserver un nombre de points raisonnables, on s'est attaché à calculer la différence d'altitude entre la route et le cours d'eau, soit la pente qui les sépare (Fig. 3.3). Seuls les points dont la pente est inférieure à 0,5% sont conservés. Cette valeur correspond à une zone plate qui facilite l'extension de la crue.

3.1.3 Extraction des points bas

Un point bas étant caractérisé par sa capacité à accumuler les eaux pluviales, nous utilisons une fonction du module hydrologique de GRASS qui permet de quantifier cette information. A partir d'un modèle que nous détaillerons plus loin (cf. Chap. 4.3), il est possible de calculer pour chaque pixel, le nombre de pixels amonts qui sont drainés vers lui. Cette surface représente le bassin versant en amont de ce point exutoire. (Fig. 3.4)

Pour l'ensemble des points bas PICH compris dans nos zones d'étude, nous avons calculé la surface de leur bassin versant lorsque c'était possible ; la résolution des données ne permettant pas toujours une telle opération. Nous avons ensuite cherché une valeur seuil au-delà de laquelle le point situé en aval de cette surface pourrait être considéré comme un point bas **a priori sensible**. Les quelques valeurs extraites nous ont fait retenir le seuil de 150 pixels, soit $0,0937 \text{ km}^2$.

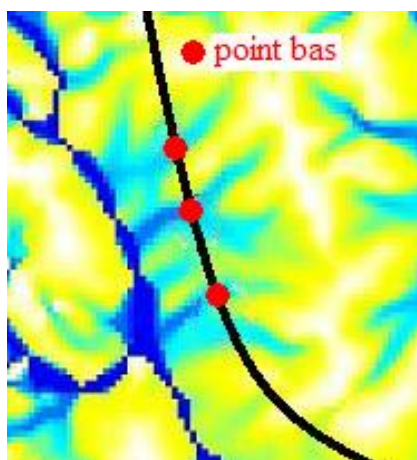


FIG. 3.4 – *Points bas*

Pour tenir compte de la faible résolution des données topographiques et du manque de précision qu'elle engendre, les zones de fort drainage proches du réseau routier sont, elles aussi, considérées. En prenant une fenêtre de 5×5 pixels centrée sur les pixels routiers, un point est classé comme **a priori sensible** s'il rencontre dans cette fenêtre une aire drainée excédant le seuil de 1000 pixels, soit $0,6248 \text{ km}^2$.

3.2 Bilan sur les points extraits

3.2.1 Critique des méthodes utilisées

Ces différentes méthodes d'extraction ont permis de lister un nombre conséquent de points **a priori sensibles**. Au sein de chacune des cinq zones de calibration, on retrouve un grand nombre des points de coupure répertoriés dans le PICH, mais le nombre de points extraits est très important pour les points bas et les côtoiements. Il ne permet pas une bonne lisibilité des résultats puisqu'il affiche parfois plusieurs points sur un même tronçon. Lorsqu'une route longe une rivière sur une longue distance, l'ensemble des points de cette portion de route est extrait, ce qui n'est pas nécessaire. Il en est de même pour les tronçons croisant un large talweg. Dans ce cas, c'est tout un groupe de pixels qui se retrouve concerné puisqu'en contact avec une surface drainée importante. Comme il est inutile de définir plusieurs points **a priori sensibles** sur un même tronçon de route, nous avons procédé à une limitation de ce nombre de points. Nous avons conservé un seul point par tronçon dit « sans alternative », c'est à dire une portion de route qui n'en croise aucune autre, pas même une route communale (non représentée sur les cartes).

Dans le cas d'un point de côtoiement, c'est le critère de pente qui a continué à être utilisé comme facteur discriminant. Ainsi, seul le point dont la pente est la plus faible est conservé. Concernant les points bas, caractérisés par une accumulation d'eau, nous avons conservé le point du tronçon qui possédait la plus grande aire drainée amont. Nous avons admis que ces facteurs sont prépondérants dans l'émergence de ces points **a priori sensibles**. Nous verrons plus tard que ces choix arbitraires n'ont que peu d'influence sur la suite de nos travaux.

Suite à cette limitation, les résultats d'extraction, obtenus pour les différents types de submersions, sont synthétisés dans les tableaux suivants (Tab. 3.1, 3.2 et 3.3). On y reporte le nombre de points extraits (**a priori sensibles**) et le nombre de points submersibles (PICH) retrouvés. Malgré les restrictions opérées, on constate que le rapport entre les effectifs de ces deux ensembles peut être très disproportionné.

Intersections

	PICH	Extraits	PICH extraits
Zone 1	9	30	9
Zone 2	11	32	11
Zone 3	2	67	2
Zone 4	27	39	27
Zone 5	7	34	7

TAB. 3.1 – *Bilan d'extraction des points d'intersection*

Comme prévu, l'ensemble des points d'intersection est retrouvé grâce à l'extraction par croisement des données vectorielles. Nous constatons qu'hormis la *zone 3*, ce sont de 20% à plus de 50% des intersections contenues dans une zone qui sont susceptibles d'être

inondées. Choies en conséquence, ces zones de calibration possèdent un réseau routier très vulnérable.

Points bas

	PICH	Méthode 1		Méthode 2	
		Extraits	PICH extraits	Extraits	PICH extraits
Zone 1	4	44	3	44	1
Zone 2	0	23	0	29	0
Zone 3	0	76	0	188	0
Zone 4	4	12	1	24	0
Zone 5	1	18	0	36	0

TAB. 3.2 – *Bilan de l'extraction des points bas*

La première méthode utilisée pour retrouver les points bas semble la plus efficace. Elle ne permet pourtant l'extraction que de la moitié des points submersibles au milieu d'un ensemble de points très important (5,2% du total). Il n'a pas été possible de déterminer une surface drainée pour les points bas PICH absents, ou alors seulement quelques pixels, sans réelle cohérence physique. Si on diminue le seuil d'aire drainée pour tenter de les détecter, on risque d'augmenter considérablement la proportion de points bas Non PICH déjà importante. Afin d'obtenir le plus grand nombre de points PICH, sans pour autant « noyer » ce groupe dans un ensemble trop important, nous conservons le seuil initial de 150 pixels pour le moment.

Il est néanmoins intéressant de se poser la question du bien fondé de notre hypothèse de départ sur l'origine des points bas : une accumulation naturelle des eaux de pluie, soit la présence d'un talweg ou d'un oued, en est-elle nécessairement responsable? Nous reviendrons à cette question lors de l'étude de cas particuliers un peu plus loin.

Côtoisement

	PICH	Méthode 1		Méthode 2	
		Extraits	PICH extraits	Extraits	PICH extraits
Zone 1	0	114	0	24	0
Zone 2	2	62	1	39	1
Zone 3	3	88	0	0	0
Zone 4	2	38	1	19	1
Zone 5	1	43	0	16	0

TAB. 3.3 – *Bilan de la sélection des côtoiements*

L'extraction des points de côtoiements s'apparente, elle aussi, à un échec. Quelle que soit la méthode utilisée, on extrait un grand nombre de points, en ne retrouvant quasiment jamais les points PICH. Il convient de conclure ici qu'une submersion de la route de type côtoisement n'est *a priori* pas directement liée à la proximité du réseau hydrographique ou

une pente faible. La précision du MNT peut là encore être remise en question.

3.2.2 Bilan par zone de calibration

Voici par zone de calibration le bilan des différentes extractions. Nous avons conservé pour la suite de ces travaux, la première méthode pour extraire les points bas, la seconde pour les points de côtoiement.

Zone 1

Concernant la *zone 1*, les différentes méthodes d'extraction fournissent 30 points d'intersection, 24 points de côtoiement et 44 points bas. Au total, ce sont 62% des tronçons routiers qui sont concernés. Parmi eux, on retrouve, à l'exception d'un point bas, l'ensemble des points PICH. On constate que les points bas ont tendance à être regroupés sur des tronçons bien précis. Certaines parties du paysage semblent donc plus propices à l'émergence de petits talwegs.

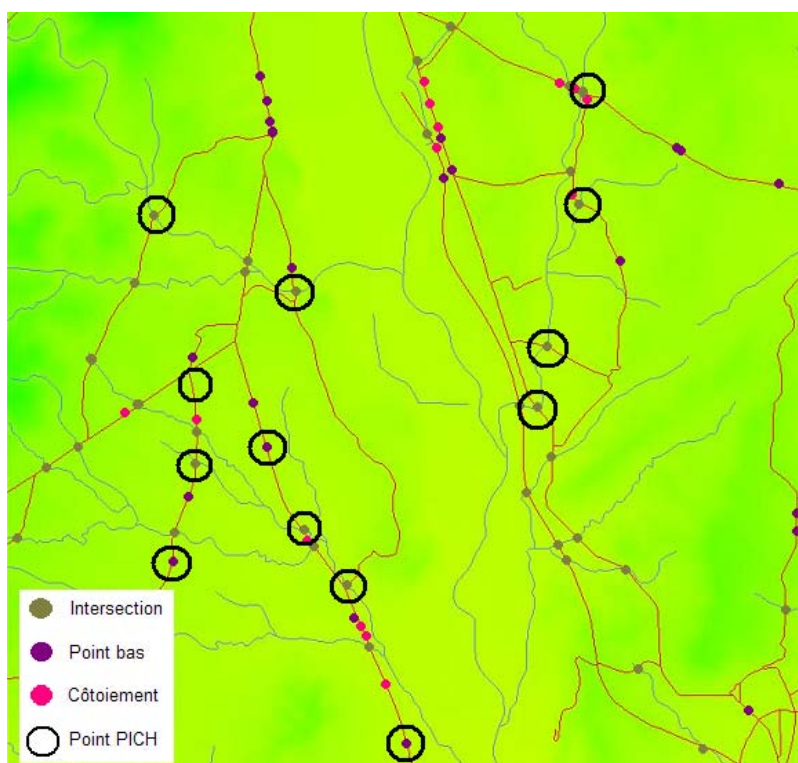


FIG. 3.5 – *Zone 1*

Zone 2

Sur la *zone 2*, l'extraction automatique fournit 32 intersections, 39 points de côtoisement et 23 points bas. Plus de 75% des tronçons sont affectés d'un point **a priori sensible**. On retrouve, à l'exception d'un point de côtoisement, la totalité des points répertoriés dans le PICH. Cette zone, située dans un environnement caractérisé par un relief plus bas et moins marqué que le précédent, connaît une répartition plus homogène des points bas extraits.

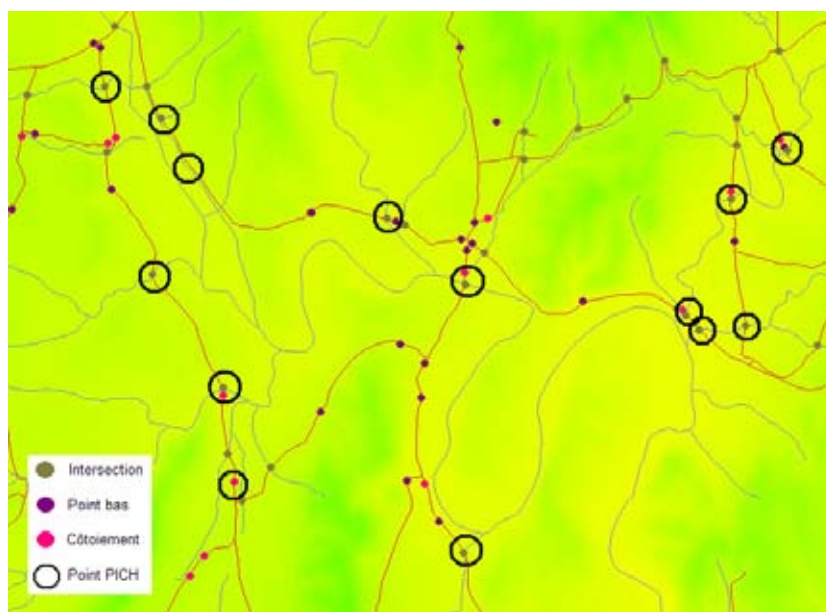


FIG. 3.6 – *Zone 2*

Zone 3

La configuration géographique particulière de la *zone 3*, où les routes passent dans des vallées escarpées, engendre une extraction importante de points sensibles : 67 intersections et 76 points bas. Dans cette zone qui contient théoriquement le plus grand nombre de points de côtoisement, on n'en retrouve aucun à l'aide de la méthode 2. Les pentes raides, conséquences du relief très marqué dès le fond de la vallée, sont toujours supérieures à 0,5%. Dans cette partie du département, la position des routes, à flanc de montagne et près des cours d'eau, n'est pas suffisamment bien décelable pour qu'on puisse parler de côtoisement. Comme elles peuvent être situées beaucoup plus haut sur le versant, elles sont parfois complètement protégées d'une possible inondation. La trop faible résolution du MNT ainsi que l'absence d'informations de remblai/déblai ne nous permet pas de décrire ce type de submersion ici.

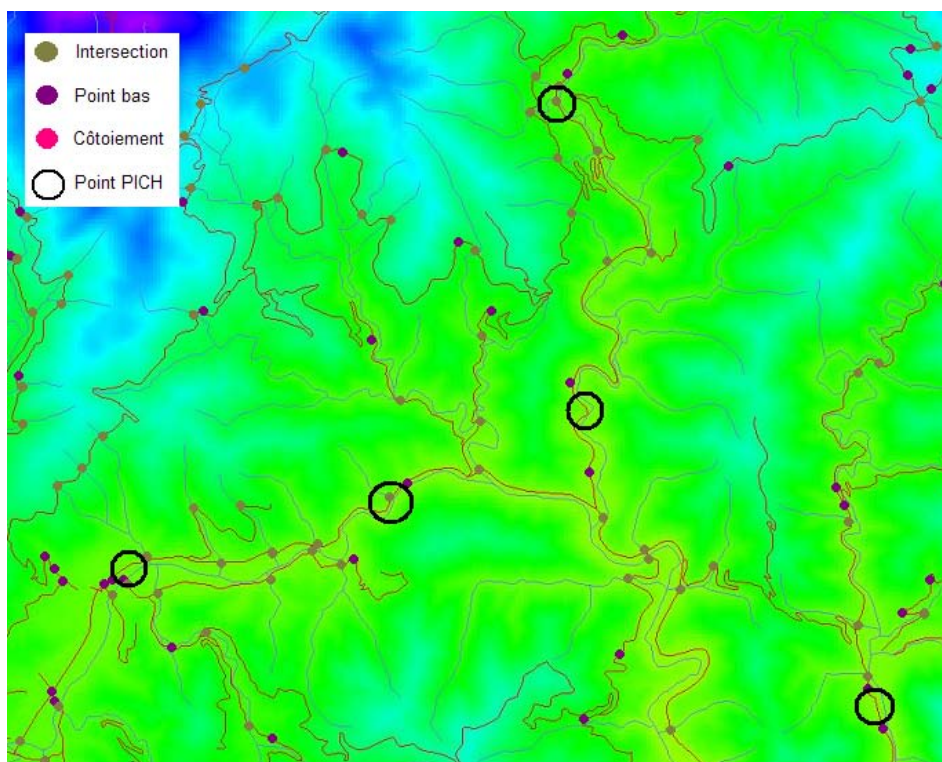


FIG. 3.7 – Zone 3

Zone 4

Sur la *zone 4*, on trouve 39 intersections, 19 côtoiements et 12 points bas, soit 65% des tronçons potentiellement inondables. Ces points **a priori sensible** sont généralement localisés sur les tronçons les plus touchés par les submersions réelles. Parmi ces nombreux points extraits, on note néanmoins quatre absents : trois points bas et un côtoisement signalés par le PICH qui ne se retrouvent dans aucune catégorie. Nous reviendrons sur deux de ces points par la suite. On signale aussi qu'un point de côtoisement est retrouvé lors de l'extraction des points bas. Le talweg coupe la route juste avant de rejoindre le cours d'eau. Il est difficile dans ce cas de déterminer, sans plus d'information, la cause exacte de la submersion.

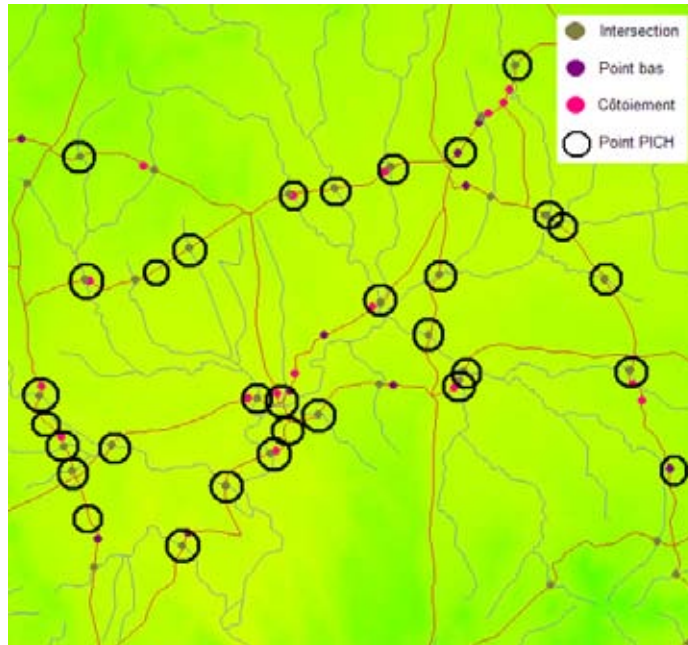


FIG. 3.8 – Zone 4

Zone 5

Enfin, sur la *zone 5*, l'extraction automatique fournit 34 intersections, 16 côteoiments et 18 points bas. Ce nombre important engendre des coupures potentielles sur plus de 80% des tronçons du réseau. Là encore, les deux points bas et de côteoient répertoriés dans le PICH ne sont pas retrouvés à l'aide des méthodes proposées.

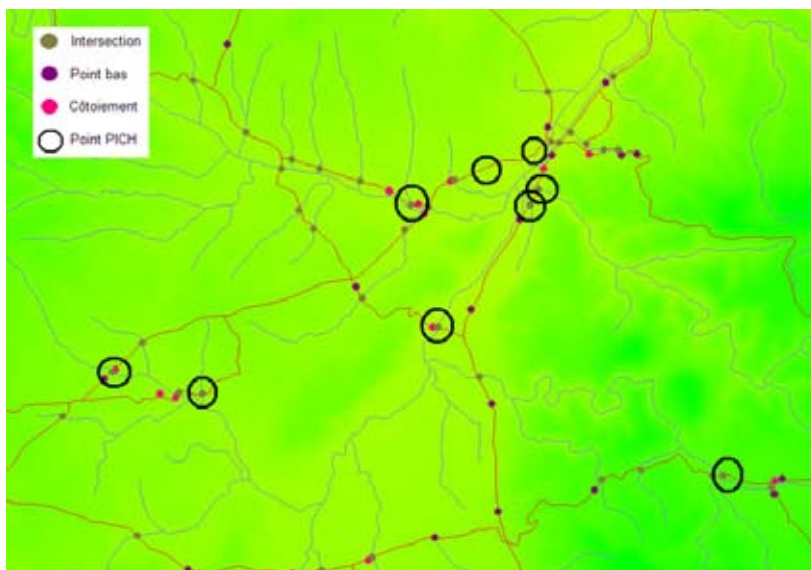


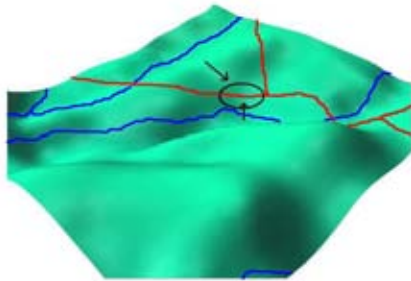
FIG. 3.9 – Zone 5

3.3 Études particulières de points PICH ne figurant pas dans les échantillons extraits

Pour quelques-uns de ces points PICH non retrouvés, nous allons voir qu'à l'aide d'une analyse spatiale, c'est à dire d'une étude plus poussée de l'utilisation des données topographiques, nous pouvons -non pas déceler- mais expliquer certaines de ces submersions.

3.3.1 Point n° 60

Le point de débordement n° 60 appartient à la zone 4. A cet endroit, la route est entourée de vignes (Fig. 3.10) et connaît une légère convexité que le modèle de drainage n'avait pas décelée. Grâce à la représentation 3D, nous pouvons suggérer trois explications à la submersion de la route. La première montre la responsabilité d'un chenal d'écoulement, situé au-dessus de la route, qui vient s'écouler dans sa direction. On retrouve d'ailleurs une buse à cet endroit. La seconde explication met en exergue la proximité de la rivière qui longe la route dans une zone relativement plate. Malgré la faible distance qui semble séparer les deux réseaux, de l'ordre d'une centaine de mètres, la pente calculée à l'aide des données topographiques est trop forte pour qu'on puisse détecter un point de côtoiement. Enfin, la forme des fossés peut aussi laisser supposer qu'une fois remplis, ils débordent sur la route à cause d'une structure trop évasée.



(a) chemins d'écoulement



(b) point bas 60 au matin

FIG. 3.10 – Le point Bas n° 60 de la zone 4

3.3.2 Point n° 76

Le point de débordement n° 76, lui aussi situé dans la zone 4, est assez similaire au précédent. Nous pouvons distinguer un chemin d'écoulement provenant de l'amont qui semble traverser la route. On trouve sur place une buse qui pourrait être à l'origine des submersions. Les fossés situés le long de la route peuvent, eux aussi, en être responsable, par leur incapacité à transférer l'eau. Deux raisons peuvent expliquer son absence parmi les points extraits : soit l'aire drainée est insuffisante pour que ce point ait pu être extrait à travers l'ensemble des points bas, soit les données ne sont pas assez précises pour pouvoir calculer l'aire drainée.

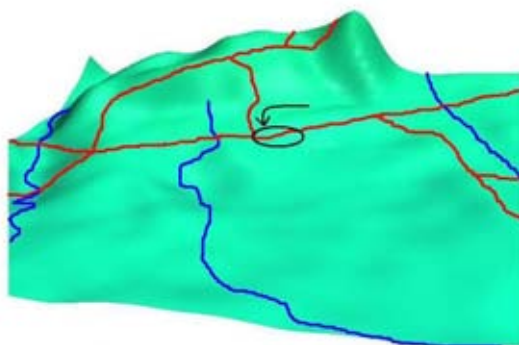


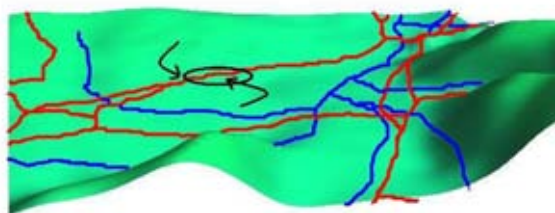
FIG. 3.11 – Le point n° 76 de la zone 4

3.3.3 Point n° 151

La dernière étude porte sur le point bas n° 151 de la zone 5. Entouré de prairies, cet endroit est localement très plat et ce jusqu'au cours d'eau situé à près de 150 mètres. Deux scénarios de coupure peuvent là aussi être envisagés. Le premier fait l'hypothèse d'une remontée de cours d'eau, pourtant éloigné mais favorisée par l'absence de pente. Dans le second, l'écoulement proviendrait du léger relief présent en amont et de la présence d'un fossé qui lui fait suite à l'approche de la route (Fig. 3.12(a)). Ce dernier ne permettrait pas l'écoulement des eaux, l'absence de pente en aval en facilitant même sa rétention.



(a) Fossé arrivant au point bas 151



(b) scénario de submersion du point 151

FIG. 3.12 – Le point Bas n° 151 de la zone 5

3.4 Bilan

Malgré le large « ratissage » opéré, de nombreux points bas et de côtoiements, répertoriés dans le PICH, n'ont pu être retrouvés à l'aide des différents critères d'extraction. On peut énumérer plusieurs raisons à ces absences. La première serait de remettre en question la localisation précise des points sur un tronçon routier. En effet, il arrive que les localisations des points PICH et des points **a priori sensibles** soient très proches sur un même

tronçon. On peut supposer dans ce cas, que le géo-référencement du point est erroné, ou que la précision de nos données ne nous permet pas de parvenir à un résultat optimal.

D'une manière générale, les données géographiques ont montré leurs limites dès que l'on travaille à petite échelle. La nécessité de données plus précises, dotées d'une meilleure résolution, doit pouvoir améliorer les procédures d'extraction automatique des points **a priori sensibles**. Néanmoins, une étude plus précise de certaines submersions nous montre que l'on peut tenter de les expliquer, à défaut de les prévoir.

Ces études locales ont aussi montré que la non extraction de certains points peut être due à un défaut structurel de la route - comme la présence d'une buse obstruée - non décelable à l'aide des informations dont nous disposons. L'enquête terrain et les interviews réalisées avec le personnel des subdivisions ont ainsi mis en lumière la possible défaillance de fossés mal dimensionnés. De par une section trop étroite ou une pente aval trop faible, il arrive qu'ils se remplissent très rapidement lors d'une intempérie. Le débordement est alors inévitable, et la route est submergée. Ces problèmes locaux sont généralement bien connus des services de l'équipement, mais les travaux nécessaires à une amélioration sont rarement réalisés. Loin de remettre en cause la compétence de ces services, il s'agit en fait de la responsabilité des propriétaires des parcelles avoisinant la route, souvent des champs cultivés ou de la bruyère, qui n'investissent pas dans l'entretien nécessaire de ces fossés d'écoulement.

En raison de notre incapacité à retrouver l'ensemble des points PICH appartenant aux catégories des points bas et des côtoiements, due pour la plupart à des causes de submersion impossibles à appréhender avec les données en notre possession, nous ne nous y intéresserons plus. La suite de ces travaux se focalisera sur les intersections entre les réseaux hydrographique et routier qui représentent près de 80% des causes de submersions.

Nous ne traiterons pas non plus la *zone 3* et sa topographie bien particulière. La recherche de caractéristiques spécifiques intrinsèques aux points submersibles, et essentiellement basées sur la topographie, nécessite la constitution d'un échantillon homogène. Nous reviendrons plus tard sur la spécificité topographique de cette zone, ainsi que sur la manière d'analyser, sans informations complémentaires, ses points de coupure comme nous allons le faire pour les quatre autres zones.

En bref

Nous avons déterminé un ensemble de points **a priori sensibles** constitué de points PICH et Non PICH, pour chaque type de submersion rencontrée (intersection, point bas, côtoiement), à partir de critères physiques simples.

Les techniques proposées pour retrouver les points bas et côtoiements n'ont pas donné satisfaction. Elles font émerger un nombre important de points **a priori sensibles** sans toutefois indiquer l'ensemble des points réellement submersibles.

Une étude plus approfondie de la topographie locale nous a permis d'expliquer ces débordements, à défaut de les indiquer. Complétée par une enquête terrain, on s'aperçoit que l'on retrouve souvent sur place la présence de fossés et/ou d'une buse mal dimensionnés.

Seule l'extraction des points d'intersection, par croisement des réseaux hydraulique et routier, donne de bons résultats. On retrouve l'intégralité des submersions effectives qui représentent près de 80% des causes de coupure de route. Cette extraction permet la création d'un échantillon de points d'intersection homogènes à partir des 4 zones montrant une similarité topographique. La *zone 3* qui est la plus vallonnée et la moins soumise à ce risque est exclue du reste de l'analyse pour le moment.

A l'intérieur de cet échantillon, on retrouve deux ensembles: l'un contenant les points submersibles (PICH), l'autre contenant des points absents du PICH, donc théoriquement non submersibles. Nous allons maintenant chercher à définir des indices spécifiques aux intersections PICH qui seront autant de conditions suffisantes à leur submersion.

ANALYSE GÉOGRAPHIQUE ET MÉTHODE DE CARACTÉRISATION DE LA VULNÉRABILITÉ STRUCTURELLE

Introduction au chapitre

Le présent chapitre a pour but de définir et de mettre en lumière, de manière généralisée, les particularités géographiques des points de coupure du réseau routier du point de vue de la vulnérabilité structurelle. Nous expliquerons, en regard des différentes données géographiques dont nous disposons, en quoi certaines parties du réseau sont, plus à même que d'autres, susceptibles de connaître une submersion en cas d'intempérie.

Lors du chapitre précédent, nous avons extrait un nombre conséquent de points d'intersection, cause principale de submersion, que nous avons appelé points **a priori sensibles**. On retrouve parmi cet ensemble l'intégralité des points submersibles répertoriés dans le PICH, ainsi qu'un ensemble de points non submersibles, appelé **Non PICH**.

A partir de cet ensemble de points **a priori sensibles**, nous essaierons de définir les spécificités des points submersibles qui pourraient qualifier leur vulnérabilité structurelle face au risque inondation. Pour cela, nous procéderons à une analyse des informations géographiques à l'échelle locale (lieu de l'intersection), ainsi qu'à celle du bassin versant placé en amont du cours d'eau intersecté. Nous chercherons des indices montrant des distributions statistiques distinctes suivant qu'elles proviennent de l'ensemble PICH ou Non PICH.

Ces spécificités ou **indices de caractérisation** seront ensuite utilisés pour établir une méthode de caractérisation du niveau de vulnérabilité structurelle des points d'intersection du réseau routier. Nous validerons l'approche globale sur les points d'intersection du second échantillon, regroupant les 3 zones définies à cet effet. Nous espérons retrouver les points PICH répertoriés dans ces zones aux niveaux de plus forte vulnérabilité.

Nous comparerons aussi ces résultats à ceux que peuvent fournir les données relatives aux ouvrages de franchissement. En estimant la capacité maximale des ouvrages, nous disposerons d'un indice supplémentaire pour décrire leur propension à être submergés.

4.1 Procédure de différenciation

4.1.1 Création d'un échantillon unique

Pour chaque indice géographique analysé, on cherche à montrer l'existence -ou non- de deux distributions distinctes de cet indice, l'une pour les points submersibles **PICH** et l'autre pour les points non submersibles **Non PICH**.

Le faible nombre de points PICH répertoriés par zone d'étude (inférieur à 10 pour les zones 1 et 5) n'est pas suffisant pour y établir des distributions représentatives à l'intérieur de chacune d'elles. Il est donc nécessaire d'agréger les 4 zones de calibration pour analyser globalement les informations géographiques à partir d'un ensemble unique. L'objectif est de constituer un échantillon d'étude comprenant les 135 points d'intersection (54 points PICH et 81 Non PICH).

En l'état, il n'est toutefois pas possible de mélanger l'ensemble des points d'intersection présents dans les 4 zones d'étude et de les regrouper en un seul échantillon. Cela est particulièrement flagrant si l'on s'intéresse aux valeurs d'altitude et de pente par exemple. Ces indices ont un caractère relatif important selon que l'on se trouve dans une zone ou dans une autre.

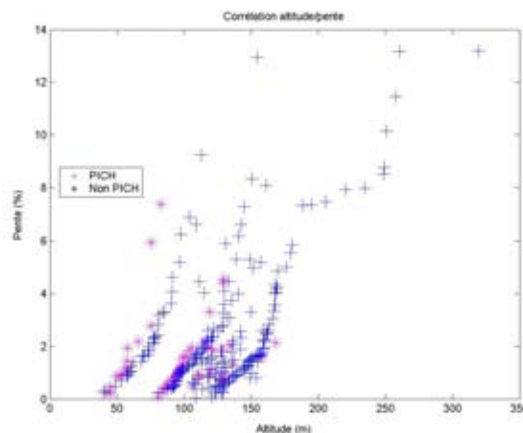


FIG. 4.1 – *Corrélation Altitude Pente*

Sur la figure (Fig. 4.1), on distingue les 4 zones de calibration « à l'oeil nu » en raison des disparités du relief, propres à chacune d'elles. La zone 2 regroupe les points où l'altitude est la plus faible, avec une moyenne autour de 70 m par point d'intersection, alors que la moyenne des altitudes des points de la zone 5 est de 170 m. Afin d'obtenir un échantillon unique mais tenant compte de ces variabilités spatiales, le choix est donc fait de regrouper les indices, non pas par leurs valeurs, mais par leurs probabilités d'occurrence définies à l'intérieur de chaque zone.

4.1.2 Distribution statistique et fonction de densité

Pour définir ces probabilités d'occurrence, on construit des fonctions de répartition de type empirique. Pour chaque zone, on classe par valeur croissante les indices calculés, tous points confondus PICH et Non PICH, puis on affecte à chaque individu de l'échantillon, une probabilité empirique de non dépassement.

La probabilité empirique associée à la valeur de rang i a pour valeur :

- $p_i = \frac{i-0.5}{n+0.5}$, quand les points PICH ont en moyenne les valeurs les plus faibles
- $p_i = 1 - \frac{i-0.5}{n+0.5}$, quand les points PICH ont en moyenne les valeurs les plus élevées

où n représente le nombre total de valeurs par échantillon

Afin de savoir dans quel cas de figure on se trouve, on étudiera au préalable la position relative de l'ensemble PICH par rapport au Non PICH en se basant sur des critères simples tels que la moyenne et l'écart type de ces indices. Au final, dans chacun des cas, on s'attend à ce que les points PICH fassent référence aux valeurs de probabilité les plus faibles.

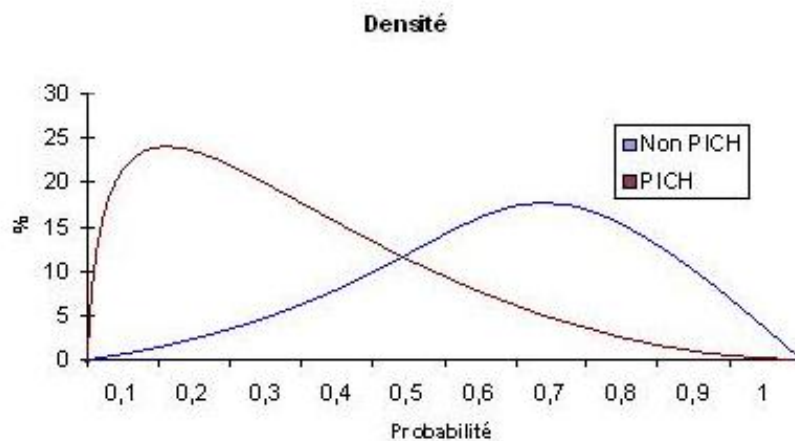


FIG. 4.2 – Exemple de deux fonctions de densité PICH et Non PICH

Dans le cas où les points PICH et Non PICH sont tirés de populations dont les caractéristiques sont statistiquement différentes, le résultat doit ressembler à celui de la figure ci-dessus (Fig. 4.2), où les densités théoriques de deux distributions PICH et Non PICH sont représentées. Le jeu de couleur PICH=rouge, Non PICH=bleu sera conservé tout au long de ces travaux. Pour confirmer ou infirmer l'appartenance de points PICH et Non PICH à des populations différentes, le test statistique de Wilcoxon est utilisé.

4.1.3 Utilisation d'un test statistique

L'appréciation visuelle de l'appartenance des deux échantillons PICH et Non PICH à deux distributions statistiques distinctes doit donc être confirmée mathématiquement. Pour cela, un test statistique est utilisé. Celui-ci ne repose pas sur des hypothèses fortes, type distributions gaussiennes ou égalité des variances ; hypothèses que nous ne serons pas à même de prouver. Le test choisi est celui de Wilcoxon-Mann-Whitney (Saporta, 1990), test non paramétrique de comparaison de deux échantillons indépendants. Il repose sur l'idée que si l'on mélange les deux séries de valeurs et qu'on ordonne le tout par valeur croissante, on doit obtenir un mélange homogène. Dans ce cas, les deux échantillons appartiennent à la même population. Dans le cas contraire, on a deux populations et les distributions sont distinctes.

Test de Wilcoxon-Mann-Whitney

On appelle (x_1, x_2, \dots, x_n) et (y_1, y_2, \dots, y_m) deux échantillons, d'effectifs respectifs n et m , dont on veut savoir s'ils appartiennent ou non à la même population. L'hypothèse H_0 abonde dans ce sens, tandis que l'hypothèse inverse H_1 suppose l'appartenance à deux populations distinctes. Lorsque ces deux échantillons sont réordonnés par valeur croissante, on calcule la somme W des rangs des individus d'un des deux groupes (le premier par exemple).

Dans le cas où les deux échantillons appartiennent à la même population, on peut calculer l'espérance mathématique ainsi que la variance à l'aide des valeurs de n et de m :

$$E(W) = \frac{n(n+m+1)}{2} \quad (4.1)$$

$$V(W) = \frac{nm(n+m+1)}{12} \quad (4.2)$$

On introduit alors un niveau de probabilité α qui représente le risque de première espèce. C'est la probabilité de choisir H_1 alors que H_0 est vrai, elle caractérise donc la crédibilité à apporter à l'hypothèse H_0 . On acceptera ainsi l'hypothèse H_1 si le résultat obtenu fait partie d'une éventualité improbable qui n'a que 100α chances sur 100 de se produire. On lui fait correspondre $u_{\alpha/2}$, le quantile de la loi normale centrée réduite.

La région critique, ou région de rejet de l'hypothèse H_0 , est alors définie, si n et m sont supérieurs à 8, par :

$$\left| W - \frac{n(n+m+1)}{2} \right| > u_{\alpha/2} \sqrt{\frac{nm(n+m+1)}{12}} \quad (4.3)$$

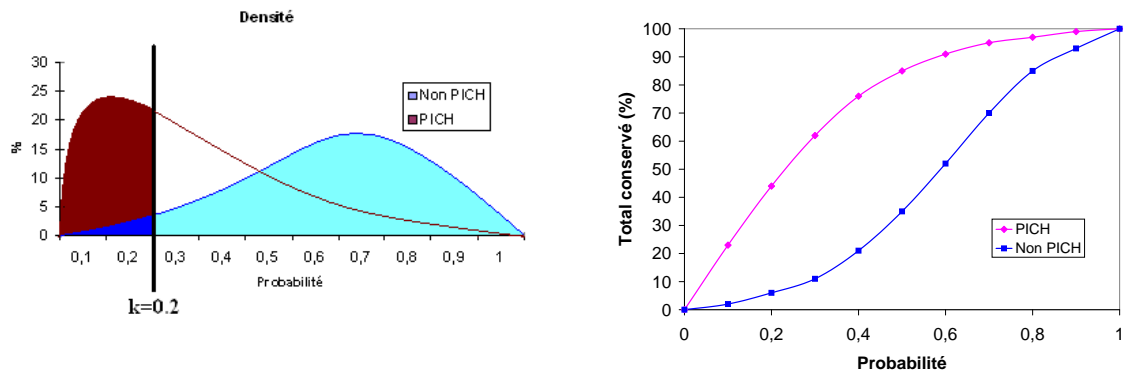
Dans notre étude, H_0 suppose que les deux échantillons PICH et Non PICH appartiennent à la même distribution statistique, tandis que H_1 présume de l'appartenance à deux distributions distinctes. Pour chaque indice étudié, on calcule le rapport $\frac{\left| W - \frac{n(n+m+1)}{2} \right|}{\sqrt{\frac{nm(n+m+1)}{12}}}$ que nous appellerons **rapport de différentiation**. Il représente la propension des deux échantillons à appartenir à la même population. Si ce rapport est supérieur à $u_{\alpha/2}$, alors

l'écart entre les deux distributions est en dehors de notre intervalle de confiance et nous considérons que les points Non PICH appartiennent à une population différente de celle des points PICH. Dans le cas inverse, l'hypothèse H_0 est acceptée et les deux échantillons appartiennent à la même population.

Pour la suite, on a choisi $\alpha = 0,1$. Dans ce cas, on obtient $u_{\alpha/2} = 1,6448$. Si le **rapport de différenciation** est supérieur à cette valeur, on admettra donc que les points PICH et Non PICH font référence à deux distributions statistiques différentes avec 10% de chance se tromper.

4.1.4 Définition des seuils

Une fois ce test statistique validé, on accepte l'hypothèse (au seuil de confiance choisi) d'avoir affaire à un **indice de caractérisation** discriminant, qui permet la distinction entre les points PICH et Non PICH. On peut alors revenir aux distributions de densité de probabilité et définir une -ou plusieurs- probabilité(s) de non-dépassement, qu'on appellera « seuil ». Ce seuil permet la sélection d'un certain nombre de points PICH et Non PICH, et d'évaluer le caractère discriminant de l'indice, via la pertinence de la sélection.



(a) Fonction de Densité

(b) Fonction de répartition

FIG. 4.3 – Sélection par seuil sur les fonctions densité et répartition

De part et d'autre de ce seuil, on obtient des ensembles de points sélectionnés et exclus pour les deux catégories PICH et Non PICH dont on peut déterminer les pourcentages. La surface comprise à gauche du seuil représente le pourcentage de points conservés lors de la sélection, la surface de droite, le pourcentage exclu. Le but est d'obtenir un maximum de points PICH pour un minimum de points Non PICH. La fonction densité (Fig 4.3(a)) permet de bien distinguer les 2 distributions et de proposer une valeur de seuil optimale, tandis que la fonction répartition (Fig 4.3(b)) représente pour chaque valeur de seuil, le cumul de points conservés pour les catégories PICH et Non PICH. On apprécie aussi le caractère discriminant en évaluant la distance qui sépare les 2 courbes pour un seuil donné.

Plus cet espace est important, et plus le seuil considéré permet de retrouver des points PICH au détriment de points Non PICH.

Pour cet exemple (Fig 4.3), lorsque l'on définit un seuil à 0,2, on conserve plus de 40% des points PICH (aire rouge) pour moins de 5% des Non PICH. On exclut alors 95% des points NON PICH (aire bleu clair). De même, les courbes de répartition montrent qu'un seuil à 0,4 autorise une sélection nette, avec la conservation de 75% des points PICH pour 20% des Non PICH.

4.1.5 Niveaux de la vulnérabilité structurelle

Sur la base du principe énoncé ci-dessus, nous allons essayer de définir plusieurs niveaux de vulnérabilité à l'aide des **indices de caractérisation**. Nous proposons de définir 4 classes pour qualifier la vulnérabilité des points dont il faudra ensuite assurer la surveillance. On associe à chaque catégorie une couleur relative à sa vulnérabilité :

- ROUGE (forte vulnérabilité) : pour les points du réseau dont on est quasi certain qu'ils sont submersibles, sélectionnés à l'aide des seuils les plus bas et comprenant quasi exclusivement des points PICH. Ceux-là feront l'objet d'une attention particulière de l'observateur. On placera le seuil pour retrouver 20% des points PICH.
- ORANGE (moyenne vulnérabilité) : pour les points dont la submersion est très probable, sélectionnés à l'aide des seuils médians. Ils comprendront une grande partie des points PICH mais aussi une proportion non négligeable de points Non PICH. Ces points seront surveillés relativement sérieusement par l'observateur. Ils regrouperont 30% supplémentaires des points PICH.
- JAUNE (faible vulnérabilité) : pour les points dont une submersion est probable. Ces points ne nécessiteront pas une surveillance approfondie de l'observateur. Ils regroupent de fait l'intégralité des points PICH (les 50% restants) et un grand nombre de points Non PICH.
- VERT (vulnérabilité nulle) : pour les points dont la submersion est hautement improbable. Dans ce cas l'observateur n'a pas à s'en préoccuper. Cette classe ne contient aucun point PICH.

Les objectifs étant désormais clairs, on va procéder à la recherche proprement dite des **indices de caractérisation** de la vulnérabilité structurelle. Nous procéderons d'abord à l'échelle locale, c'est à dire au niveau du point routier, puis ensuite à celle du bassin versant placé en amont de ce point.

4.2 Caractérisation de la vulnérabilité structurelle locale

On s'intéresse tout d'abord à la position de la route dans son environnement limitrophe, à savoir comment elle est agencée dans le relief environnant. Pour cela, l'information topographique qui avait déjà servi lors de l'extraction des points **a priori sensibles**, via les calculs d'aire drainée, va être à nouveau utilisée. Elle permettra, entre autres, de calculer des indices morphométriques comme la pente ou la forme. On espère ainsi entrevoir les premiers éléments d'une possible caractérisation des points submersibles PICH.

4.2.1 Définition des indices topographiques : utilisation du MNT

La recherche d'indices géomorphométriques de surface a toujours tenu une place prépondérante dans la description et la modélisation d'un paysage. Ces critères doivent être perçus comme « un ensemble de mesures qui décrit tout aussi bien la forme topographique qu'elle distingue les disparités topographiques du paysage » (Pike, 1988). En ayant cet objectif en tête, Evans (1979) a établi une liste de 5 paramètres qui doivent caractériser n'importe quelle surface continue : l'élévation, la pente, la forme, le profil de convexité et le plan de convexité. Lorsque l'on vient « tangenter » localement le terrain par une surface, ces caractéristiques correspondent aux dérivées d'ordres 0, 1, 2 de cette surface. C'est sur cette base qu'Evans a proposé l'utilisation d'une fonction quadratique à deux variables pour représenter la surface du sol :

$$z = ax^2 + by^2 + cxy + dx + ey + f \quad (4.4)$$

GRASS, à l'aide d'un module développé par Wood (1996), facilite le calcul d'une telle quadrique. Centrée sur un pixel, elle est déterminée pour une fenêtre carrée, dont les dimensions peuvent être 3×3 , 5×5 , 7×7 , ... La détermination des coefficients a , b , c , d , e et f de cette quadrique se fait alors par moindres carrés, simple calcul matriciel réalisé grâce aux valeurs d'altitude des points contenus dans la fenêtre choisie (Unwin, 1975), (Evans, 1979).

C'est à partir de cette représentation quadratique et de ses dérivées partielles que l'on va calculer les paramètres géomorphométriques des points **a priori sensibles**. Une fenêtre assez large, de 7×7 pixels, est choisie pour leur détermination.

Indice de pente

Après la valeur brute de l'altitude, la seconde information issue des données topographiques qui peut être étudiée est la pente. Elle permet de savoir si l'on se situe plutôt dans une zone plane ou vallonnée, et avec quelle inclinaison. En terme d'écoulement, elle caractérise la capacité du sol à drainer ou non les eaux de pluie.

Les taux de variation des valeurs d'altitude dans les directions x et y peuvent être utilisés pour identifier la direction et la magnitude du gradient le plus fort. Ces deux composants sont calculés à l'aide des dérivées partielles de la quadrique (Eq 4.4) suivant les directions x et y . La pente, qui représente la magnitude, peut ainsi être définie à l'aide de ces deux dérivées partielles :

$$\frac{dz}{dxy} = \sqrt{\left(\frac{\delta z}{\delta x}\right)^2 + \left(\frac{\delta z}{\delta y}\right)^2} \quad (4.5)$$

Au-delà de cette information sur la pente locale, on peut aussi tenir compte d'un changement de pente brutal aux alentours du point routier. Physiquement, une telle situation correspond à la présence d'un versant pentu rejoignant une vallée à faible pente, dans laquelle passe une route. Un tel contexte ne facilite pas la transmission de l'écoulement et peut se transformer en zone de rétention, propice à une submersion de la route. Nous

calculerons donc aussi la variation de pente entre le point routier et son versant le plus pentu.

Indice de forme

Les dérivées partielles d'ordre 2 de la quadrique précédemment calculée caractérisent la forme. C'est une description purement morphométrique de la surface. Le mode le plus courant de représentation est décrit par Wood (1996). Il consiste à classer chaque point du MNT selon 6 catégories : puits, pic, chenal, crête, col et plan. Ces noms relativement parlants permettent une interprétation simple comme celle représentée sur le schéma (Fig. 4.4) :

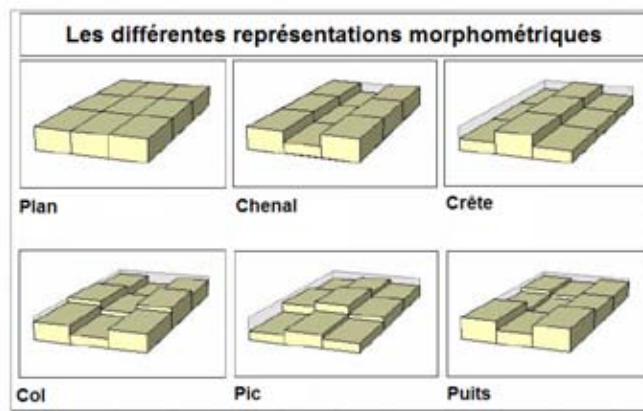


FIG. 4.4 – Les différentes caractéristiques morphométriques (Wood, 1996)

L'identification de ces différents indices de forme se fait grâce aux signes des dérivées partielles d'ordre 2 de la quadrique :

Pic	$\frac{\delta^2 z}{\delta x^2} > 0, \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} > 0$
Crête	$\frac{\delta^2 z}{\delta x^2} > 0, \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} = 0$
Col	$\frac{\delta^2 z}{\delta x^2} > 0, \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} < 0$
Plan	$\frac{\delta^2 z}{\delta x^2} = 0, \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} = 0$
Chenal	$\frac{\delta^2 z}{\delta x^2} < 0, \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} = 0$
Puits	$\frac{\delta^2 z}{\delta x^2} < 0, \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} < 0$

TAB. 4.1 – Détermination des indices de forme

Cette nomenclature permet de caractériser les relations que les points extraits entretiennent avec leur environnement proche. On s'attend à retrouver les points PICH dans les catégories des puits ou des chenaux. On peut supposer que de telles configurations de l'espace soient propices à l'émergence d'une zone d'écoulement ou de rétention d'eau. A un degré moindre, les zones planes peuvent, elles aussi, représenter un lieu de stagnation de l'eau de pluie.

4.2.2 Prépondérance des indices topographiques locaux

On présente maintenant les résultats de l'étude de ces indices locaux sur l'ensemble des points **a priori sensibles**, et de leur possible caractère discriminant entre les points PICH et Non PICH.

Altitude

Comme on l'a vu plus haut, les 4 zones de calibration appartiennent à des reliefs peu élevés dont l'altitude est inférieure à 400 m. Le fait que cet environnement soit peu accidenté a permis une répartition des routes homogène sur ces territoires. Il est donc intéressant de savoir si la submersion de certaines intersections est influencée par leur localisation sur le relief, à savoir si on retrouve plutôt les coupures sur les parties basses ou élevées de celui-ci.

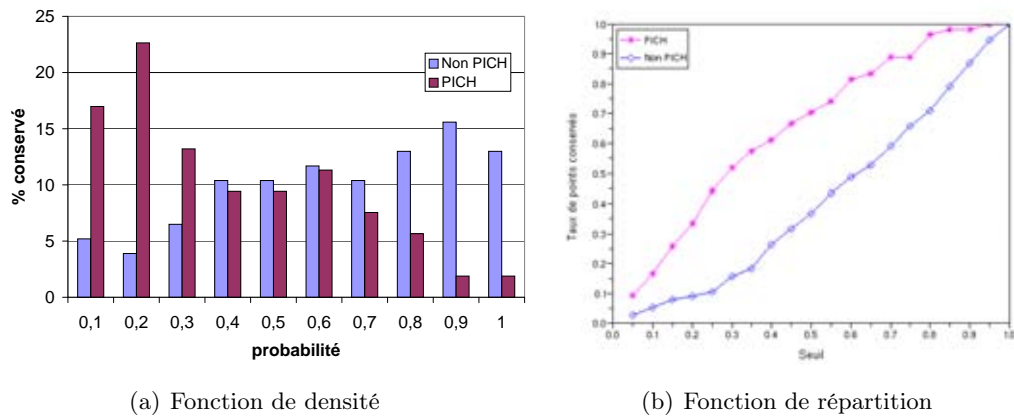


FIG. 4.5 – *Distribution des altitudes*

Ce premier indice semble répondre au caractère discriminant recherché. Les altitudes des points submersibles ont tendance à appartenir aux valeurs les plus basses calculées. La figure (Fig. 4.5(a)) montre bien la présence apparente de deux distributions statistiques distinctes. La première, regroupant les points PICH, admet un pic autour des probabilités les plus basses, tandis que la distribution Non PICH possède un sommet déplacé vers les valeurs les plus hautes. Cette appartenance à deux distributions statistiques distinctes est confirmée par un rapport de différenciation issu du test de Wilcoxon égal à 4,46.

Ce premier indice permet la création d'ensembles contenant une grande majorité de points PICH. La figure (Fig. 4.5(b)) montre des écarts importants entre les deux courbes de cumul pour des valeurs de seuil comprises entre 0,3 et 0,5. Cela nous permet de créer les 4 catégories souhaitées en fonction du pourcentage de points PICH récupérés (Tab. 4.2). L'indice d'altitude permet la création de deux ensembles ROUGE et ORANGE constitués chacun de 70% de points PICH. Inversement, il est possible à l'aide des probabilités les plus fortes de définir une catégorie VERTE ne comprenant que des points Non PICH.

Vulnérabilité	Seuil	Ensembles sélectionnés			
		PICH	Non PICH	A priori sens.	PICH/catégorie
ROUGE	0,12	20%	6%	12%	70%
ORANGE	0,28	30%	8%	17%	72%
JAUNE	0,94	50%	79%	67%	30%
VERT		0%	7%	4%	0%

TAB. 4.2 – Sélection à l'aide de l'indice d'altitude

Pente

Sur les quatre zones de calibration, on retrouve des pentes en général assez faibles (entre 0 et 7 %) et réparties de manière homogène dans cette fourchette. Les points submersibles de l'échantillon test montrent une certaine propension à appartenir aux pentes les moins élevées relevées sur ces territoires.

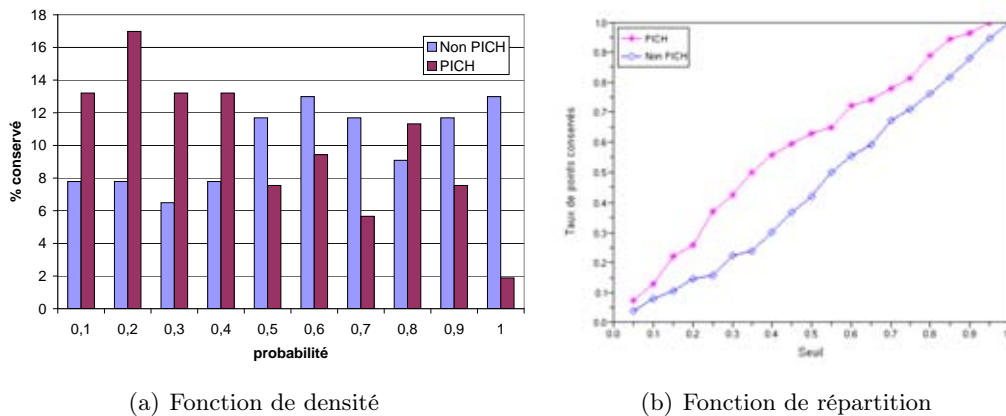


FIG. 4.6 – Distribution des pentes

La distribution des densités de probabilité des indices de pente (Fig. 4.6(a)) montre des différences moins marquées que lors de l'utilisation de l'indice d'altitude. On note tout de même que les points PICH ont tendance à appartenir aux catégories de probabilité les plus faibles avec plus de 55% d'entre eux sélectionnés pour un seuil de 0,4. Inversement, les points Non PICH sont fortement représentés dans la partie complémentaire, issue de l'utilisation d'un seuil de 0,9. Le rapport de différenciation égal à 2,39 va dans le sens de la présence de deux distributions statistiques distinctes.

Néanmoins, le graphe des répartitions (Fig. 4.6(b)) montre peu d'écart entre les courbes de points PICH et Non PICH. On retrouve un écart maximum d'à peine 30% pour une sélection à l'aide d'un seuil de 0,4. La définition de 4 classes est toutefois possible (Tab. 4.3). Les catégories ROUGE et ORANGE contiennent ici 60% de points PICH. La proportion de points non submersibles a donc augmenté parmi ces deux catégories par rapport aux classes définies avec les altitudes. Par contre, une catégorie VERTE peut être créée de la même manière.

Classe de vulnérabilité	Seuil	Ensembles sélectionnés			
		PICH	Non PICH	Total	PICH/Total
ROUGE	0,13	20%	9%	14%	60%
ORANGE	0,33	30%	12%	19%	63%
JAUNE	0,95	50%	72%	63%	30%
VERT		0%	7%	4%	0%

TAB. 4.3 – Sélection à l'aide de l'indice de pente

Le calcul des changements de pente locale n'a pas fourni d'information complémentaire. Du fait du lissage de la topographie lors du changement de résolution à 25 m, les variations brutes de la pente sont gommées.

Forme

L'indice de forme, contrairement aux deux précédents indices locaux, ne montre aucune distinction entre les points PICH et Non PICH. On retrouve pour 80% des cas, soit un chenal, soit une zone plate, ce qui paraît tout à fait cohérent avec le passage d'un cours d'eau.

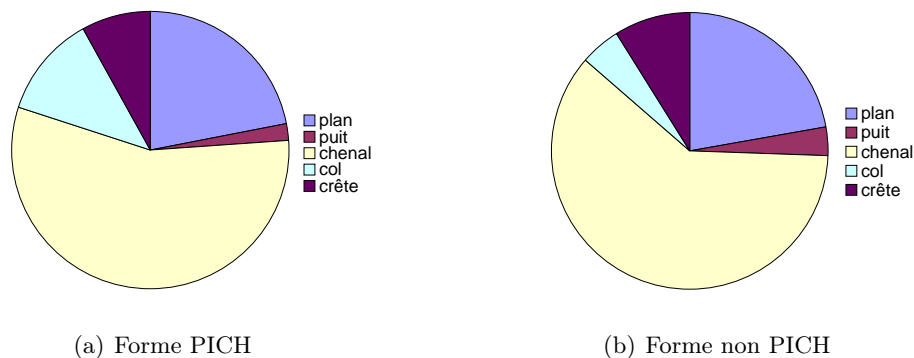


FIG. 4.7 – Indice de forme

Entre 10% et 15% des points semblent se situer sur une crête ou sur un col. Cela peut sembler saugrenu, mais deux explications peuvent être avancées. La route peut effectivement connaître une sur-élévation à cet endroit - de type remblai - qui est décelée par le MNT. Il peut aussi s'agir d'une erreur de mesure, ou d'approximation, liée au calcul de la quadrique. Dans tous les cas, le manque de précision du MNT ne nous permet pas ici de conclure.

4.2.3 Conclusion

A l'échelle locale, les seuls indices qui semblent fournir une information discriminante sont l'altitude et la pente. Les premières conclusions tendent à montrer que les points submersibles du réseau routier appartiennent à des paysages de bas relief et de faible pente.

Il est difficile d'interpréter physiquement de tels résultats. On peut avancer que la position de la nappe d'eau est différente suivant sa localisation dans le relief avec, en aval, une nappe plus haute dans le sol. Mais, même si un tel contexte peut faciliter la saturation des sols, il n'est pas certain que l'inondation de la route soit régie par ce type de processus.

La pente, quant à elle, ne dépasse généralement pas les 5 %. On peut penser que plus un terrain est pentu, plus il facilite l'écoulement des eaux sur sa surface. On peut donc supposer qu'à l'inverse, un terrain doté d'une pente faible devient plus propice à la rétention d'eau. Ce phénomène peut aussi être accentué par la présence d'un ouvrage de franchissement.

Ces maigres hypothèses tentent d'expliquer des faits que nous constatons. Il s'avère qu'une interprétation physique des informations provenant des données géographiques n'est pas chose facile. Il serait très intéressant d'étudier sur place ce qui se passe effectivement lors de la submersion d'une intersection.

4.3 Caractérisation de la vulnérabilité structurelle à l'échelle du bassin versant

Après avoir défini des **indices de caractérisation** au niveau local, on cherche à se rapprocher du comportement hydrologique des points **a priori sensibles**. Pour cela, on va étudier ce qui se passe au niveau du bassin versant, placé en amont de ces points, à travers ses caractéristiques physiques (sol et topographie).

4.3.1 Présentation des indices

Extraction des bassins versants et indice de surface

A partir des coordonnées des points étudiés, considérés comme des exutoires, nous avons extrait les bassins versants à l'aide d'un module spécifique de GRASS. La fonction *r.terraflow* (Arge et al., 2000), (Arge et al., 2003) calcule la surface drainée, ainsi que les directions des flux, à partir du MNT. À l'intérieur d'une fenêtre 3×3 , centrée autour d'un pixel, elle détermine une direction de drainage vers un pixel voisin lorsque la pente qui les relie est négative. De proche en proche, on appelle surface drainée la somme des pixels amont qui sont dirigés vers le pixel exutoire. Deux modèles sont à disposition : un modèle à multiples directions de flux (MFD) et un autre à direction unique (D8). Dans le premier cas, le total de pixels amonts est divisé en autant de pixels dont l'altitude lui est inférieure. Dans le second, la surface amont est transmise à un pixel unique, celui de la plus grande pente. Plus de détails sur ces deux modèles sont disponibles en annexe (Annexe C.4.1).

Dans l'étude qui suit, nous avons utilisé la méthode à directions multiples qui permet une distribution plus réaliste du drainage en ne privilégiant pas une direction unique. Cette dispersion des flux entraîne des écoulements plus diffus, mais permet de pallier à certains défauts du MNT. De plus, afin de faciliter l'extraction des bassins, les pixels traversés par le réseau hydrographique ont été abaissés en altitude de 5 m. Cette manipulation est préconisée pour ce type de travaux (Krysanova et al., 1998) afin d'assurer une meilleure

convergence des pixels versants vers le réseau hydrographique. On détermine ainsi plus facilement les bassins versants, même petits, dont on calcule ensuite la surface.

Indices d'altitude moyenne et de pente moyenne

Une fois le bassin versant extrait, on peut tenter de mieux appréhender son fonctionnement. En premier lieu, et en continuité avec ce que l'on a réalisé à l'échelle locale, on peut calculer les altitudes et les pentes moyennes. Cela permet de vérifier si ce que l'on a constaté précédemment se vérifie à l'échelle du bassin. A savoir si la topographie est un facteur de submersion de l'ouvrage situé en aval. La valeur de la pente moyenne doit, par exemple, pouvoir influencer la dynamique hydrologique et la capacité à réagir rapidement à une averse.

Indice topographique

Dans le même ordre d'idée, on peut déterminer l'indice topographique. C'est un indice de similarité hydrologique qui lie les caractéristiques topographiques à la capacité du pixel à se saturer en eau. Il utilise les informations de pente et de surface drainée pour s'exprimer sous la forme suivante :

$$\lambda = \ln \frac{a}{\tan(\beta)} \quad (4.6)$$

où : a est la surface drainée en amont du pixel et β , la pente locale

D'un point de vue physique, la pente locale est utilisée comme approximation du gradient hydraulique de la nappe perchée. Cet indice topographique est utilisé en modélisation hydrologique dans des modèles comme TOPMODEL (Beven and Kirkby, 1979), où il sert à caractériser le déficit en eau des bassins et des sous-bassins.

Cet indice doit nous renseigner sur la capacité du bassin à se saturer en eau. Dans le cas d'un indice fort, avec une surface importante et/ou une pente faible, il aura tendance à réagir davantage à la pluviométrie et pourra être source d'un important ruissellement.

Indices de sol

On s'est enfin intéressé à la composition des sols constituant les bassins versants, à l'aide des données dont nous disposons. Nous allons donc étudier d'une part l'occupation du sol en utilisant le premier niveau de hiérarchisation (territoires artificialisée, agricoles, forestiers, humides et surfaces d'eau) et d'autre part la roche mère via la BD SOL. Pour ces deux couches, on a calculé, pour chaque bassin, le pourcentage de surface correspondant à chacune des catégories représentées. Nous avons ensuite établi, en moyennant ces valeurs, une composition type de sol pour les bassins PICH et Non PICH.

4.3.2 Prépondérance des indices à l'échelle du bassin versant

On va donc représenter maintenant les distributions des indices que l'on vient d'énumérer en distinguant bien les points PICH des Non PICH.

Indice de surface

La distribution des aires drainées relatives aux points PICH et Non PICH présente une grande disparité avec des surfaces comprises entre quelques hectares et plusieurs centaines de kilomètres carrés. On note à la vue de ces premières valeurs que les points PICH ont tendance à être situés en aval des bassins les plus grands.

La représentation des densités de probabilité est sans équivoque et rappelle celle obtenue pour l'indice d'altitude. Près de 80% des points PICH sont conservés lorsque l'on effectue une sélection à l'aide d'un seuil de 0,5 (Fig. 4.8(b)). Même si les bassins versants associés aux points PICH sont, pour les deux tiers, inférieurs à 10 km^2 , ils appartiennent néanmoins à la proportion des plus grands. Particularité de la région, due à son relief mais aussi à la grande densité de son réseau hydrographique, la taille moyenne des bassins versants est relativement faible.

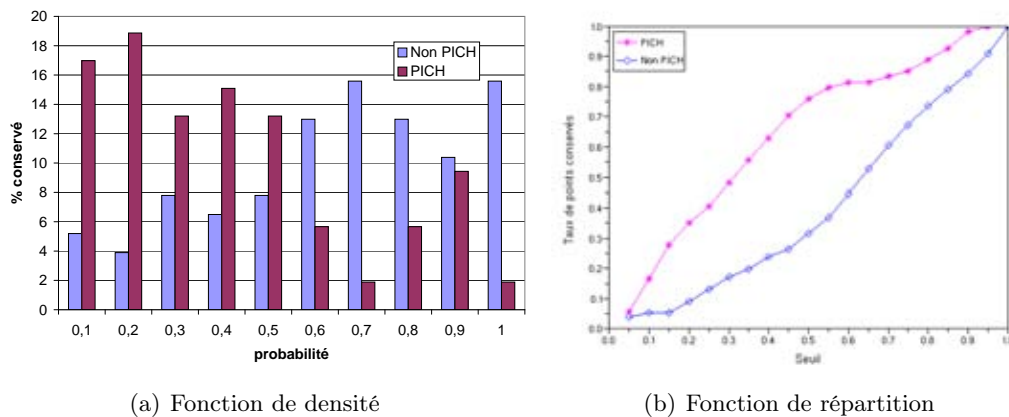


FIG. 4.8 – Distribution des surfaces

Ce nouvel indice discriminant (le rapport de différenciation est égal à 4,46) montre des progressions différentes des pourcentages cumulés de points PICH et Non PICH (Fig. 4.8(b)). L'écart entre les deux courbes s'élève à près de 50% pour un seuil autour de 0,5. Cette configuration permet la création des 4 catégories de points avec des classes ROUGE et ORANGE qui regroupent respectivement 70% et 60% de points PICH. Par contre, il n'est pas possible de proposer un ensemble uniquement constitué de points Non PICH. La présence de quatre bassins « submersibles » dont la surface est inférieure à $0,3 \text{ km}^2$ rend une telle sélection impossible.

Vulnérabilité	Seuil	Ensembles sélectionnés			
		PICH	Non PICH	A priori sens.	PICH/catégorie
ROUGE	0,12	20%	5%	11%	73%
ORANGE	0,33	30%	15%	20%	61%
JAUNE	0,98	50%	82%	69%	30%
VERT		0%	0%	0%	0%

TAB. 4.4 – Sélection à l'aide de l'indice de surface

Indice d'altitude moyenne

Malgré le premier pic (entre 0 et 0,1) qui semble différencier les densités de probabilité des altitudes moyennes (Fig. 4.9(a)), on constate une distribution homogène de ces valeurs, qu'elles appartiennent à des bassins PICH ou Non PICH. De la même manière, la figure (Fig. 4.9(b)) montre une progression équivalente des pourcentages cumulés de points PICH et Non PICH conservés. Cet indicateur n'est donc pas un indice discriminant.

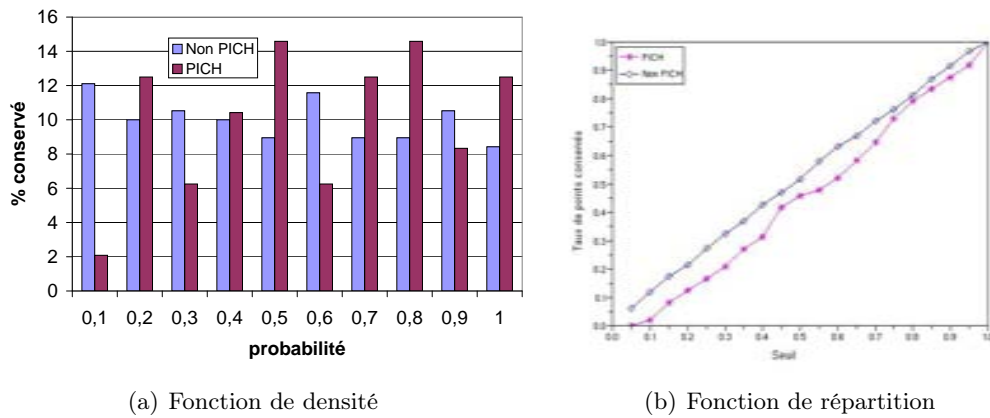


FIG. 4.9 – *Distribution des altitudes moyennes*

Indice de pente moyenne

A l'instar de ce qu'on vient de voir pour l'altitude moyenne, la pente moyenne n'apporte pas d'information complémentaire à l'échelle du bassin versant. La répartition de ces indices se fait de manière complètement homogène. Les courbes de cumuls de points conservés (Fig 4.10(b)) sont quasiment linéaires et confondues. Cette première bissectrice correspond à une distribution uniforme, i.e. équivalente pour l'ensemble des points de la zone.

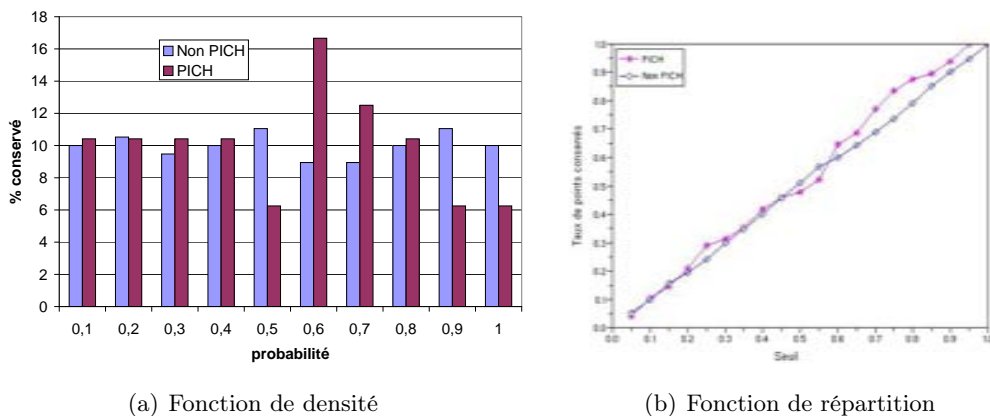


FIG. 4.10 – *Distribution des pentes moyennes*

Les bassins versants relatifs à des points PICH sont donc localisés sur des reliefs variés. L'altitude et la pente moyennes, même si elles influencent le comportement hydrologique de ces bassins, ne sont pas des facteurs pouvant expliquer une submersion de la route.

Indice topographique

Comme on l'a vu lors de sa définition, l'indice topographique utilise les informations de pente et de surface drainée. Les résultats précédents ont montré des pouvoirs discriminants très différents de ces deux indices. Leur synthèse n'apporte toutefois rien, puisque les fonctions de densités (Fig. 4.11(a)) ne montrent pas de distinction notable entre les points PICH et Non PICH.

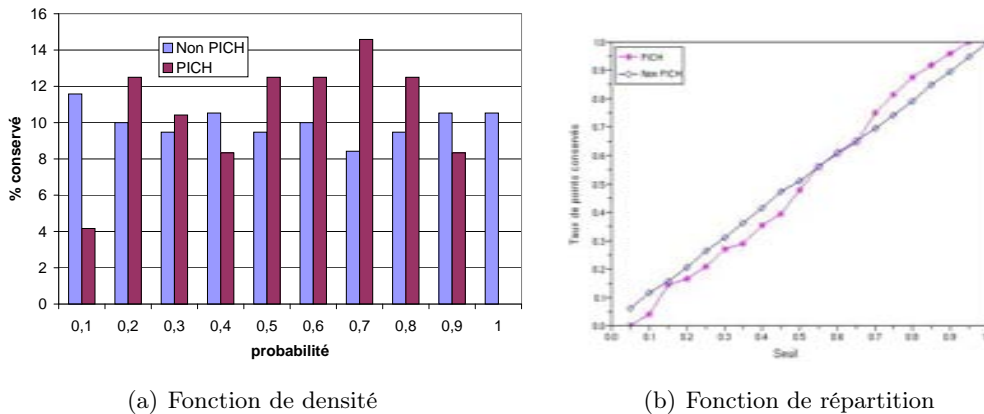


FIG. 4.11 – Distribution des indices topographiques moyens

Force est de constater que la submersion des ouvrages de franchissement ne dépend pas de l'aptitude théorique des points à se saturer. Il n'est pas inutile de rappeler que certains travaux (Hornberger et al., 1985) ont montré, que dans les faits, la localisation réelle des zones saturées est souvent différente de la localisation théorique. L'indice topographique peut être perçu uniquement comme un indicateur global.

Occupation des sols

Le département du Gard, et plus particulièrement les zones sur lesquelles nous travaillons, ne contiennent pas de zones humides (marais). Les cours d'eau étant aussi trop petits pour être considérés comme des surfaces d'eau, seuls trois types d'occupation du sol sont décrits ici. Les terres agricoles, souvent viticoles, représentent un peu moins de deux tiers de la surface d'un bassin PICH (Fig. 4.12(b)) et un peu moins pour celle d'un Non PICH (Fig. 4.12(a)). Les zones forestières évoluent en conséquence, pour un pourcentage de surface urbaine constant. Cet écart n'est toutefois pas assez important pour pouvoir parler d'indice discriminant. Si l'on s'intéresse spécifiquement au pourcentage de surface agricole, le rapport de différenciation est de 1,5, insuffisant pour pouvoir prétendre à l'existence de deux populations distinctes.

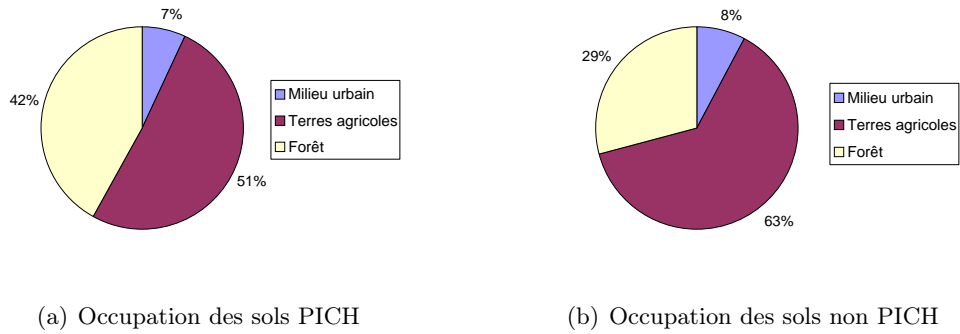


FIG. 4.12 – *Distribution de l'occupation des sols*

Les terres sillonnées pour les bienfaits de la culture, mais aussi le phénomène de battance, déjà cité, peuvent *a priori* faciliter le ruissellement sur ces surfaces. Néanmoins leur proportion n'est pas assez marquée pour qu'on prenne en compte ces possibles effets.

Roche mère

Les distributions types de géologie, que l'on s'intéresse à un bassin PICH ou à un Non PICH, sont quasiment les mêmes. Elles sont constituées pour un tiers de roches sédimentaires imperméables (marne, grès, argile) qui rendent les bassins très réactifs aux intempéries, et d'un tiers de roches sédimentaires meubles que l'on trouve dans les vallées. Il n'y a pas matière à distinguer ici un indice discriminant.

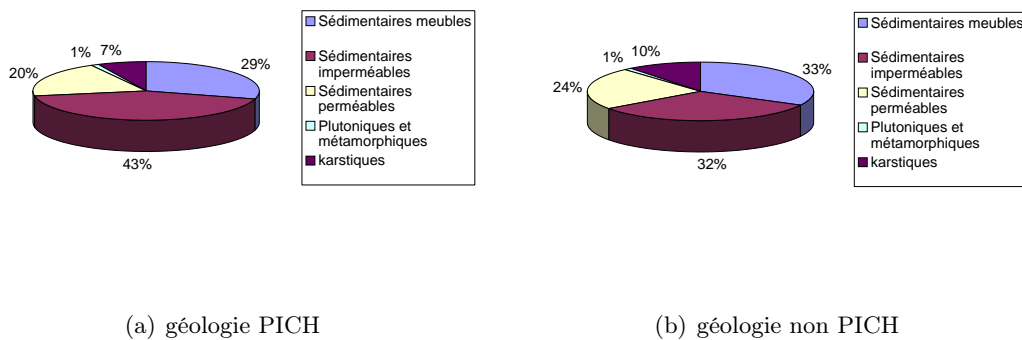


FIG. 4.13 – *Distribution de la Géologie*

4.3.3 Conclusion

L'analyse des bassins versants placés en amonts des points a priori sensibles fournit plusieurs informations sur leur sensibilité à la submersion. D'abord, on se rend compte que la taille des bassins est un facteur discriminant dans le sens où les plus petits bassins

semblent être moins enclins à provoquer une coupure de route. Il est difficile d'expliquer, d'un point de vue hydrologique, en quoi un grand bassin serait davantage responsable d'une inondation qu'un petit. Ce n'est pas l'amplitude du débit qu'il faut considérer mais la variation entre le débit de base et le débit de crue, ainsi que l'ouvrage qui le reçoit. On peut évoquer la possibilité que les petits bassins, responsables de coupures routières, ne le soient que pendant un temps relativement court. En conséquence, ils peuvent ne pas avoir été signalés par les services de la DDE.

L'étude de la nature géographique de ces bassins versants n'a pas révélé de différences notables entre un bassin à l'origine d'une submersion et un qui ne l'est pas. Les distributions de la topographie et du sol montrent des configurations similaires.

4.4 Caractérisation de la vulnérabilité structurelle : l'ouvrage de franchissement

Comme on vient de le voir, la caractérisation de la vulnérabilité structurelle d'un point d'intersection du réseau routier à l'aide d'indices géographiques apporte certains éléments de satisfaction, avec l'émergence de 3 indices discriminants. Nous allons maintenant nous intéresser à un autre pan de la vulnérabilité structurelle : l'ouvrage de franchissement. La submersion d'un ouvrage étant intimement liée aux caractéristiques de celui-ci, une étude plus approfondie des ponts et buses rencontrés semble intéressante. Elle l'est d'autant plus que les informations concernant ces ouvrages sont en grande partie disponibles. A partir de cette base de données, comprenant les caractéristiques techniques des ouvrages, nous allons essayer d'introduire un nouvel **indice de caractérisation**.

4.4.1 Calcul du débit critique de l'ouvrage

Afin de rendre compte de la vulnérabilité intrinsèque de ces ouvrages, nous avons cherché à déterminer leur capacité maximale, information absente des bases de données. Le calcul de ce débit est donc effectué à l'aide de la formule de Manning Strickler (Eq. 4.7). Celle-ci donne une estimation du débit au niveau d'une section, à partir de la pente locale, du rayon hydraulique de la section (soit le rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé), ainsi qu'un coefficient de rugosité :

$$Q_c = K \cdot Rh^{3/2} \cdot I^{1/2} \cdot S \quad (4.7)$$

où :

- K : coefficient de rugosité
- Rh : rayon hydraulique (m)
- I : pente locale (m/m)
- S : Surface mouillée (m^2)

Le très grand avantage de l'utilisation d'une telle formule est qu'elle fait appel à des informations que nous possédons. La pente locale est estimée à l'aide du MNT comme on l'a fait précédemment. Le coefficient de rugosité varie entre 40 et 50 suivant qu'il s'agit d'un pont ou d'une buse (en béton). Quant au rayon hydraulique et la surface mouillée, ils

sont calculés à l'aide des caractéristiques techniques des ouvrages.

Le calcul du débit critique correspond à la situation où le dimensionnement de l'ouvrage est insuffisant. Dans ce cas, l'ouverture amont est totalement remplie d'eau, et la surface mouillée représente la totalité de la surface d'ouverture de l'ouvrage. La formule de Manning-Strickler n'est alors, en théorie, pas utilisable puisque les lois de l'hydraulique entraînent, à l'intérieur de l'ouvrage, l'émergence d'une pente de la surface de l'eau différente de la pente locale. Néanmoins, nous conserverons cette valeur de pente locale en première approximation. Le résultat sera de l'ordre de grandeur du débit maximum à surface libre. Nous ne tiendrons pas compte des pertes de charge liées à la contraction de l'écoulement et à son extension en amont et aval immédiat de l'ouvrage.

D'une manière générale, on dispose de peu de données pour caler des formules d'orifice, la formule de Manning-Strickler apparaît donc comme la plus à même de nous apporter un peu d'information. Cette formule nous fournira un ordre de grandeur. Les biais éventuels engendrés par cette approximation seront les mêmes qu'il s'agisse d'un ouvrage PICH ou non PICH. Ce qui nous intéressera au final sera la position relative de ces débits critiques les uns par rapport aux autres.

4.4.2 Estimation du débit décennal

Nous avons cherché à comparer ce débit critique à un débit de pointe d'une période de retour donnée. La méthode Crupedix (CEMAGREF, 1980) permet ce type de calcul. Obtenue à l'aide d'une étude statistique réalisée sur 630 bassins versants dans une large gamme de surface [2 km^2 - 2000 km^2], elle donne une estimation du débit de pointe décennal à l'aide d'informations simples. Nous sommes tout à fait conscient de ses limites, mais faute de mieux, nous avons choisi de nous en contenter.

$$Q_{10} = S^{0.8} \cdot \left(\frac{P_{j10}}{80}\right)^2 \cdot R \quad (4.8)$$

où :

S : surface du bassin versant (km^2)

P_{j10} : pluie journalière décennale (mm)

R : coefficient régional égal à 1,5 pour le département du Gard

La pluie journalière décennale est obtenue à l'aide des estimations de pluies extrêmes fournies par le CEMAGREF d'Aix-en-Provence (CEMAGREF, 1980). Ces données représentent la pluie décennale journalière sur un maillage d'un kilomètre de côté. Chaque bassin est affecté de la moyenne des valeurs contenues à l'intérieur de ses limites. Ces lames d'eau évoluent entre 160 et 210 mm par jour, avec une moyenne autour de 190 mm .

Là encore, on obtient un ordre de grandeur plutôt qu'une valeur réelle du débit décennal. Cette valeur de débit sera comparée au débit critique pour servir d'indice, de manière relative.

4.4.3 Résultats

C'est au final le rapport $\frac{Q_{10}}{Q_c}$, que l'on appellera « indice de débit », qui est étudié. Plus ce rapport est grand, moins l'ouvrage sera considéré comme généreusement dimensionné, et plus grande est la probabilité de le voir submergé. La représentation des densités de probabilité de ces indices pour les ouvrages PICH et Non PICH montre des résultats sans équivoque (Fig. 4.14(a)). Les points PICH sont clairement caractérisés par un indice de débit fort, puisque l'on retrouve près de la moitié de ces points pour une probabilité inférieure à 0,3. A contrario, les points Non PICH sont quasiment absents du premier pic et semblent d'avantage être présents pour les valeurs les plus hautes. Le rapport de différenciation de 4,47 confirme l'indice de débit dans son nouveau rôle d'**indice de caractérisation**.

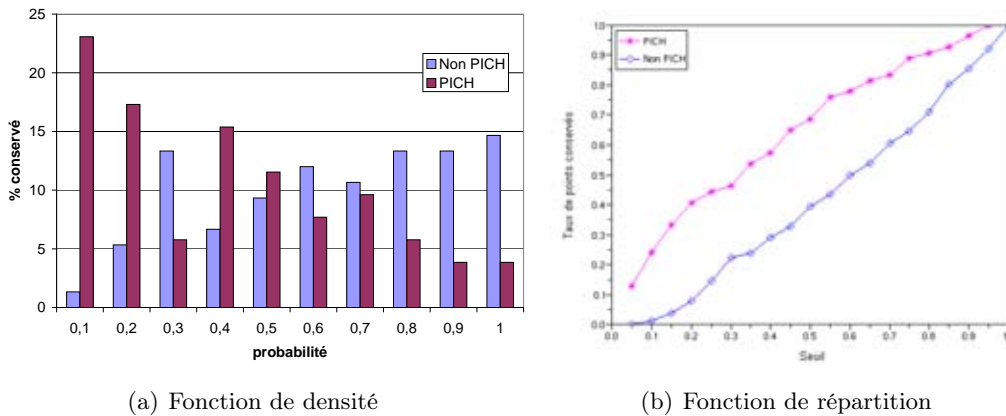


FIG. 4.14 – Distribution des indices de débits

Les cumuls de points conservés (Fig. 4.14(b)) montrent un écart quasi constant entre la progression des deux courbes. Elles sont presque continuellement séparées d'un écart de 30%. On peut ainsi déterminer une catégorie ROUGE exclusivement composée de points PICH. La classe ORANGE devient en conséquence moins prolifique avec 48% de points PICH. La définition d'un ensemble de points non submersibles est aussi possible. Ce groupe VERT rassemble 12% des points Non PICH.

Vulnérabilité	Seuil	Ensembles sélectionnés			
		PICH	Non PICH	A priori sens.	PICH/catégorie
ROUGE	0,08	20%	0%	8%	100%
ORANGE	0,35	30%	22%	25%	48%
JAUNE	0,95	50%	66%	60%	34%
VERT		0%	12%	7%	0%

TAB. 4.5 – Sélection à l'aide des combinaisons en ET et OU

L'indice de débit correspond bien à un indice discriminant, caractérisant un point submersible. Il pourra être utilisé en complément des indices géographiques, et en comparaison de la méthode d'identification construite à partir de ceux-ci. Il faut le considérer comme un plus qui n'est pas nécessairement calculable, lors de la recherche des points submersibles du réseau. Les caractéristiques des ouvrages ne sont pas disponibles partout -loin de là!

et demandent un travail fastidieux de collecte.

Pour l'anecdote, un ouvrage n'appartenant pas aux données de la DDE, puisque localisé sur une route communale, a fait l'objet d'une étude complémentaire. Son recensement est le fruit de l'enquête terrain. Lors de ce passage, le pont semblait vraiment peu élevé au-dessus du cours d'eau, et des laisses de crue étaient encore visibles dans les buissons environnants, au-dessus de la hauteur du pont. Après prise de renseignement auprès des personnes habitant à proximité, il s'est avéré que le pont était inondé au moins une fois par an ! Lorsque l'on calcul son rapport $\frac{Q_{10}}{Q_c}$, on obtient un résultat très important de 2,38 ! Cette valeur le placerait à un seuil de 0,15.

4.5 Combinaison des indices

L'information topographique, sous quelle forme que ce soit (altitude, pente, forme, . . .), ou géographique (occupation des sols, géologie) a été utilisée pour déterminer des indices discriminants et caractériser les points submersibles du réseau routier. A l'échelle locale, l'altitude et la pente (pour des faibles valeurs) permettent une différenciation entre les points PICH et Non PICH. A l'échelle du bassin versant, seule la surface (pour les grandes valeurs) joue un rôle équivalent.

En parallèle, nous avons pu utiliser les données de dimensionnement des ouvrages qui nous ont permis de calculer un indice de débit, rapport entre le débit décennal et le débit critique de l'ouvrage de franchissement. Ce rapport de débits $\frac{Q_{10}}{Q_c}$ est apparu à son tour comme un indice discriminant, dont les performances sont supérieures à celles des 3 indices géographiques, pris séparément.

Ces données relatives aux structures d'ouvrage n'étant pas disponibles partout, il nous apparaît nécessaire de tirer un meilleur parti des indices géographiques pour obtenir des résultats équivalents. Nous allons donc essayer de les combiner pour optimiser leur sélectivité.

4.5.1 Etude préliminaire

Avant toute chose, il faut justifier le bien fondé d'une telle entreprise en se posant la question d'une possible corrélation entre les différents indices. Le tableau (Tab. 4.6) montre qu'il existe très peu de dépendance entre ces quatre indices. Seules l'altitude et la taille des bassins versants semblent montrer une légère corrélation. Dans une zone, les plus grands bassins ont tendance à se trouver en aval, soit là où l'altitude est la moins élevée. Nous supposerons néanmoins que ces deux indices sont susceptibles de se compléter.

La possible complémentarité des indices étant démontrée, nous nous sommes demandés de quelle manière elle s'exprimait : chaque indice apporte-t-il son lot de points submersibles supplémentaires, ou bien est-ce la multiplication des différents indices qui permet d'améliorer la sélection ? Mathématiquement, le problème peut se poser ainsi : faut-il utiliser un ET logique ou bien un OU logique pour les combiner et améliorer la sélection des points

submersibles?

	altitude	penne	surface	débits
altitude	1	0,26	0,57	0,22
penne	*	1	0,23	0,28
surface	*	*	1	0,16
débits	*	*	*	1

TAB. 4.6 – *Corrélations des indices géographiques*

D’autres options peuvent être envisagées pour les combiner comme la construction d’un indice agrégé. Dans cette perspective, une régression logistique a été entreprise. Faute de succès, nous nous sommes contentés de l’interprétation faite à l’aide des connecteurs logiques.

4.5.2 Combinaison des indices géographiques

Afin d’évaluer la pertinence de l’utilisation du ET ou du OU, nous avons tracé la proportion de points PICH et Non PICH conservés après une sélection à l’aide de ces deux connecteurs logiques. Par mesure de simplicité, et pour limiter ainsi le nombre de combinaisons à tester, nous avons fait évoluer les valeurs de ces indices simultanément. On retrouve sur ces graphiques les valeurs de seuils en abscisses et la portion de points conservés en ordonnées.

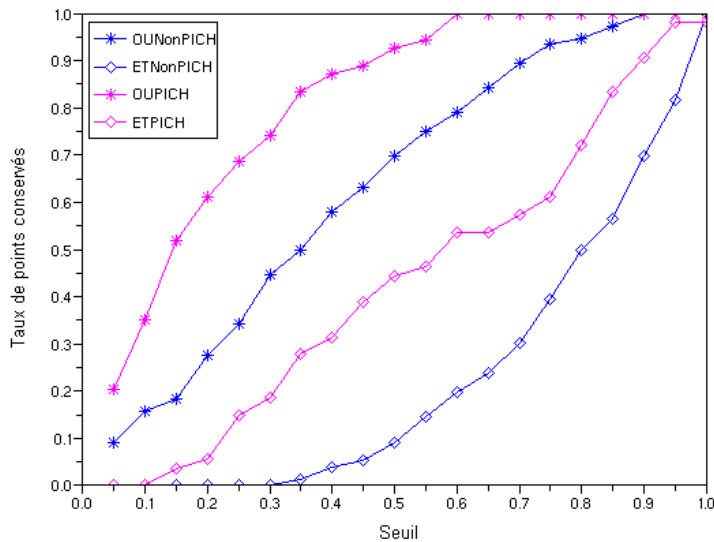


FIG. 4.15 – *Comparaison du ET et du OU*

Comme le montre la figure (Fig. 4.15), les deux connecteurs logiques font état de différences marquées lors de la sélection de points. Le connecteur OU assure rapidement une

bonne sélection des points PICH pour des valeurs de seuil faible (0,1 à 0,4). Le connecteur ET marque, plus tardivement, une différence sur un panel plus large de seuils, pour des valeurs allant de 0,3 à 0,7. Dans les deux cas, on note une différence de près de 40% entre les pourcentages de points PICH et Non PICH conservés.

La catégorie ROUGE définie comme celle qui regroupe les premiers 20% de points PICH se fait à l'aide du connecteur ET. Son utilisation permet de définir un ensemble de points contenant uniquement des points submersibles. Ils cumulent donc les handicaps d'être situés à basse altitude, avec une pente faible et drainant un bassin versant conséquent.

Pour la constitution de l'ensemble ORANGE, les deux connecteurs sont équivalents puisqu'ils conservent tous deux moins de 20% de points Non PICH pour un total de 50% de points PICH. Pour plus de cohérence et être ainsi certain de conserver les points définis précédemment, le connecteur ET est à nouveau utilisé.

Enfin pour définir les catégories JAUNE et VERTE, on utilise le connecteur OU qui permet de créer un ensemble de points « sains » contenant 25% des points Non PICH. Les points contenus dans cette catégorie VERTE possèdent une altitude élevée, une pente forte et un petit bassin versant, qui sont autant de critères disqualifiant les points submersibles.

Vulnérabilité	connecteur	Seuil	Ensembles sélectionnés			
			PICH	Non PICH	A priori sens.	PICH/catégorie
ROUGE	ET	0,3	20%	0%	8%	100%
ORANGE	ET	0,57	30%	17%	22%	60%
JAUNE	OU	0,57	50%	58%	55%	37%
VERT			0%	25%	15%	0%

TAB. 4.7 – Sélection à l'aide des combinaisons en ET et OU

En comparant ces résultats avec ceux obtenus lors de l'utilisation séparée des indices d'altitude, de pente ou de surface (Tab. 4.2, Tab. 4.3 et Tab. 4.4), il convient d'admettre que l'on a apporté une plus-value en les combinant. Les sélections se font désormais plus largement et plus nettement, puisque l'on a pu créer des ensembles contenant respectivement uniquement des points PICH et Non PICH. Le gain est particulièrement visible pour la catégorie VERTE dans laquelle 25% des points Non PICH ont été rassemblés, contre 7% pour les indices d'altitude et de pente, et 0 pour celui de surface. En contrepartie cette proportion de points Non PICH a diminué dans l'ensemble JAUNE, passant d'une représentation de plus de 70% quel que soit l'indice utilisé, à un total de 58% à l'aide de la combinaison.

Comparaison entre la combinaison des indices géographiques et l'indice de débit

Si l'on cherche maintenant à comparer ces résultats avec ceux obtenus à l'aide de l'indice de débit, on s'aperçoit que la combinaison des indices géographiques est sensiblement meilleure. Les deux méthodes permettent toutes deux l'émergence de catégories ROUGE et VERTE contenant respectivement uniquement des points submersibles et non submersibles, avec un net avantage pour la méthode géographique concernant cette dernière catégorie

(25% des points Non PICH contre 12%). Les ensembles ORANGE et JAUNE sont équivalents avec des différences d'une méthode à l'autre de moins de 10%.

En fait, ces deux méthodes ne sont comparables que d'un point de vue quantitatif puisqu'elles font référence à deux échelles différentes. La méthode à base géographique tient compte de la géographie locale et du bassin versant amont, tandis que la méthode basée sur l'indice de débit s'intéresse davantage à la structure de franchissement. Malgré des taux de sélection sensiblement identiques, on peut se demander si on sélectionne les mêmes points suivant l'utilisation de l'une ou de l'autre méthode.

Après analyse des contenus des catégories ROUGE, ORANGE, JAUNE et VERT, on se rend compte qu'il n'en est rien. En effet, dans la catégorie ROUGE, seuls 20% des points sélectionnés par la méthode géographique sont présents dans l'ensemble défini avec la méthode des débits. De même, dans la catégorie ORANGE, 40% des points sont en commun. Dans la catégorie JAUNE qui regroupe dans les 2 cas l'ensemble des points PICH ainsi qu'une grande majorité de points Non PICH, on retrouve 92% de points en commun. Enfin dans la catégorie « saine » de points VERTS, seuls 20% des points Non PICH sont les mêmes. Il y a donc matière à penser que les 2 méthodes sont complémentaires et qu'elles ne caractérisent pas le même type de vulnérabilité. La méthode géographique peut donc se substituer à la seconde mais tout aussi bien être son complément si on dispose des données de dimensionnement d'ouvrage.

4.6 Validation

L'objectif est maintenant de tester la pertinence de ces 2 méthodes sur les zones de validation. A partir de l'ensemble des points **a priori sensibles** définis à l'intérieur de chacune de ces zones, on retrouve les deux sous-ensembles PICH et Non PICH. Pour chacun d'eux, on détermine l'altitude et la pente locale, ainsi que la surface du bassin versant placé en amont. On attribue ensuite une probabilité d'occurrence à chaque indice en fonction de sa position, relativement aux autres points de la zone. Une fois l'ensemble des points regroupés, on applique les deux méthodes sélectives.

Méthode géographique

Classe de vulnérabilité	Ensembles sélectionnés			
	PICH	Non PICH	Total	PICH/Total
ROUGE	14%	5%	8%	61%
ORANGE	33%	18%	23%	50%
JAUNE	53%	54%	54%	35%
VERT	0%	23%	15%	0%

TAB. 4.8 – Sélection sur les zones de validation par la méthode géographique

Les résultats sont sensiblement équivalents à ceux obtenus sur les zones de calage. On constate une perte d'information au sein de l'ensemble ROUGE dans lequel on retrouve 5% de points Non PICH, contre aucun précédemment. En contrepartie, on ne récupère

que 14% des points PICH dans cette catégorie. Concernant les autres classes, on retrouve bien plus de 30% de points submersibles dans la catégorie ORANGE, pour 17% de Non PICH. Les autres 50% sont regroupés dans la catégorie JAUNE. Cette répartition permet la définition d'une classe VERTE uniquement constituée de points Non PICH à hauteur de 23%, soit un résultat équivalent à celui obtenu en calibration.

Méthode des débits

Classe de vulnérabilité	Ensembles sélectionnés			
	PICH	Non PICH	Total	PICH/Total
ROUGE	27%	0%	9%	100%
ORANGE	30%	17%	22%	50%
JAUNE	43%	66%	58%	27%
VERT	0%	17%	11%	0%

TAB. 4.9 – Sélection sur les zones de validation par la méthode des débits

La méthode des débits fournit des résultats tout à fait conformes à ceux obtenus sur les zones de calibration. Les quotas de points PICH et Non PICH y sont plus ou moins les mêmes. Bien que cette méthode permette la définition d'une classe ROUGE uniquement constituée de points PICH, elle crée aussi un ensemble VERT qui ne contient que 17% des points Non PICH. Au final, les deux méthodes fournissent toutes deux des résultats très satisfaisants, équivalents d'un point de vue quantitatif, et semblables à ceux obtenus sur les zones de calibration.

4.7 Utilisation des fréquences de submersion

Dans l'optique d'utiliser l'intégralité des informations mises à notre disposition, et d'en tirer le maximum de conclusions, les fréquences de coupures signalées dans le PICH sont reportées pour les points submersibles que l'on retrouve dans les différentes classes de vulnérabilité. On espère ainsi légitimer le choix des couleurs. A priori, les points se situant dans l'ensemble ROUGE devraient avoir des fréquences de submersion élevées, et plus on avance dans la gamme de couleurs, plus celle-ci devrait diminuer.

Pour l'ensemble des points PICH concernés, on trouve des fréquences allant de 10 submersions par an à une submersion centennale. On insiste encore une fois sur le caractère non exhaustif de ces informations qui peuvent nous permettre d'argumenter la démarche, mais en aucun cas d'en tirer des conclusions définitives. Il est en effet difficile de définir une période de retour de 50 ans quand cette durée ne représente même pas la période maximum de présence des plus anciens collaborateurs de la DDE.

Le classement réalisé à l'aide de la méthode géographique est en totale adéquation avec les distributions de période de retour. La catégorie ROUGE est composée pour plus de la moitié par des points submersibles plus d'une fois par an. Pour une même période de retour, la catégorie ORANGE ne l'est que de 35% et la JAUNE de 25%. De même, la période maximale retrouvée pour un point appartenant à la catégorie ROUGE est de 10

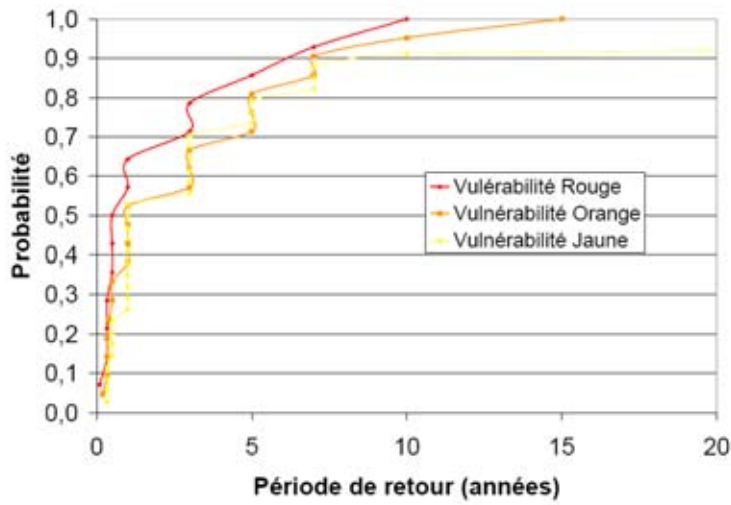


FIG. 4.16 – *Distribution des périodes de retour de submersion (méthode géographique)*

ans, pour respectivement 15 et 100 ans pour les catégories ORANGE et JAUNE. On notera toutefois qu'entre ces valeurs extrêmes, les distributions relatives aux ensembles ORANGE et JAUNE ont sensiblement le même comportement.

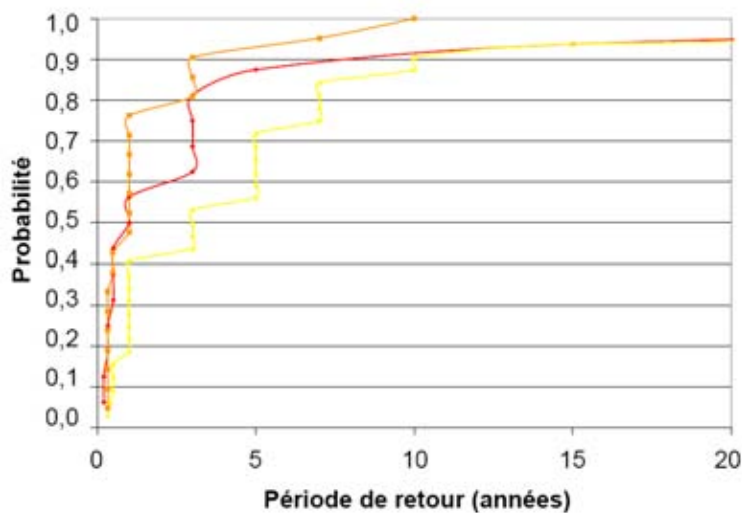


FIG. 4.17 – *Distribution des périodes de retour de submersion (méthode des débits)*

Les distributions des périodes de retour pour les catégories définies à l'aide de l'indice de débit sont plus confuses, bien que la catégorie JAUNE possède de loin les périodes de retour les plus importantes. La hiérarchisation des catégories ROUGE et ORANGE est quelque peu inversée puisque 75% des points appartenant à cette dernière sont submergés

au moins une fois par an, contre un peu plus de 50% pour la catégorie ROUGE. On retrouve aussi un point de période de retour de 50 ans dans cette dernière catégorie.

4.8 Utilisation de la méthode

On peut tirer de tout ce qui a été réalisé précédemment une méthode générale de caractérisation de la vulnérabilité structurelle des intersections du réseau routier. Cette méthode propose différents niveaux décrivant une tendance à être plus ou moins submergée. Celle-ci doit s'effectuer sur une fenêtre géographique dont la surface sera au moins égale aux ordres de grandeur de celles étudiées précédemment, de 30 km^2 à 100 km^2 . Elle doit aussi être suffisamment grande pour qu'on puisse y extraire une trentaine de points **a priori sensibles**, total nécessaire à un classement représentatif des indices. On s'arrangera aussi pour que celle-ci soit la plus homogène possible d'un point de vue topographique, en évitant d'associer des parties de hautes montagnes à des zones de basses plaines.

A l'intérieur de cette zone, tous les points d'intersection sont extraits et on calcule pour chacun d'eux les indices d'altitude, de pente, de surface, et de débit quand cela est possible. Ces indices sont ensuite classés à l'échelle de la zone d'étude, par ordre croissant, et affectés d'une fréquence empirique au non-dépassement. On applique alors les 2 méthodes pour identifier les points nécessitant une surveillance accrue lors d'un événement pluvieux intense.

En bref

Les points d'intersection définis par croisement des réseaux hydrographique et routier constituent deux ensembles. L'un contient des points submersibles (PICH), l'autre des points *a priori* non submersibles (non PICH).

A l'échelle locale, comme à celle du bassin versant, nous avons étudié les distributions statistiques d'indices géographiques susceptibles de nous renseigner sur le caractère submersible des points PICH.

Il ressort de cette étude que dans une zone géographique, comme nous les avons définies, les points submersibles sont localisés là où l'altitude et la pente sont les plus faibles. De plus, ils correspondent généralement aux bassins versants les plus grands.

A partir de combinaisons de ces 3 indices (altitude, pente, surface), nous avons établi une méthode de caractérisation de la vulnérabilité structurelle des intersections du réseau. Elle les répartit en 4 catégories, des plus vulnérables aux moins vulnérables. Ces classes de vulnérabilité sont légitimées par les fréquences de coupure des points PICH qu'elles contiennent.

En parallèle, nous nous sommes intéressés aux caractéristiques de dimensionnement des ouvrages de franchissement via le rapport entre le débit décennal et leur débit critique. Cet indice permet aussi de définir des classes de vulnérabilité équivalentes à celles trouvées à l'aide de la méthode géographique.

CHOIX D'UN MODÈLE PLUIE-DÉBIT

Introduction au chapitre

Nous sommes parvenus dans les chapitres précédents à identifier et à classer, en fonction de leur vulnérabilité, 135 points d'intersection du réseau routier, là où une route croise un cours d'eau. Les bassins versants, situés en amont de ces points, occupent un vaste territoire et peuvent avoir des surfaces de tailles très hétérogènes.

Pour alerter d'une possible submersion à l'exutoire de ces bassins, il nous faut désormais être capable d'en estimer le débit. Or, pour la plupart d'entre eux, nous ne disposons pas de mesures limnimétriques. Il est donc impossible de suivre l'évolution des débits en temps réel. Le recours à un modèle Pluie-Débit apparaît alors comme indispensable.

Nous allons donc nous intéresser dans ce chapitre au choix, et à la mise en place, de ce modèle Pluie-Débit. Celui-ci devra d'une part répondre à cet objectif d'estimation spatialisée des débits, et d'autre part, être le plus simple possible, afin de faciliter sa prise en main par un tiers et d'en permettre l'amélioration. Dans cette perspective, nous avons réalisé une synthèse traitant de la modélisation hydrologique (définition et description des processus et des modèles) que l'on retrouve en Annexe C.

Dans un premier temps, nous expliquerons le choix de l'utilisation d'un modèle semi-distribué et la manière dont il prend en compte les phénomènes hydrologiques dominants propres aux crues « éclair » (hétérogénéité des pluies, écoulement rapide). Nous détaillerons aussi les contraintes de modélisation qu'impose un contexte de type bassins versants non jaugés (petits bassins, absence de mesures, calage *a priori*,...).

Nous réaliserons ensuite un inventaire des outils existants, susceptibles de répondre à ces contraintes, et qui ont fait l'objet d'une utilisation récente dans la région. Nous nous intéresserons plus particulièrement à la manière dont leurs paramètres ont été calés, et si ceux-ci ont pu être rapportés aux informations géographiques disponibles sur le territoire.

Enfin, nous présenterons le modèle conservé (CINECAR), ainsi que le protocole expérimental choisi pour tenir compte *a priori* des variabilités de ses paramètres afin de parvenir à une estimation acceptable des débits, en vue de l'annonce des coupures de route.

5.1 Utilisation d'un modèle simple et semi-distribué : conséquences et contraintes

5.1.1 Pourquoi un modèle semi-distribué?

Comme nous l'avons expliqué en introduction, le risque de coupure du réseau routier est diffus dans le sens où il peut survenir sur de très nombreux tronçons. Lors des chapitres précédents, nous avons mis en évidence des ensembles de points plus sujets que d'autres à la submersion, et dont les effectifs sont importants. Or, il nous faut désormais être capable de calculer un débit pour chacun d'eux. D'où la nécessité d'extraire une multitude de bassins versants (un par point !), mais aussi d'être cohérent dans la propagation des débits. Puisque plusieurs points peuvent se situer sur un même cours d'eau, il n'est pas acceptable que les erreurs liées à l'incertitude du modèle fournissent un débit plus important en amont qu'en aval. Une telle contrainte exclut donc l'utilisation d'un modèle global, où le débit au niveau de chaque intersection serait calculé à partir de bassins imbriqués mais indépendants.

Pour éviter de telles erreurs et estimer des débits en de nombreux points de la région, le découpage de celle-ci en sous bassins est préconisé. La discrétisation doit se faire assez finement puisque, premièrement les points étudiés peuvent être rapprochés, et deuxièmement, les bassins versants qui leur sont rattachés sont généralement de petite taille. On retrouve ainsi des surfaces inférieures à 10 km^2 pour 70% d'entre eux. Bien qu'elles concernent généralement des intersections peu vulnérables, certaines de ces surfaces sont même inférieures à 1 km^2 . *A contrario*, d'autres bassins peuvent s'étendre sur plusieurs centaines de km^2 . Dans ce cas, nous devons tenir compte des parties amont, situées à l'extérieur de nos zones d'étude. La surface concernée par la modélisation s'étend alors sur plus de 2000 km^2 .

La taille de ces bassins nous conduit aussi à nous fixer un pas de temps cohérent avec la rapidité de leurs réponses. Pour un bassin de 1 km^2 , composé d'un bief de 1000 m , et d'une vitesse d'écoulement de l'ordre de 1 ms^{-1} , le temps de concentration est de l'ordre du quart d'heure. Nous retiendrons ce pas de temps pour la suite.

5.1.2 Utilisation d'une pluie spatialement distribuée

La nécessité de calculer des débits sur des petits bassins versants, répartis sur un grand territoire, permet, et rend même indispensable, la prise en compte de lames d'eau spatialisées comme variables de forçage du modèle. On entend par cette appellation la production de cartes de pluie, pour le pas de temps considéré, dont chaque surface élémentaire de l'espace (généralement une maille d' 1 km^2) est affectée d'une valeur de lame d'eau.

Lors du processus de formation des écoulements, et *a fortiori* dans le fonctionnement du modèle hydrologique qui le représente, la pluie joue un rôle prépondérant. Celle-ci, et par ses disparités tant spatiales que temporelles (au pas de temps considéré), induit une grande variabilité dans la genèse du ruissellement (Winchell et al., 1998). Ceci est d'autant plus vrai pour les crues «éclair» qui sont caractérisées par des précipitations intenses et parfois localisées. Dans ce cadre, la possible variabilité des précipitations, que sous-entend l'étude d'un territoire supérieur à 2000 km^2 , est encore accentuée par la présence d'une

zone montagneuse en amont des cours d'eau étudiés. Là, en plus du caractère aléatoire de la pluie, les irrégularités de la topographie (Buttaert et al., 2006) peuvent influencer la genèse des pluies (pluie orographique). La prise en compte de cette pluie spatialisée, reproduisant l'hétérogénéité des précipitations, semble donc nécessaire pour simuler la réponse de plusieurs petits bassins versants de quelques km^2 , éloignés les uns des autres. Dans un tel contexte, l'utilisation de pluie spatialisée améliore significativement les résultats de la modélisation hydrologique (Faurès et al., 1995), (Berne, 2002).

L'influence de cette pluie spatialisée sur l'hydrogramme de sortie du modèle peut être double. D'abord, le volume d'eau précipité sur le bassin (Obled et al., 1994) est mieux reproduit que lors de l'utilisation d'un modèle global. Ensuite, la dynamique est meilleure et la synchronisation du pic de crue souvent plus juste. La conclusion d'Obled et al. (1994), reprise et confirmée par Smith et al. (2004), recommande l'utilisation d'un modèle tenant compte de cette information lorsque l'on a affaire à une forte variabilité spatiale de la pluie, ainsi qu'à des bassins versants qui réagissent très rapidement aux précipitations.

Les cartes de pluies krigées permettent de répondre à ces attentes (Lebel, 1984). L'interpolation spatiale des lames d'eau mesurées par les pluviographes fournit une bonne estimation de la pluie. L'inconvénient majeur de ces cartes tient au fait qu'elles sont actuellement disponibles à un pas de temps horaire. Pour conserver le pas de temps d'un quart d'heure préconisé initialement, on répartira uniformément dans le temps ces valeurs horaires pour alimenter le modèle en lames d'eau toutes les 15 minutes.

5.1.3 Prise en compte du processus hydrologique dominant pendant la crue

Dans cette première tentative d'annonce de coupure, nous adopterons une approche de type événementiel. Cette démarche permettra de se focaliser sur les débits de pointe dont il nous faut estimer le mieux possible l'émergence. Une telle modélisation nécessite des besoins plus modestes qu'une approche en continu. Ce choix s'effectue en regard du peu d'informations disponibles sur l'ensemble des bassins pour lesquels il nous faut calculer un débit. Il répond aussi à l'objectif de simplicité auquel nous nous sommes astreints pour le moment.

Parmi les différents processus hydrologiques intervenant lors de la genèse d'une crue «éclair» (cf. Annexe C.2), nous nous focaliserons sur ceux dont l'influence est la plus importante. Afin de déclencher l'alerte de manière pertinente, il faut avant tout être capable de représenter au mieux le pic de crue, en terme de gain et de dynamique. L'évapotranspiration, par exemple, ne nécessite pas d'être prise en compte, puisque son rôle reste marginal dans le cas d'une modélisation de type événementiel. La part belle doit donc être faite aux écoulements rapides, quelles que soient leurs origines (hortonien, battance, saturation), dont l'influence est capitale lors d'une telle crue (Gaume, 2002). Les écoulements souterrains peuvent accessoirement être représentés par le modèle. Ils permettent de renseigner sur l'état hydrique du bassin avant un événement pluvieux. Néanmoins, si on considère qu'ils participent davantage aux volumes de décrue, il n'est pas nécessaire de chercher à les estimer le mieux possible.

D'une manière générale, les processus intervenant lors de la genèse des crues « éclair » sont encore mal connus et donnent lieu à nombre de théories et de représentations. Sans vouloir entrer dans ces débats, nous chercherons à modéliser le plus simplement possible la réponse rapide d'un bassin versant à de fortes précipitations.

5.1.4 Pré-détermination des paramètres et utilisation de l'information géographique

Sur les bassins non instrumentés, il convient de trouver une autre source d'information pour évaluer les paramètres d'un modèle. On peut soit utiliser des valeurs trouvées dans la littérature, soit se baser sur des hypothèses issues d'un jugement d'expert, soit enfin utiliser les bassins jaugés du voisinage. Le transfert de paramètres d'un bassin à un autre bassin situé à proximité fait généralement référence à une démarche de régionalisation (Bloschl and Sivapalan, 1995). La proximité géographique engendre des similitudes tant au niveau des sols que des processus hydrologiques mis en jeu.

Sur le territoire comprenant les 135 exutoires dont nous cherchons à estimer des débits, nous ne disposons que de 12 bassins versants instrumentés. Ces derniers sont généralement situés en amont des zones étudiées et correspondent à des surfaces beaucoup plus grandes que celles des bassins modélisés. Il semble donc difficile de tirer profit de ces mesures, d'autant plus qu'elles peuvent être entachées d'une lourde incertitude. En effet, les débits de crue estimés à l'aide des relevés limnimétriques sont à considérer avec la plus grande prudence.

Néanmoins, faute de mieux, il nous faudra utiliser ces mesures pour en tirer le maximum d'informations possibles sur le comportement hydrologique des bassins versants de la région. Plutôt que d'imposer « brutalement » des paramètres à notre modèle, nous chercherons à utiliser ceux qui auront été calés sur les bassins instrumentés. Ce « transfert » de paramètre est une pratique couramment utilisée dans la prévision des débits de bassins non jaugés (Beven, 2001).

Ce transfert peut encore gagner en cohérence si l'on cherche à rapporter les paramètres aux caractéristiques géographiques (topographie, occupation des sols, pédologie, géologie) des bassins sur lesquels ils ont été calés. Ces données peuvent permettre la constitution d'« hydrotypes », c'est à dire d'une entité géographique au comportement hydrologique uniforme. Les paramètres à caler représentent alors le phénomène dominant à l'intérieur de chaque entité.

La constitution d'hydrotypes a été testée lors de nombreux travaux (voir Annexe C.5). Tous ces exemples témoignent d'un avantage certain à utiliser les informations géographiques, quand elles sont disponibles, pour optimiser le modèle. Aux premiers rangs desquelles sont citées l'information topographique, indispensable pour rendre compte de la dynamique du bassin, mais aussi l'occupation des sols et la géologie qui semblent renseigner sur la capacité du sol à répondre aux précipitations. On constate néanmoins que ces travaux sont souvent relatifs à des pas de temps élevés (journalier, hebdomadaire) qui relèvent davantage du bilan hydrologique que de la prévision de crue. On note parfois aussi une absence de correspondance physique entre les valeurs des paramètres calés et l'hydro-

type qu'ils sont censés représenter.

Malgré ces réserves, nous essaierons d'utiliser au maximum l'information géographique de manière cohérente pour optimiser le calage de notre modèle. Nous tenterons de mettre en lumière, sur une entité géographique précise (hydrotype), un comportement moyen du bassin versant via les valeurs des paramètres qui lui sont associés.

Enfin, l'absence de mesures limite le nombre de paramètres à utiliser. Plus celui-ci est important et plus la procédure de calage peut relever des problèmes d'équifinalité des résultats. On se restreindra donc à utiliser entre 3 et 5 (Perrin et al., 2001) afin d'éviter les conséquences d'une sur-paramétrisation du modèle.

5.2 Modèles Pluie/débit existants pour la modélisation des crues éclair

Une étude bibliographique a été réalisée pour énumérer les principaux modèles hydrologiques existants et utilisés pour reproduire des crues « éclair ». On retrouvera ce travail en annexe (Annexe C.4 et C.3) avec pour chaque modèle présenté une description détaillée de son fonctionnement et de ses besoins en information.

Suite à cette étude, notre choix s'est porté sur CINECAR, un modèle simple et robuste reposant sur un fonctionnement de type SCS (Soil Conservation Service). Il est succinctement présenté ici. Nous illustrerons les résultats que nous pouvons attendre de ce modèle à l'aide des utilisations récentes dont il a fait l'objet sur les bassins de l'Aude et du Gard. En complément, nous présenterons les résultats de travaux similaires (modélisation de crues « éclair ») réalisés avec certains des modèles décrits en annexe.

Pour présenter ces travaux, nous évaluerons les résultats des différentes modélisations à l'aide du critère de Nash (Nash, 1969). Il mesure la moyenne quadratique des erreurs commises lors de la modélisation, normée par la variation des observations autour de leur valeur moyenne (Eq. 5.1). On donne ainsi moins de poids aux erreurs provenant des débits extrêmes, souvent entachés d'incertitude. Plus le critère est proche de 1 et meilleure est la simulation.

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=0}^n (Qsim_i - Qobs_i)}{\sum_{i=0}^n (Qobs_i - \overline{Qobs})} \quad (5.1)$$

5.2.1 CINECAR

C'est un modèle dérivé du SCS qui a été utilisé pour modéliser les crues « éclair » survenues dans l'Aude et le Gard (Gaume, 2002). Plus récemment, il a servi à reproduire les événements des 8-9 septembre 2002 (Gaume et al., 2003) sur les bassins du Vidourle et du Gardon.

CINECAR est un modèle semi-distribué, basé sur une désagrégation de la région d'étude en multiples sous bassins (Fig. 5.1). Pour un exutoire donné, l'ensemble du réseau hydro-

graphique amont est représenté. Pour chaque tronçon, on définit deux sous-bassins, un rive gauche et un rive droite, sur lesquels on affecte une valeur de pluie brute. Le modèle utilise ensuite une fonction de production de type SCS (cf. Annexe C.3.2) pour calculer la pluie efficace. Il ne simule que les écoulements directs à l'aide d'un paramètre appelé Curve Number (CN), et ne peut reproduire les écoulements retardés (alimentation par un réservoir souterrain). Le transfert, à l'intérieur des bassins comme le long des tronçons, se fait ensuite à l'aide d'un modèle d'onde cinématique (cf. Annexe C.4.3).

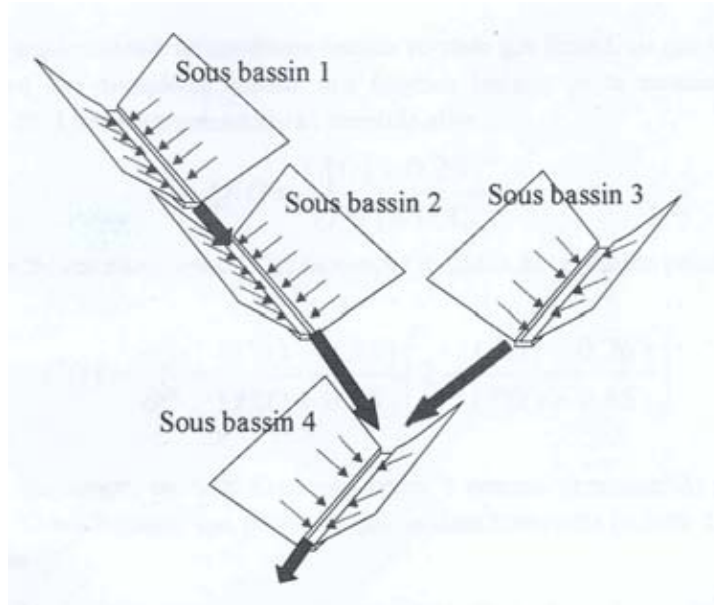


FIG. 5.1 – Modèle CINECAR (Gaume, 2002)

Une fois le territoire découpé en singletons tronçon/sous-bassins, CINECAR nécessite de nombreuses informations pour décrire leur fonctionnement et leur interaction. On recense : leurs caractéristiques géométriques (surface, longueur, largeur des tronçons), topographiques (pentes), physiques (rugosités) et hydrologiques (CN).

Lors de l'analyse des crues des 8 et 9 septembre 2002 (Gaume et al., 2003), le territoire a été découpé en bassins versants de quelques km^2 à plusieurs dizaines de km^2 . Les paramètres utilisés par CINECAR n'ont pas été calés. Pour une rugosité K , une pente I et un débit donné Q , les largeurs des tronçons ont été ajustées de façon à ce que la vitesse moyenne d'écoulement modélisée V corresponde à celle qui a été estimée sur le terrain.

$$V = K^{\frac{3}{5}} I^{\frac{3}{10}} \left(\frac{Q}{I} \right)^{\frac{2}{5}} \quad (5.2)$$

Quant au Curve Number (CN), il n'a pas été calé non plus. Trois valeurs de CN ont été testées sur chacun des bassins versants étudiés (100, 70 et 50). Le CN de 100 correspond à un stockage nul sur le bassin, donc à un ruissellement de 100% des eaux de pluie dès le

début de l'événement. Le CN de 70, d'après les tables de la littérature (Bras, 1990), équivaut à des sols perméables et profonds. Enfin, le CN de 50 fait état de sols très perméables pouvant stocker jusqu'à 250 mm de précipitation. Les simulations ont été comparées aux reconstitutions de débits de pointe réalisées lors des enquêtes terrain.

Sur les bassins du Vidourle (Ceyrac, La Rouvière, Conqueyrac, ...), les résultats montrent une très bonne correspondance entre les simulations et l'hydrogramme de crue reconstitué pour un CN moyen. Ceci est particulièrement vrai pour les deux premiers bassins cités, Conqueyrac étant sujet à d'importantes incertitudes d'estimation de la pluie (forte incohérence entre les mesures RADAR et pluviométriques). On constate aussi des difficultés à représenter les écoulements retardés comme c'est le cas sur le Vidourle amont. Cet écoulement soutenu qui persiste plusieurs jours après l'interruption des pluies peut correspondre à la présence de zones karstiques importantes dans la région. Au final, sur les douze bassins étudiés dans la région du Vidourle, l'estimation du déficit d'écoulement (quantité de pluie qui ne participera pas à la crue caractérisée à travers le CN) est relativement homogène : de l'ordre de 100 mm de pluie, soit un CN de 70.

Sur le bassin du Gardon d'Anduze comme sur celui d'Alès, une sur-estimation importante des débits est constatée lorsque l'on utilise un CN de 70 ou de 100. Les simulations effectuées à l'aide d'un CN de 50 permettent généralement de rentrer dans la plage de débits estimés. Ici, malgré les valeurs impressionnantes de pluies rencontrées, les sols ont conservé une grande capacité d'infiltration.

5.2.2 Un autre dérivé du SCS

Lors de ces travaux sur le Gardon d'Anduze, Marchandise (2007) a utilisé un modèle hydrologique distribué, dérivé du SCS. Pour chaque entité géographique (une maille de 50 m de côté), une pluie spatialisée est calculée. Elle provient soit d'une méthode d'interpolation par distance inverse utilisant les pluviomètres au sol, soit de données radar. A cette échelle, la pluie nette est déterminée à l'aide d'une fonction de production qui utilise le principe du SCS, auquel a été ajouté un réservoir de vidange pour mieux représenter la décrue (cf. Annexe C.3.3). Un module de transfert est ensuite ajouté. Il s'apparente à un hydrogramme unitaire géomorphologique spatialisé (cf. Annexe C.4.1).

Calé sur les bassins d'Anduze, de Saumane et de Mialet, pour une série d'une trentaine d'événements pluvieux, le modèle fournit des résultats plutôt satisfaisants. Les critères de Nash sont compris entre 0,6 et 0,8 en calage et 0,5 et 0,7 en validation. L'utilisation du réservoir de vidange laisse inchangé la représentation du débit de pointe, mais il améliore sensiblement l'hydrogramme simulé et plus particulièrement la décrue. Les estimations des paramètres lors de la procédure de calage sont du même ordre de grandeur sur les différents bassins. Cette similitude tend à montrer une certaine homogénéité régionale des réponses des bassins versants, ce qui semble légitime puisque les bassins de Saumane et de Mialet sont inclus dans celui d'Anduze. Cette cohérence physique est néanmoins atténuée par la faible valeur du CN , qui caractérise la capacité de rétention potentielle des sols égale à 240 mm. Cette valeur très importante est en contradiction avec l'information dé-

duite de la BD Sol de l'INRA : 100 à 150 *mm* d'épaisseur de sol disponible pour le stockage.

Enfin, l'influence de l'état initial montre une variabilité saisonnière du paramètre *CN*, avec des valeurs fortes en automne, et diminuant jusqu'au printemps. Il n'a toutefois pas été possible de relier ces valeurs à un quelconque indice décrivant l'état du bassin, comme le débit de base ou l'indice de précipitations antérieures (Kohler et Linsey, 1951).

5.2.3 ALTHAÏR

Le modèle de prévision opérationnel ALTHAÏR utilisé par la DDE du Gard a fait l'objet d'études approfondies par Ayrat (2005) qui l'a, lui aussi, testé sur les bassins d'Anduze, de Mialet et de Saumane en mode événementiel. Le découpage spatial est le même que le précédent (maille de 50 *m*), avec en entrée les mêmes données pluies (maille de 1 *km*). Le module de production d'ALTHAÏR a pour base un fonctionnement hortonien de ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration, reposant sur 6 paramètres (cf Annexe C.4). Le transfert est assuré à l'aide d'une loi géomorphologique qui calcule une vitesse de propagation pour chaque pixel en fonction de sa distance à l'exutoire (cf. Annexe C.4.1). Suite à une étude de sensibilité, un paramètre important a été mis en lumière : la capacité d'infiltration initiale qui régit le ruissellement par refus d'infiltration.

Cette capacité d'infiltration a été cartographiée à l'aide des informations géographiques (géologie), mais aussi à l'aide des relevés de perméabilité du sol, réalisés lors d'une campagne de mesures expérimentales. Il semble que cette régionalisation des paramètres améliore sensiblement les performances du modèle. On met toutefois en exergue la grande homogénéité géologique des bassins qui n'incite pas à une forte variabilité des paramètres.

Le jeu de paramètres ainsi constitué a ensuite été testé sur plusieurs événements pour validation. Les résultats sont peu satisfaisants en terme de reconstitution des volumes, avec une surestimation des débits de pointe. Sur les 20 événements testés, seuls 5 fournissent des critères de Nash positifs pour les 3 bassins d'étude. Le comportement du bassin de Mialet est particulièrement mal représenté avec seulement un critère de Nash positif. L'auteur souligne l'incapacité du modèle à reproduire la dynamique des bassins pour certains événements atypiques.

Dans un but pratique, les résultats du modèle ont été utilisés en terme d'indicateur de risque. Les décalages entre les débits observés et simulés lors du franchissement de seuil d'alerte et de pré-alerte ont été répertoriés. Pour plus de la moitié des événements importants, le modèle annonce le dépassement des seuils avec moins d'une heure de marge. Par contre, avec plus de 50% de fausses alertes, il compromet fortement son rôle d'indicateur de risque en surestimant les débits.

5.2.4 TOPMODEL

TOPMODEL qui repose sur le principe des surfaces contributives saturées (cf Annexe C.3.5) a lui aussi été utilisé depuis de nombreuses années sur les bassins cévenols (Sempere, 1990), (Datin, 1998), (Saulnier and Datin, 2004). Employé pour simuler le débit aux exutoires de bassins versants jaugés de plusieurs centaines de *km*², il a généralement

fournit de bons résultats. Nous pouvons néanmoins nous interroger sur sa capacité à représenter le comportement hydrologique de petits bassins versants pour lesquels la distribution des indices topographiques risque d'être peu étendue.

Dans le cadre qui nous concerne, TOPMODEL a montré une amélioration de ces simulations avec l'utilisation de données spatialisées de la pluie (Datin, 1998). Mais l'utilisation de données géographiques, autres que topographiques, n'a pas été testée. Saulnier et al. (1997) ayant montré que la distribution spatiale des épaisseurs de sol pouvait changer sans modifier pour autant les résultats du modèle, il semble difficile de corrélérer les données de sol aux paramètres du modèle.

On peut toutefois parler d'une cohérence régionale de ces paramètres. Versini (2003) a couplé une version de TOPMODEL reposant sur 4 paramètres à une fonction de transfert de type géomorphologique (H2U) basé sur une cascade de Nash (Cudennec, 2000). Calés puis validés sur des bassins des Gardons et de l'Ardèche pour des automnes entiers, les résultats obtenus sont mitigés. Avec des critères de Nash rarement supérieurs à 0,5, on constate une certaine propension du modèle à surestimer les débits de crue. Néanmoins, le transfert de paramètres d'un bassin à un autre bassin fournit des résultats quasiment équivalents. Cela montre une certaine cohérence des comportements hydrologiques.

5.2.5 Intercomparaison de modèles

Quelques études d'intercomparaison de modèles ont été menées en regard d'objectifs précis. Marchandise (2007) a conduit une telle étude sur les bassins d'Anduze et de Mialet pour les 3 modèles décrits plus haut. Les performances qu'il a évaluées sont : l'aptitude à s'ajuster aux crues observées, la robustesse des simulations en validation, la capacité à reconstituer des crues extrêmes et la possibilité d'un transfert sur d'autres bassins.

Il en ressort qu'en calage, les performances de ces modèles sont globalement comparables puisqu'ils simulent correctement les crues courantes. En validation, ils subissent tous des détériorations de leurs résultats, synonymes d'une robustesse moyenne. Le SCS s'est néanmoins montré, en moyenne, le plus robuste sur une large gamme de débits. De son côté, TOPMODEL est le seul à bien reproduire les événements à débit de base important. Concernant les crues exceptionnelles comme celle de septembre 2002, les résultats sont assez inégaux. TOPMODEL sous-estime grandement la crue, le SCS beaucoup moins, quand ALTHAIR la surestime largement.

Lors du transfert sur le bassin de Mialet, on remarque une nette détérioration des performances de tous les modèles, et plus particulièrement de TOPMODEL. Ces résultats surprenants, compte tenu de l'imbrication de ce bassin dans celui d'Anduze, dénotent un comportement spécifique du bassin, difficile à appréhender. Le transfert des modèles, comme de leur paramétrisation, n'est donc pas assuré de réussir. De la même manière, Marchandise (2007) constate que les paramètres s'interprètent difficilement en fonction des connaissances des sols de ces bassins versants. Ces modèles doivent pouvoir tous néanmoins faire l'objet d'améliorations en tenant compte des antécédents pluviométriques. Jusqu'à

maintenant, ils n'intègrent pas les effets saisonniers dans leur fonctionnement.

Une autre étude de comparaison de modèles pluie-débit a été réalisée récemment par (Moulin and Gaume, 2007). Sur les bassins de la Loire situés au nord des Cévennes et soumis à des crues «éclair», elle a testé différents types de modèles conceptuels, dont TOPMODEL, GR4 et IHACRES qui sont présentés en annexe (Annexes C.3.5, C.3.1 et C.3.6). Des modèles alternatifs ont aussi été testés comme les réseaux de neurones, sans grand succès. Cette étude renvoie dos à dos les différents modèles conceptuels pour cause de résultats équivalents. Les simulations, globalement bonnes, sont entachées d'erreurs dont seulement 20 à 30% sont estimées provenir du modèle. Les incertitudes d'estimation des lames d'eau, provenant du réseau pluviométrique, en sont désignées comme les responsables principaux.

5.3 Protocole de modélisation

5.3.1 Mise en place de CINECAR

Force est de constater que les résultats des modèles hydrologiques sont relativement modestes, malgré les efforts entrepris depuis 40 ans pour en améliorer les performances. Le choix de CINECAR ne se fait donc pas au détriment d'un outil plus efficace. Sur la région, il est autant légitime que les autres et a déjà montré son aptitude à obtenir des résultats satisfaisants et équivalents à ceux obtenus par d'autres modèles. Il a de plus l'avantage de pouvoir parfaitement répondre à notre besoin de décomposition de l'espace en petits sous-bassins. Enfin, un de ces paramètres, le CN , peut être rapporté aux différents types de sols qui constituent le territoire. On pourra ainsi procéder à une tentative de régionalisation de ce paramètre.

Pour le découpage du territoire, nous imposons aux sous-bassins une taille maximale de 10 km^2 , pour une moyenne de 1 km^2 (Fig. 6.13(b)). Nous retrouvons ainsi la grande majorité des petits bassins versants étudiés. Cette opération de désagrégation est réalisée à l'aide du module *r.watershed* de GRASS (Fig 6.13(a)) qui rend bien compte de la grande densité du réseau hydrographique issu de la BD CARTO.

La taille de l'élément de base est finalement du même ordre de grandeur que celle de la variabilité spatiale du processus dominant (la précipitation). Cette valeur est aussi en totale adéquation avec les résolutions des données de sol et de topographie dont nous disposons. Elle corrobore par ailleurs l'assertion selon laquelle «la variation spatiale de l'humidité des sols est considérée comme stationnaire à l'échelle des petits bassins versants, inférieurs à 1 km^2 » (Western et al., 1998).

5.3.2 Tests de sensibilité

Parmi les informations nécessaires au modèle pour représenter le fonctionnement d'un singleton tronçon/sous-bassins, seuls 4 paramètres doivent être calés : les rugosités des bassins et du tronçon hydrographique (K_b , K_t), la largeur du tronçon (L intervenant dans la

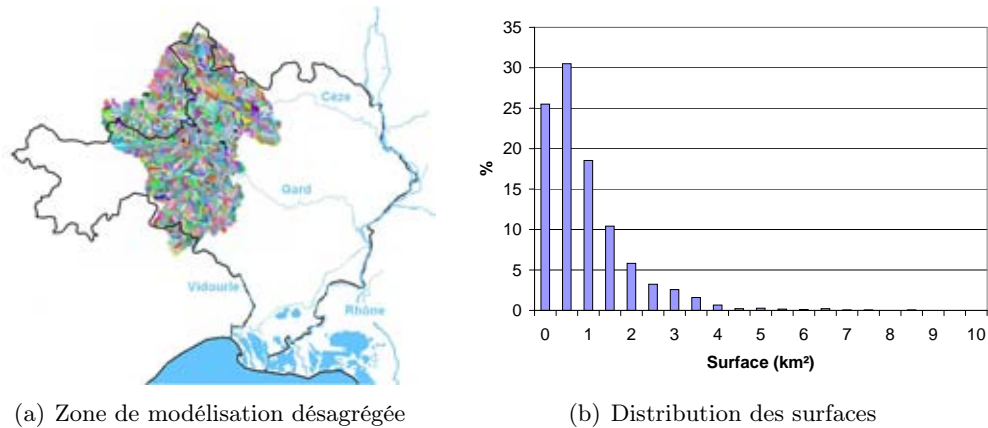


FIG. 5.2 – Découpage en sous bassins

calcul du périmètre mouillé) et le Curve Number (CN) représentant la capacité d'infiltration des bassins. Les autres données de type géométrique (longueur du bief, surface des bassins) ou topographique (pentes) sont déterminées à l'aide du SIG et ne font pas l'objet d'un calage.

Afin d'évaluer l'influence de chacun de ces 4 paramètres, et de la nécessité de les caler, on se propose d'effectuer une étude de sensibilité du modèle à ces différents paramètres. Nous mettrons ainsi en lumière ceux dont la variabilité influe véritablement sur les résultats du modèle. Pour cela, on utilise les résultats issus de l'étude faite en 2002 sur le Gardon de Mialet. Chaque paramètre est testé indépendamment en le faisant varier autour des valeurs références prescrites par l'étude, tandis que les autres sont bloqués. On trace alors les résultats des simulations pour ces différentes valeurs de paramètres et ainsi constater leur possible influence.

Rugosité du bassin : K_b

En premier lieu, on s'intéresse à la rugosité des bassins. Le coefficient K_b qui intervient dans la formule de Manning-Strickler peut varier de 5 à 15 suivant les sols (Gaume et al., 2000).

Sur la figure (Fig. 5.3), on perçoit très bien que l'influence du paramètre K_b est limitée. Les trois courbes tracées sont quasiment confondues. On remarque simplement au niveau des pics de débits que plus le coefficient est fort, plus le pic est élevé. De même, la simulation utilisant $K_b = 5$ semble légèrement en retard par rapport aux deux autres. Toute proportion gardée... Afin d'utiliser une valeur cohérente avec les types de sol rencontrés, nous conserverons par la suite la valeur de $K_b = 10$, déjà utilisée lors de l'étude des crues de 2002 (Gaume et al., 2003).

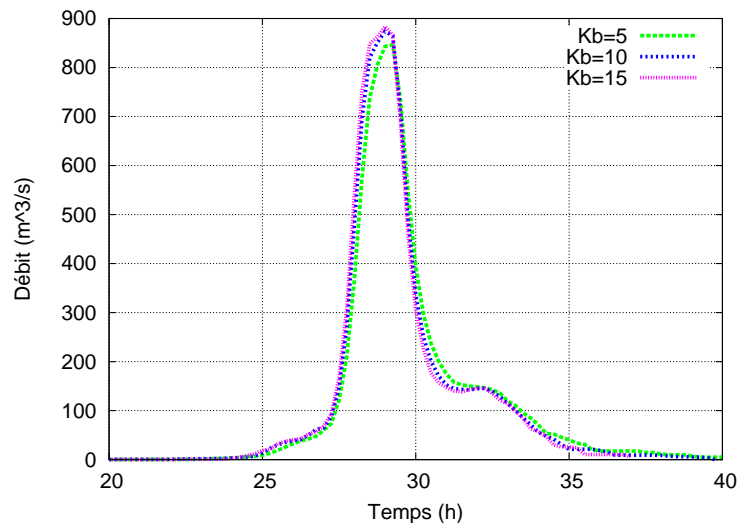


FIG. 5.3 – Sensibilité du paramètre K_b (Mialet, 8-9 sept 2002)

Rugosité du tronçon : K_t

La rugosité K_t des tronçons hydrographiques est maintenant étudiée sur une gamme allant de 10 à 40 (Gaume et al., 2000). Les faibles valeurs correspondent à des biefs étroits très rugueux, tandis que les valeurs les plus élevées se retrouvent davantage pour des cours d'eau importants, de plusieurs dizaines de mètres de largeur, dont l'écoulement est facilité.

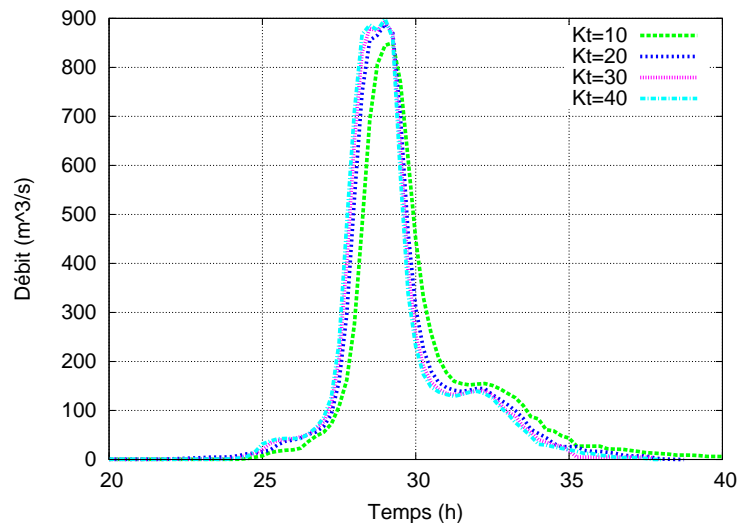


FIG. 5.4 – Sensibilité du paramètre K_t (Mialet, 8-9 sept 2002)

A la vue des différents hydrogrammes (Fig. 5.4), on constate que l'influence de la variabilité de K_t est modeste, mais non négligeable. Ce paramètre peut jouer sur la dynamique puisque, pour la valeur la plus faible, la montée au pic subit un retard d'une heure. Cette

influence pourrait être plus marquée puisque le coefficient K_t intervient comme un facteur de proportionnalité dans la formule de Manning-Strickler. Celui-ci est en fait compensé par la hauteur d'eau pour parvenir à une vitesse d'écoulement relativement identique. Au final, on conservera la valeur moyenne de 20, proche de celle utilisée lors de l'étude de 2002.

Largeur du tronçon : L

Le troisième paramètre étudié, la largeur de tronçon L , est lui aussi lié à la dynamique du bassin. Lors des travaux effectués sur la crue de 2002, ces valeurs avaient été mesurées individuellement sur place à l'aide des laisses de crue. Pour ce qui nous concerne et toujours dans le souci de caler le modèle à l'aide des informations géographiques disponibles, sans mesures supplémentaires, il nous faut trouver une méthode automatique pour évaluer cette largeur. Dans un premier temps, nous avons utilisé des valeurs uniformes, allant de 5 m, valeur que l'on retrouve pour les petits cours d'eau amont, à 50 m, largeur de la rivière à Mialet.

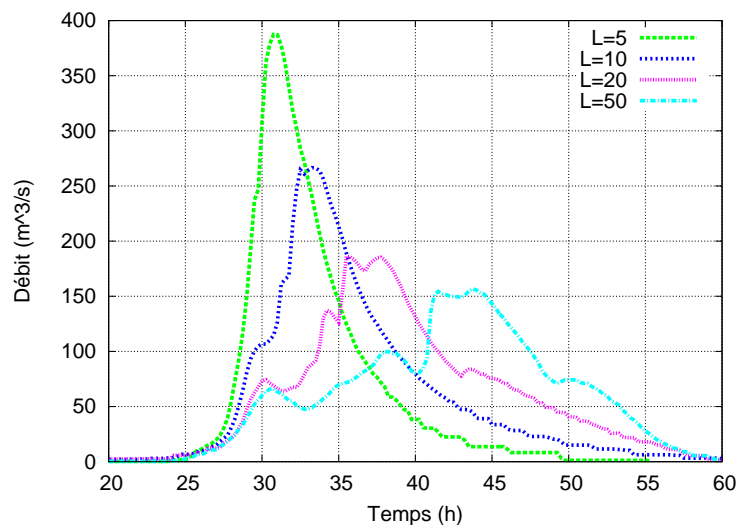


FIG. 5.5 – Sensibilité du paramètre L (Mialet, 8-9 sept 2002)

Les 4 simulations réalisées avec des largeurs uniformes (5 m, 10 m, 20 m et 50 m) pour le Gardon de Mialet (Fig. 5.5) font état d'une influence très marquée du paramètre de largeur L . Plus cette valeur est importante, plus le pic de crue est amorti et décalé dans le temps, du fait de la diminution de la vitesse de propagation. Le choix d'une valeur uniforme pour l'ensemble de la région pénalise énormément la modélisation.

Il apparaît donc nécessaire de tenir compte de la variabilité du paramètre de largeur L . Il doit pouvoir être modifié en fonction de la place du tronçon dans le réseau hydrographique. De plus, les largeurs des cours d'eau ne sont pas fixes dans le temps. Elles peuvent dépendre de l'intensité de l'événement pluvieux et du type de crue rencontré. Il faudra donc essayer de retranscrire cette double variabilité, spatiale et temporelle, du paramètre de largeur.

Curve Number : CN

Le dernier paramètre, le Curve Number, régit la fonction de production en caractérisant l'état de saturation du sol et son aptitude au ruissellement. Comme nous l'avons vu précédemment, le rapport de 2002 préconisait l'utilisation de valeurs comprises entre 50 et 70. Afin de tester la sensibilité de ce dernier paramètre, on l'a fait varier jusqu'à une valeur de 100, caractérisant une saturation totale du bassin, soit un ruissellement de 100% des précipitations.

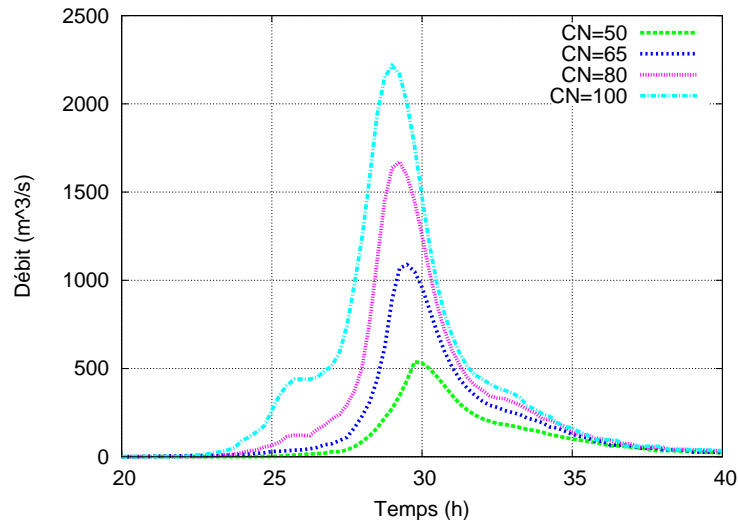


FIG. 5.6 – Sensibilité du paramètre CN (Mialet, 8-9 sept 2002)

Le Curve Number apparaît comme le second paramètre influent du modèle. Ses variations montrent des simulations considérablement différentes (Fig. 5.6). Les pics de débit varient du simple au quadruple pour les valeurs de CN extrêmes. On remarque aussi que, contrairement au paramètre de largeur, le Curve Number influence peu la dynamique temporelle du modèle. Bien que le pic soit retardé pour des valeurs de CN faibles, on note seulement un décalage d'une heure entre les montées au pic des courbes extrêmes.

Il nous faudra donc, avant chaque événement, être capable d'approcher le mieux possible une valeur de CN qui représente l'état hydrique des bassins. Cette capacité de stockage du bassin peut fluctuer dans l'espace et dans le temps. Il nous faut donc, là aussi, tenir compte de cette double variabilité.

5.3.3 Vers une pré-détermination des paramètres

CINECAR repose en priorité sur deux paramètres (L et CN) qui sont sujets à une double variabilité, l'une spatiale -suivant le type de sol, le calcul de la pluie nette diffère et suivant la position du bief dans le réseau, sa largeur change-, l'autre temporelle -suivant le passé pluviométrique et l'intensité de l'événement, le sol peut emmagasiner plus ou moins

d'eau, le bief est plus ou moins large.

Lorsque nous voudrions estimer les débits aux exutoires de nos 135 intersections, il nous faudra choisir *a priori* un jeu de paramètres (L et CN) susceptible de nous fournir les meilleurs résultats possibles. Comme proposé précédemment, nous allons utiliser les bassins jaugés situés dans la région pour essayer de mieux prévoir ces valeurs de paramètres. Dans cette optique, une procédure de calage/validation de ces paramètres sera l'objet du prochain chapitre. Nous présentons pour l'instant les liens entre les paramètres et les informations géographiques que nous souhaitons démontrer.

Le paramètre Largeur : L

Pour tenir compte de la variabilité spatiale du paramètre L , on le relie à l'indice de Strahler qui caractérise chaque bief. Cette méthode classique d'ordonnement du réseau hydrographique permet d'obtenir un véritable schéma topologique du réseau en incrémentant un ordre à chaque cours d'eau. Ainsi, on appelle cours d'eau d'ordre 1, les branches extérieures du réseau. Chaque fois que deux branches d'un même ordre se rejoignent, la branche résultante verra son ordre augmenté de 1. Quand ce sont deux branches d'ordres distincts qui se rejoignent, la résultante sera qualifiée de l'ordre le plus élevé. L'ordre du bassin est défini comme étant celui le plus grand, c'est celui de l'exutoire (Fig. 5.7).

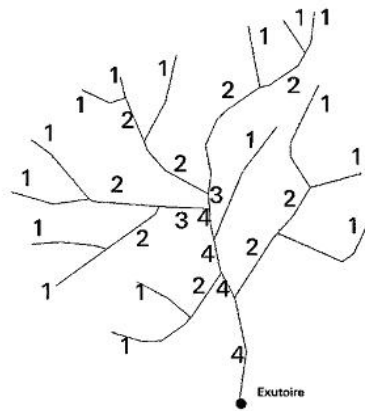


FIG. 5.7 – *Ordre de Strahler*

A partir de cette classification, on définit 3 jeux de largeurs. Chaque jeu correspond à un niveau de crue, plus ou moins élevé. Pour les constituer, nous nous sommes basés sur les relevés effectués lors de l'étude de retour d'expérience de 2002, ainsi que sur les données répertoriées dans la BD CARTO. On a ensuite défini une loi puissance qui semblait bien reproduire la relation entre l'ordre de Strahler i et la largeur du bief L : $L = L_{ordre1} \times i^2$ (Tab. 5.1).

	Ordre 1	Ordre 2	Ordre 3	Ordre 4	Ordre 5
Jeu 1	4 m	16 m	36 m	56 m	100 m
Jeu 2	8 m	32 m	72 m	112 m	200 m
Jeu 3	12 m	48 m	108 m	168 m	300 m

TAB. 5.1 – Jeux de largeurs basés sur l'ordre de Strahler

Nous chercherons à rapporter chaque événement pluvieux à l'une de ces catégories en se demandant si l'on peut *a priori* prévoir les largeurs des cours d'eau sans connaître le cumul de pluie à venir. Pour cela, on essaiera de voir si on peut les rapporter aux valeurs de CN ou à la position de l'orage dans la saison.

Le paramètre Curve Number : *CN*

En ce qui concerne le second paramètre à caler, le Curve Number, nous devons aussi tenir compte de sa variabilité spatio-temporelle. La variabilité spatiale est interprétée à travers les données de sols (géologie et occupation du sol). Ce travail se fera en deux étapes. On commencera par caler un *CN* unique pour l'ensemble des bassins, sans tenir compte de la moindre hétérogénéité spatiale. Par comparaison, et pour évaluer l'apport de l'utilisation de l'information géographique, on s'attardera ensuite à caler un *CN* par catégorie représentée à l'intérieur de chaque base de données utilisée sur le principe de l'hydrotype.

Nous avons vu précédemment qu'il n'était pas recommandé d'utiliser un nombre trop important de paramètres. Les catégories définies à l'intérieur de chaque base de données sont donc limitées. Concernant l'occupation des sols, le premier niveau de nomenclature sera utilisé. On déterminera un *CN* pour chacun des grands ensembles (agricole, forestier, urbain et humide). Sur le même principe, on calculera un *CN* par catégorie de géologie retrouvée, classées suivant leur capacité d'infiltration comme proposée dans le Chapitre 2 (Chap. 2.3.5) : sédimentaire, imperméable, perméable, plutonique et karstique.

On ne tiendra pas compte de la variabilité temporelle pour le moment. On essaiera en regard des résultats obtenus lors de la procédure de calage/validation de proposer une relation (loi saisonnière) entre ces valeurs de *CN* et l'état hydrique du bassin au début de l'orage.

En bref

Nous sommes confrontés à plusieurs obligations de modélisation. Tout d'abord, l'aspect pratique, lié à la surveillance du risque diffus et au calcul de débit en un nombre important d'exutoires sur le réseau hydrographique, nous conduit à utiliser un modèle semi-distribué. Celui-ci prendra ainsi en compte la variabilité spatiale des pluies qui peut être très forte vu l'étendu du territoire étudié. Les écoulements rapides, à l'origine des crues «éclair», doivent aussi être bien retranscrits par le modèle. Enfin, pour pallier le manque d'information disponible sur ces bassins versants non jaugés, celui-ci doit aussi reposer sur peu de paramètres et éventuellement pouvoir faire l'objet d'une régionalisation de ces derniers.

Pour répondre à l'ensemble de ces besoins, nous avons proposé d'utiliser le modèle pluie/débit CINECAR qui a déjà servi à modéliser le comportement de bassins versants dans la région. Celui-ci dépend de peu de paramètres puisque la grande majorité des informations qu'il nécessite est déterminée à l'aide des données géographiques. Au final, seules la capacité d'infiltration des sols, liée au Curve Number CN , et les largeurs affectées aux différents ordres de Strahler du réseau hydrographique sont à déterminer *a priori* au début d'un événement pluvieux.

Pour avancer davantage vers la pré-détermination des paramètres, une procédure de calage/validation va être menée sur les bassins jaugés existants sur le territoire de modélisation. On cherchera à rendre compte de la variabilité spatiale des CN en les reliant aux différents types de sols (géologie et occupation du sol). On cherchera aussi à anticiper la variabilité temporelle de l'ensemble des paramètres en établissant une loi saisonnière.

MODÉLISATION HYDROLOGIQUE ET PRÉ-DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES

Introduction au chapitre

Nous allons étudier dans ce chapitre la viabilité du modèle pluie/débit et la possible pré-détermination de ces paramètres. L'objectif est de parvenir, au début d'un événement pluvieux, à définir le jeu de paramètres adapté afin d'estimer le débit correctement sur l'ensemble des bassins non jaugés que représentent nos 135 intersections. Pour cela, la variabilité spatio-temporelle des paramètres sera analysée sur les bassins jaugés du territoire. On cherchera à les relier, d'une part aux caractéristiques de sol, et d'autre part à l'état hydrique des bassins.

Neuf événements pluvieux sont sélectionnés, parmi les 6 dernières années de données (voir Annexe D), pour procéder au calage de ces paramètres. Nous nous sommes attachés à n'utiliser que des données relatives à des orages importants, dont la lame d'eau précipitée est supérieure à 100 *mm*. Cette valeur n'est pas choisie arbitrairement, elle correspond à une capacité de stockage minimum relevée par Gaume (2002). Nous reverrons par la suite que CINECAR n'est pas conçu pour les événements de faible intensité. D'autres événements pluvieux sont aussi conservés pour la validation finale du modèle d'annonce de coupures.

Dans un premier temps, nous avons cherché à étudier l'efficacité et la robustesse du modèle. Nous avons donc calé pour chaque événement un jeu de paramètres sur un groupe de bassins jaugés comprenant : Les Mages, Sainte-Cécile, Générargues, Saumane, Saint-Jean, Corbès, Conqueyrac et La Rouvière. Les résultats sont évalués à l'aide du critère de Nash déjà présenté. Pour examiner un possible transfert de ces valeurs, nous les avons ensuite testés sur un second groupe, dit de validation, comprenant les bassins jaugés d'Anduze, Mialet, Ceyrac et Sénéchas.

Une valeur de CN et un jeu de largeurs de bief sont calés pour chaque événement et sur chaque bassin. Dans chaque cas, les dix meilleures simulations, au sens du critère de Nash, sont retenues. En fonction de ces résultats, une ou deux valeurs sont conservées pour chaque

paramètre. On en déduit ensuite une fourchette de CN , d'ordre 10 ($CN_{sup} = CN_{inf} + 10$), et un jeu de largeurs qui optimisent la valeur moyenne du critère de Nash sur l'ensemble des bassins de calage pour l'événement.

Ces jeux de paramètres sont ensuite transférés aux bassins de validation. L'utilisation des deux CN fournit une enveloppe des débits que nous avons comparée aux mesures réalisées en station. Un critère de Nash est calculé pour ces deux hydrogrammes. Nous ferons l'hypothèse forte que si ce transfert est réussi d'un groupe de bassins jaugés à un autre groupe de bassins jaugés, il pourra être reproduit pour l'ensemble des bassins versants non jaugés de la région. CINECAR aura ainsi démontré la pertinence de son utilisation pour la suite nos travaux.

Cette procédure est appliquée lors de l'utilisation d'un CN uniforme, puis de plusieurs CN décrivant l'occupation du sol et la géologie du territoire. On compte ainsi mieux rendre compte des variabilités spatiales des comportements hydrologiques des bassins, et parvenir à une régionalisation des paramètres. Les deux groupes de bassins sont constitués pour qu'ils décrivent tous deux la même diversité de territoire (voir leurs caractéristiques en Annexe D.1).

Les résultats complets et détaillés de ces calculs, classés par événement, sont disponibles en annexe (Annexe D). On présente ici uniquement une synthèse de ces résultats, que l'on prolongera d'une discussion sur la variabilité temporelle de ces paramètres. On essaiera, en regard des variations saisonnières que pourraient montrer les paramètres calés lors de la première étape, de mieux rendre compte de l'état hydrique des bassins et d'optimiser encore leur pré-détermination.

Au final, nous souhaitons obtenir une relation simple entre les paramètres du modèle et le contexte hydrologique en début d'événement. On espère ainsi simuler le mieux possible les débits au niveau des intersections étudiées.

6.1 Calage à l'aide d'un CN uniforme

6.1.1 Résultats du calage

Le tableau suivant (Tab. 6.1) récapitule, pour chaque événement, le cumul de pluie moyen mesuré sur les bassins utilisés (P), le jeu de paramètres calé, le Nash moyen calculé pour l'utilisation des deux CN et le nombre de bassins utilisés.

	P (mm)	CN	L	Nash moyen	Bassins
19/09/00	99,53	40/50	Jeu 1	0,11/-1,94	5
27/09/00	163,39	40/50	Jeu 3	0,31/-1,10	5
17/10/01	193,28	30/40	Jeu 2	-0,15/-0,18	7
8/09/02	334,67	40/50	Jeu 2	0,63/0,43	5
30/09/03	98,64	40/50	Jeu 3	0,10/0,12	4
15/11/03	120,28	50/60	Jeu 3	0,06/0,23	7
21/11/03	164,70	50/60	Jeu 3	0,02/-0,12	7
29/11/03	229,90	70/80	Jeu 3	0,67/0,63	2
25/10/04	161,38	40/50	Jeu 3	0,36/-0,11	6

TAB. 6.1 – Synthèse des résultats de calage par événement pluvieux

Les résultats de ces premiers calages sont plutôt satisfaisants. Bien que les valeurs du critère ne dépassent que très rarement les 0,5, ils se situent dans la gamme de ce à quoi on pouvait s'attendre, en regard de ce qui se fait actuellement en terme de modélisation (cf. Ayral (2005)). Pour chaque événement pluvieux, l'utilisation des deux CN fournit des valeurs de critères de Nash généralement comprises entre 0 et 1. Certaines de ces valeurs, du fait de la moyenne réalisée sur l'ensemble des bassins, semblent assez faibles. Il suffit qu'un bassin fournisse un mauvais résultat (un Nash très inférieur à 0) pour que celui-ci détériore le résultat final. Nous avons choisi de ne pas exclure ce type de singularité, mais plutôt de comprendre leur cause comme nous le verrons par la suite.

Plus il y a de bassins concernés et plus la recherche d'une fourchette fournissant des résultats corrects est difficile. La cause invoquée peut être la probabilité plus grande de composer avec des données erronées, ou avec toute autre source d'incertitude (mesure, modèle). Elle peut aussi avoir pour origine l'emploi d'un CN uniforme pour l'ensemble de la zone. Une telle pratique ne tient compte ni de la variabilité spatiale de l'état hydrique des sols, ni des comportements hydrologiques propres à chaque bassin. Nous discuterons de cette assertion lors de l'utilisation des données de sol.

Illustrons ces remarques à l'aide de quelques exemples.

Evénement du 17 octobre 2001

En 2001, le mois de septembre a connu deux petits événements pluvieux de l'ordre de 70 mm, le dernier aux alentours du 30 de ce mois. Ce contexte pluviométrique de début d'automne correspond à un terrain relativement sec auquel répondent les faibles valeurs de CN calées (30/40)

A partir de cet intervalle de paramètres, les résultats de calage sont relativement hétérogènes pour les 7 bassins versants utilisés. On constate, par exemple, de grands écarts entre ceux obtenus sur Conqueyrac ($Nash_{max} = 0,52$) et ceux calculés sur La Rouvière ($Nash_{max} = -1,47$).

A Générargues (Fig. 6.1(a)), la grande capacité d'infiltration des sols, concrétisée par les faibles valeurs de CN , se traduit par une absorption quasi totale du premier pic de pluie, pourtant représenté par la mesure (débit de 100 m^3/s). La représentation de la suite de l'événement est tout aussi surprenante. Alors que le premier pic de débit supérieur à 250 m^3/s est plutôt bien encadré par les simulations, le second est surestimé par le modèle. Il semble pourtant cohérent qu'il réponde plus fortement à un cumul de pluie plus important que le précédent (23 mm contre 20 mm), sur un bassin déjà bien saturé.

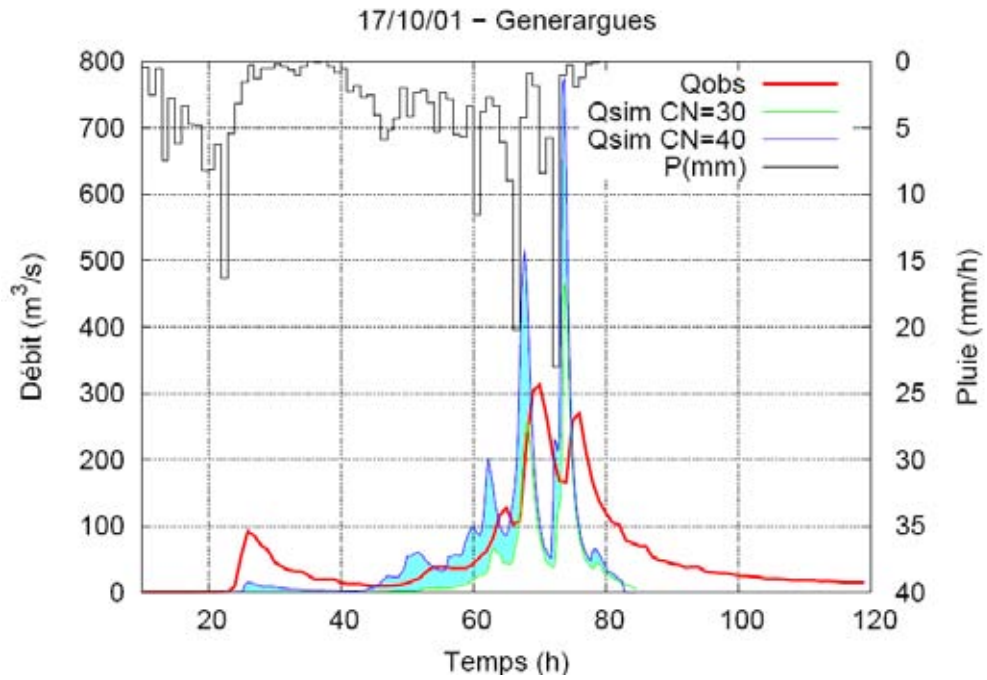
Nous avons donc éventuellement, pour cet événement, une incertitude d'estimation de pluie (phénomène que nous retrouverons par la suite), mais aussi un problème de propagation trop rapide. Avec une avance à la montée au pic de l'ordre de deux heures, ce décalage temporel est difficile à expliquer.

Les faibles valeurs de CN , qui permettent de reproduire correctement le débit aux stations de Générargues et de Conqueyrac, conduisent à sous-estimer grandement celui calculé au niveau du barrage de La Rouvière (Fig. 6.1(b)). Les études précédentes (Gaume et al., 2003) avaient déjà montré une tendance certaine à retrouver des CN élevés sur ce bassin.

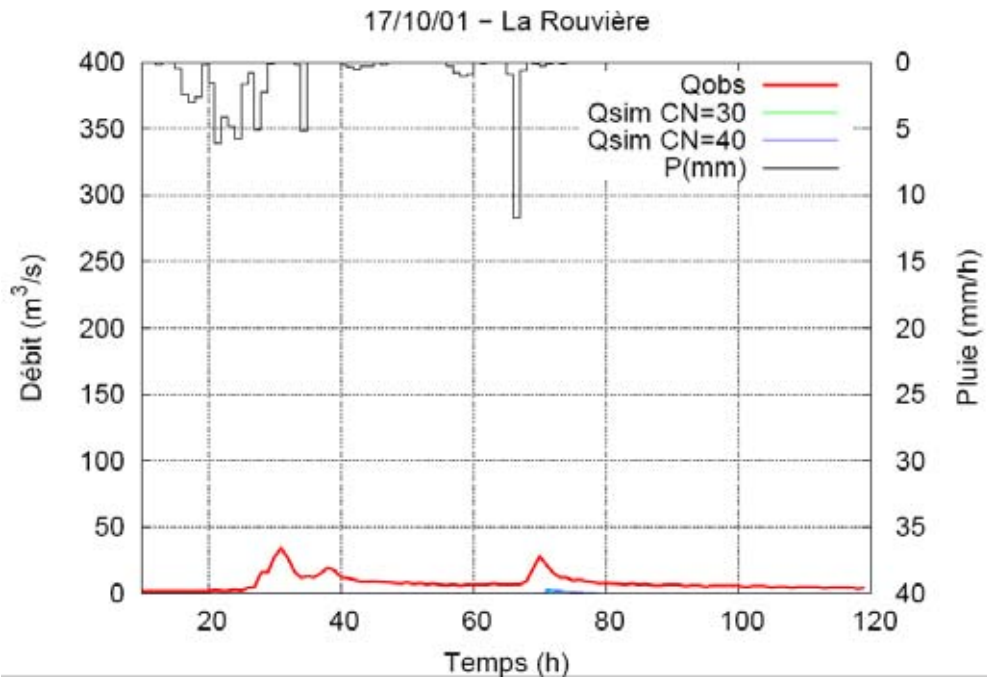
Bien que l'emploi d'un CN supérieur puisse améliorer les résultats, la faiblesse des débits mesurés peut être aussi responsable de ces mauvais résultats. En effet, on constate que le débit de pointe non reproduit (30 m^3/s) est très bas. En s'intéressant de plus près aux lames d'eau précipitées, on s'aperçoit que le bassin de La Rouvière n'a reçu que 65 mm de pluie pendant l'événement, contre respectivement 140 et 260 mm pour les bassins de Conqueyrac et de Générargues. Cela confirme que ce modèle pluie-débit fonctionne difficilement pour des événements pluvieux courants. En conséquence, les mauvais résultats obtenus sur le bassin de La Rouvière détériorent considérablement la valeur moyenne, malgré des résultats plutôt satisfaisants obtenus sur les autres bassins.

Evénement du 29 novembre 2003

Le calage pour l'événement du 29 novembre 2003 est réalisé sur seulement 2 bassins. Le contexte particulier lié à un mois de novembre très pluvieux (300 mm) semble être responsable du calcul de CN élevés (70/80). L'utilisation du jeu de largeurs le plus grand peut aussi faire penser que les cours d'eau étaient déjà sortis de leur lit en début d'événement. Malgré l'éloignement des deux bassins (La Rouvière et Les Mages), les pluviométries sont



(a) Générargues



(b) La Rouvière

FIG. 6.1 - Comparaison mesure/simulation - 17/10/01

très proches et le modèle fournit d'excellents résultats.

Les deux premiers pics de débit sont bien reproduits pour les deux bassins, avec un léger décalage temporel pour le barrage de La Rouvière (Fig. 6.2(a)). Le couple de CN permet un bon encadrement des amplitudes, pour une erreur moyenne de 20%. Le troisième pic est légèrement sous-estimé à La Rouvière, mais largement surestimé aux Mages (Fig. 6.2(b)).

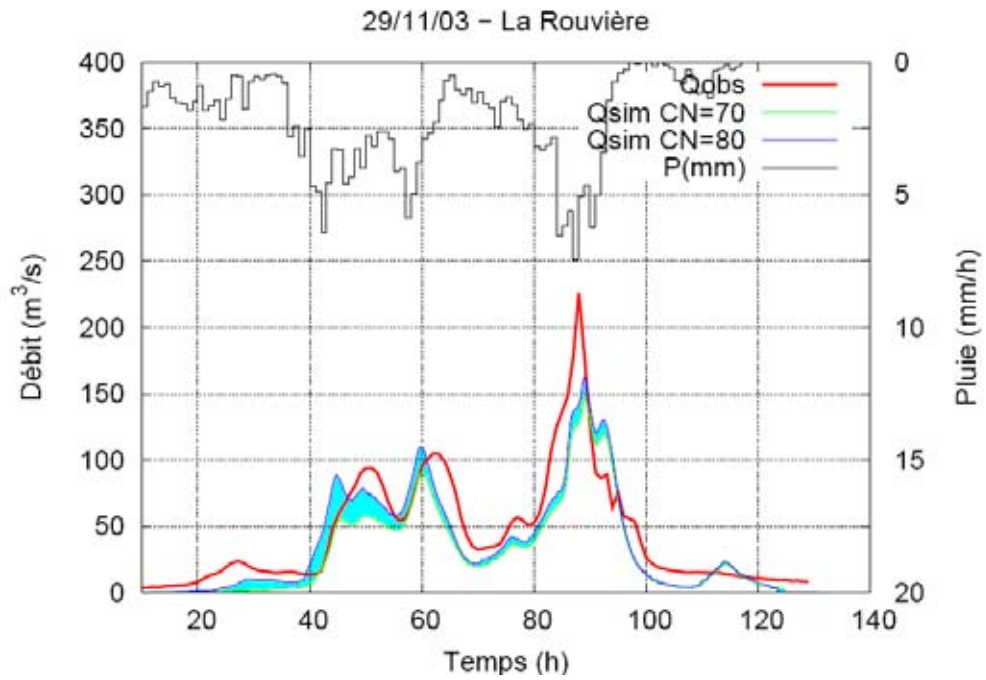
Sur ce dernier bassin, la chronique de pluie semble pourtant indiquer une pluviométrie semblable à celle qui avait fait émerger les deux premiers pics. Le terrain, déjà très humide, aurait dû répondre de la même manière, si ce n'est davantage, à cette nouvelle averse. Cette relative incohérence hydrologique peut être interprétée comme une possible surestimation des pluies.

Comme on le rappelait précédemment, l'emploi d'un CN élevé sur le bassin de La Rouvière semble adapté à la bonne représentation de son comportement hydrologique. Cela semble aussi être le cas du bassin des Mages comme le montrent ces résultats de calage pour d'autres événements pluvieux (30 septembre, 15 et 21 novembre 2003, 25 octobre 2004). Il est donc difficile sur cet exemple de distinguer l'apport de l'antériorité pluviométrique des propriétés de réaction intrinsèques aux bassins dans le choix de CN élevés.

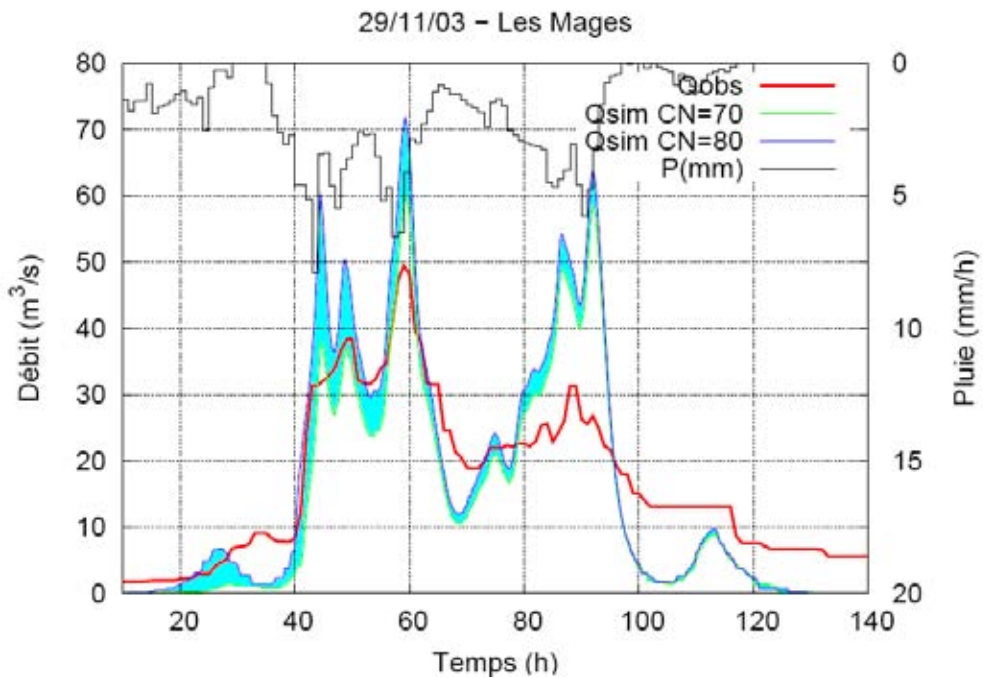
8 septembre 2002

Les calages réalisés pour l'événement historique des 8-9 septembre 2002 sont les plus satisfaisants (Fig. 6.3(a) et 6.3(b)). On retrouve des résultats équivalents à ceux obtenus lors du retour d'expérience de 2002 par ce même modèle (Gaume et al., 2003). La désagrégation géographique plus fine n'a donc pas porté préjudice à cette nouvelle modélisation. De faibles valeurs de CN (40/50), conformes à un début d'automne, sont calées pour encadrer au mieux les mesures relevées par les stations. Les amplitudes sont parfaitement retranscrites à l'aide du CN 50, fait remarquable au vu des valeurs importantes de débit atteintes.

A l'instar des exemples précédents, la décrue est toutefois mal représentée. Le modèle a tendance à vidanger rapidement les bassins (moins de 10 heures), tandis que la mesure fait état d'une décrue s'étendant sur plusieurs dizaines d'heures. Ce phénomène est aussi très visible entre les 2 pics de débit qui franchissent le palier de $350 \text{ m}^3/\text{s}$, à Conqueyrac (Fig. 6.3(a)). Le modèle fait décroître rapidement le débit à une valeur de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ alors qu'il semblerait que celui-ci se maintienne à une valeur plus importante, autour de $250 \text{ m}^3/\text{s}$, entre ces deux événements. Cela est très visible sur le bassin de Conqueyrac qui est connu (Gaume et al., 2003) pour la persistance d'un débit élevé plusieurs jours après l'interruption de la pluie. L'absence de module représentant la décrue dans CINECAR renforce la mauvaise représentation de ce phénomène sans que cela nous soit préjudiciable. Nous nous focalisons avant tout sur la faculté du modèle à bien retranscrire la montée au pic, en amplitude et dans le temps, qualité nécessaire pour annoncer une alerte de manière pertinente.

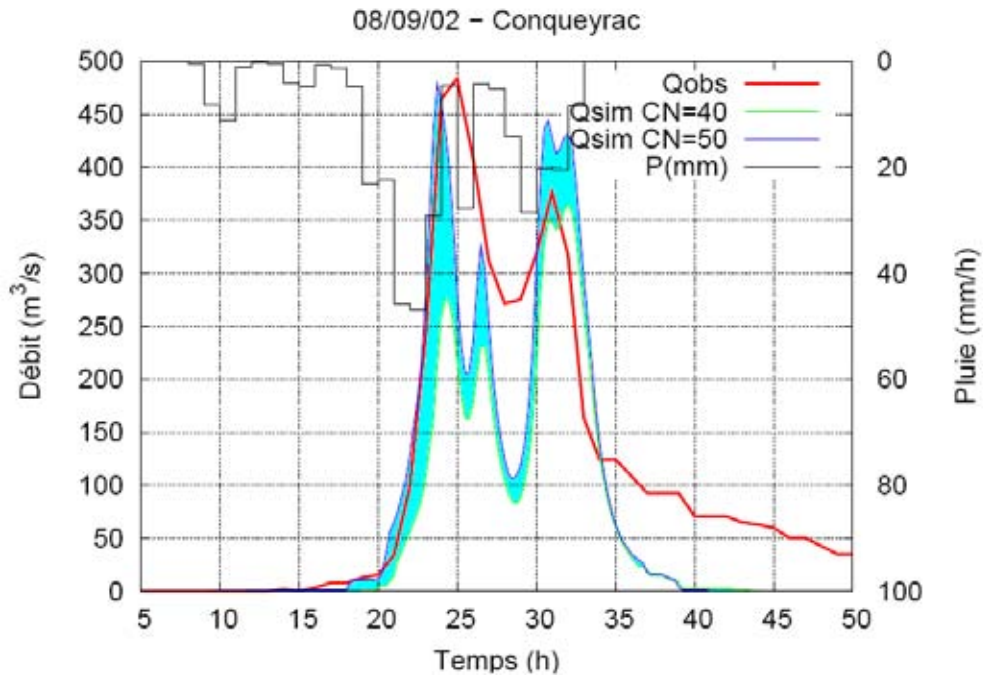


(a) La Rouvière

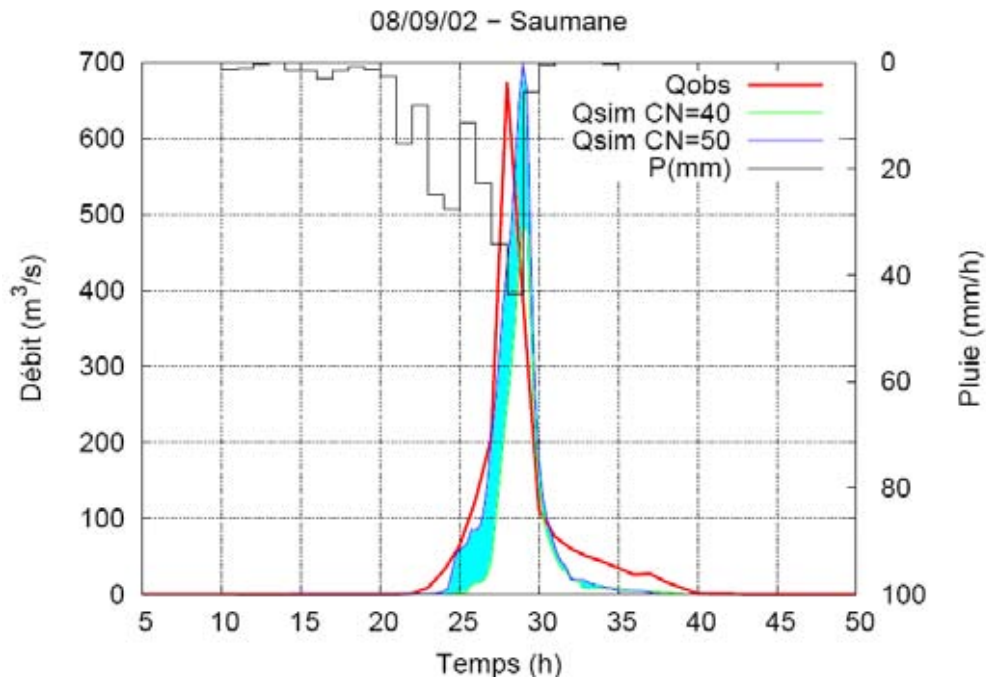


(b) Les Mages

FIG. 6.2 – Comparaison mesure/simulation - 29/11/03



(a) Conqueyrac



(b) Saumane

FIG. 6.3 – Comparaison mesure/simulation - 08/09/02

Événement du 21 novembre 2003

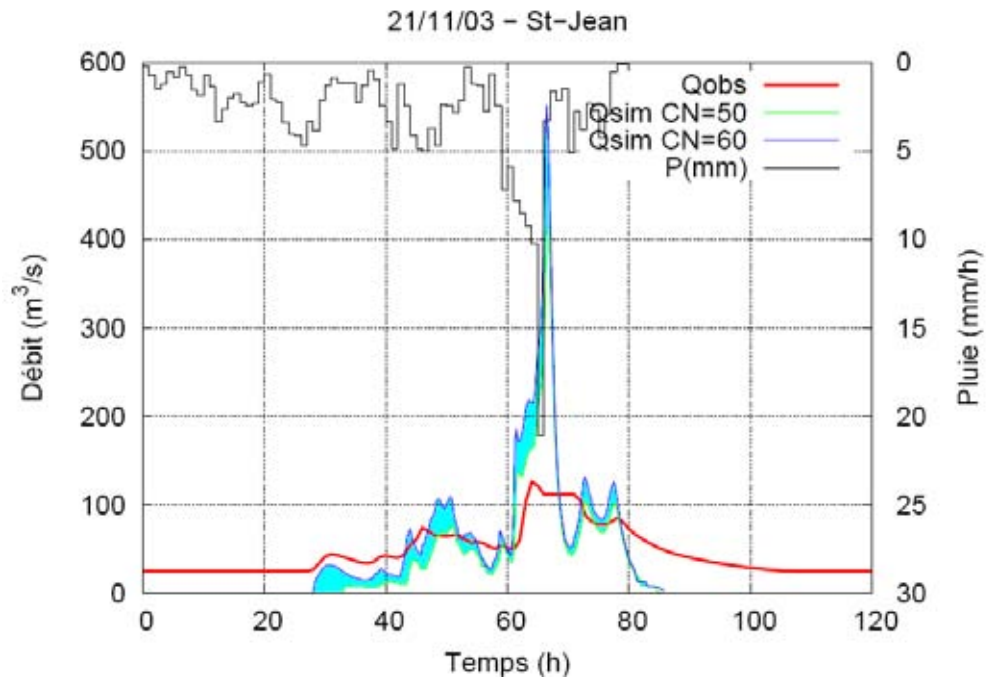
Afin de faire preuve de la plus grande honnêteté, on présente aussi l'événement du 21 novembre 2003, pour lequel les simulations n'ont pas véritablement fonctionné. Quelques jours avant le cumul important du 29 novembre, ce sont entre 100 et 200 mm qui sont tombés sur le département.

A l'exutoire de St-Jean (Fig. 6.4(a)), les simulations ont largement surestimé le pic de crue. En regard du hyétogramme de pluie, le modèle semble pourtant réagir normalement à un pic de précipitation de plus de 20 mm/h . Sa réponse se traduit par un débit de pointe dépassant les 400 m^3/s . Dans le même temps, on ne mesure qu'une faible réaction du bassin versant. Au-delà des défauts que peut contenir le modèle, il est judicieux de se demander si cette mesure de pluie est bien correcte. Il se peut qu'elle ait été justement mesurée localement par un pluviomètre, mais que le krigeage l'ait étendu sur une zone plus importante et non représentative de la réalité. Sur la carte de cumul des pluies (cf. Annexe D.2.7), on s'aperçoit que l'épicentre de l'orage est localisé sur un autre bassin versant à l'ouest de celui de St-Jean. Les forts cumuls de pluies ont pu être étendus, à tort, entre ces deux bassins. En plus de ces mesures de pluie, cette mauvaise représentation peut aussi provenir d'une réponse hydrologique singulière du bassin qu'il est difficile d'expliquer et encore moins de modéliser.

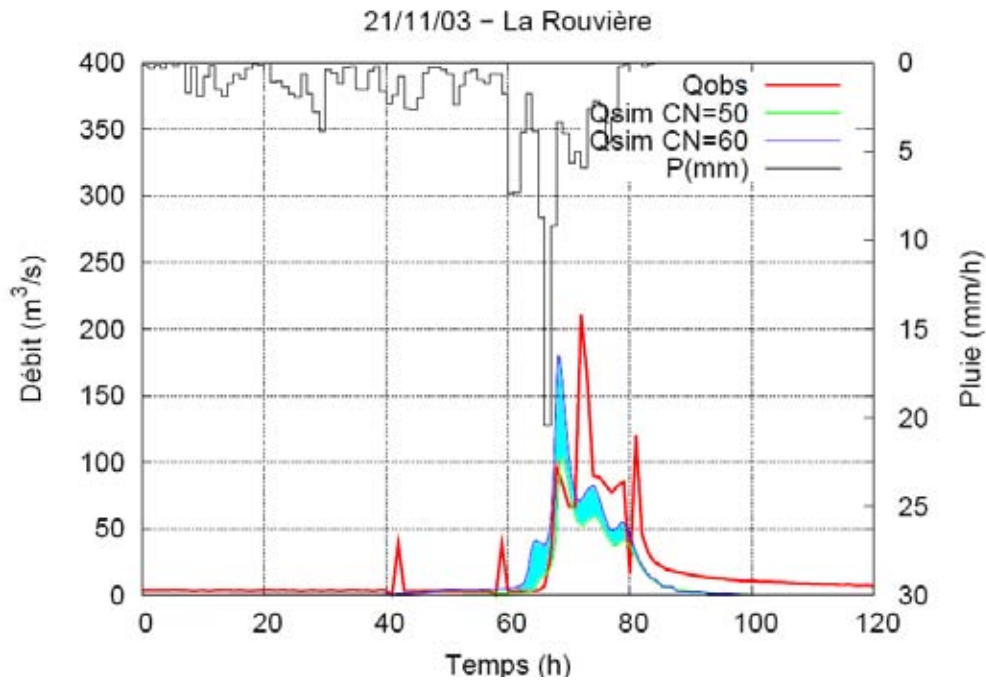
Le bassin versant de la Rouvière, localisé bien plus au sud, a connu lui aussi un pic de pluie pour le même pas de temps. Il s'agit ici d'une mesure ponctuelle, indépendante du front décrit dans l'exemple précédent. Pourtant, contrairement au bassin de St-Jean, la mesure de débit montre une réaction du bassin à cette forte pluviométrie (Fig. 6.4(b)). Elle ne suit pas pour autant le même comportement que les simulations. La réponse à ce pic de pluie est relativement légère (100 m^3/s), en comparaison de celle (200 m^3/s) donnée à une pluie nettement inférieure un peu plus tard. Les sources d'incertitude étant multiples, on peut toutefois remettre en cause les mesures de débit dont les variations en dents de scie semblent suspectes.

Événement du 30 septembre 2003

Le dernier exemple relate les résultats obtenus pour l'événement pluvieux du 30 septembre 2003. Trois jours auparavant, un faible orage, ayant occasionné la chute d'une trentaine de mm , avait affecté la région. Ce cas est un peu différent des précédents puisqu'il représente un cumul de pluie moyen (110 mm en moyenne), mais étalé dans le temps sur plus d'une journée. Le modèle n'en est pas moins apte à reproduire le débit (Fig. 6.5), avec un bon encadrement du pic de crue. On retrouve des valeurs faibles de CN comme pour chaque début d'automne. Les largeurs de biefs hydrographiques, quant à elle, sont importantes avec l'utilisation du jeu le plus élevé. Ces fortes valeurs n'affectent pas la dynamique de la réponse hydrologique puisque la montée au pic est parfaitement reproduite.



(a) Saint-Jean



(b) LaRouvière

FIG. 6.4 – Comparaison mesure/simulation - 21/11/03

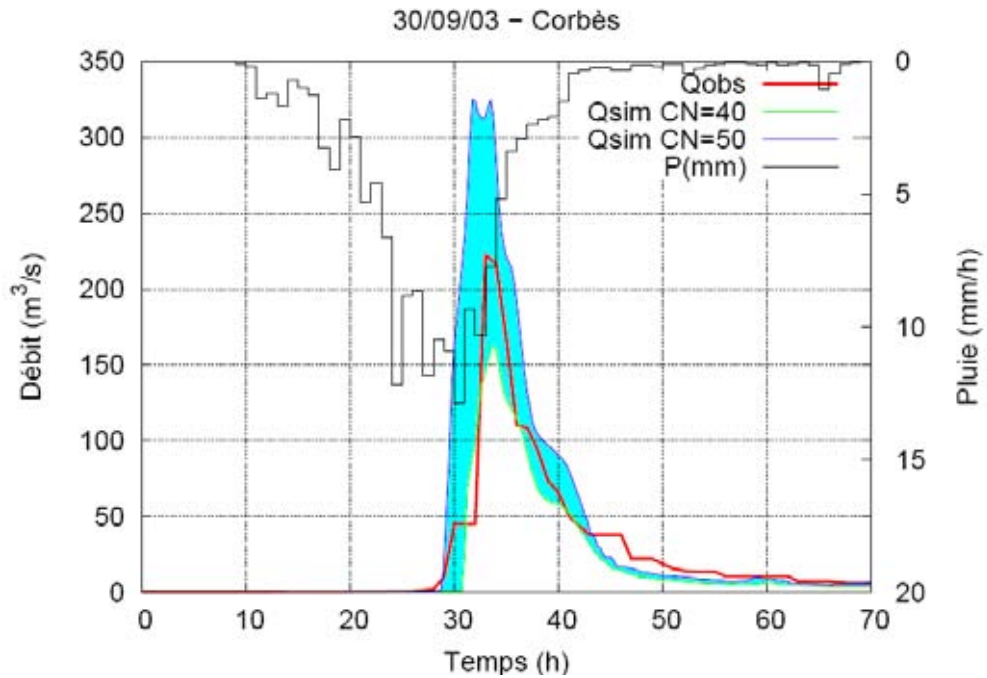


FIG. 6.5 – Comparaison mesure/simulation à Corbès - 30/09/03

6.1.2 Transfert des paramètres

Les jeux de paramètres calés sur le premier groupe de bassins sont ensuite utilisés sur les bassins de validation, pour les mêmes événements, afin de tester les capacités de transfert du modèle. On calcule, comme précédemment, un critère de Nash moyen pour évaluer chacune de ces nouvelles simulations.

	CN	L	Nash moyen	Nombre de bassins
19/09/00	40/50	Jeu 1	0,38/-1,25	2
27/09/00	40/50	Jeu 3	0,33/-0,16	4
17/10/01	30/40	Jeu 2	-0,04/-0,41	3
8/09/02	40/50	Jeu 2	0,82/0,65	3
30/09/03	40/50	Jeu 3	0,47/0,66	3
15/11/03	50/60	Jeu 3	-0,19/0,03	4
21/11/03	50/60	Jeu 3	-1,21/-2,12	3
29/11/03	70/80	Jeu 3	-0,27/-1,41	3
25/10/04	40/50	Jeu 3	0,31/0,34	4

TAB. 6.2 – Résultats de la validation par événement pluvieux

A quelques exceptions près, les résultats obtenus sur les bassins de validation sont sensiblement les mêmes que ceux issus du calage. Les 3 événements de novembre 2003

sont ainsi difficilement reproduits avec des critères de Nash soit négatifs, soit nuls. Plus spécifiquement, les CN élevés, calés pour l'événement du 29 novembre 2003 à partir des mesures de deux stations, surestiment grandement les débits sur les bassins de validation. Force est de constater que les bassins de La Rouvière et des Mages, malgré des pluviométries équivalentes (environ 250 mm), montrent des comportements hydrologiques différents des autres bassins.

Événement du 8 septembre 2002

Dans la même veine que ce qu'on a vu pour les bassins de calage, l'événement du 8 septembre 2002 est très bien reproduit par le modèle. Le couple de paramètre ($CN = 40/50$ et Jeu 2 de largeur) reproduit très exactement le pic de crue de $800 m^3/s$ à Mialet (Fig. 6.6(a)), tant dans sa dynamique que son amplitude. Seule la décrue est encore accélérée sans que cela ne pose problème pour ce qui nous concerne.

A Ceyrac (Fig. 6.6(b)), les deux pics de pluie sont parfaitement intégrés par le modèle. En réponse au premier, alors que le bassin est encore sec, un débit de pointe de $200 m^3/s$ est calculé. En réponse au second, pourtant de même amplitude, le modèle estime à plus de $500 m^3$ le nouveau débit de pointe. Ces deux valeurs sont conformes aux mesures pour une erreur de l'ordre de 20%.

Événement du 30 septembre 2003

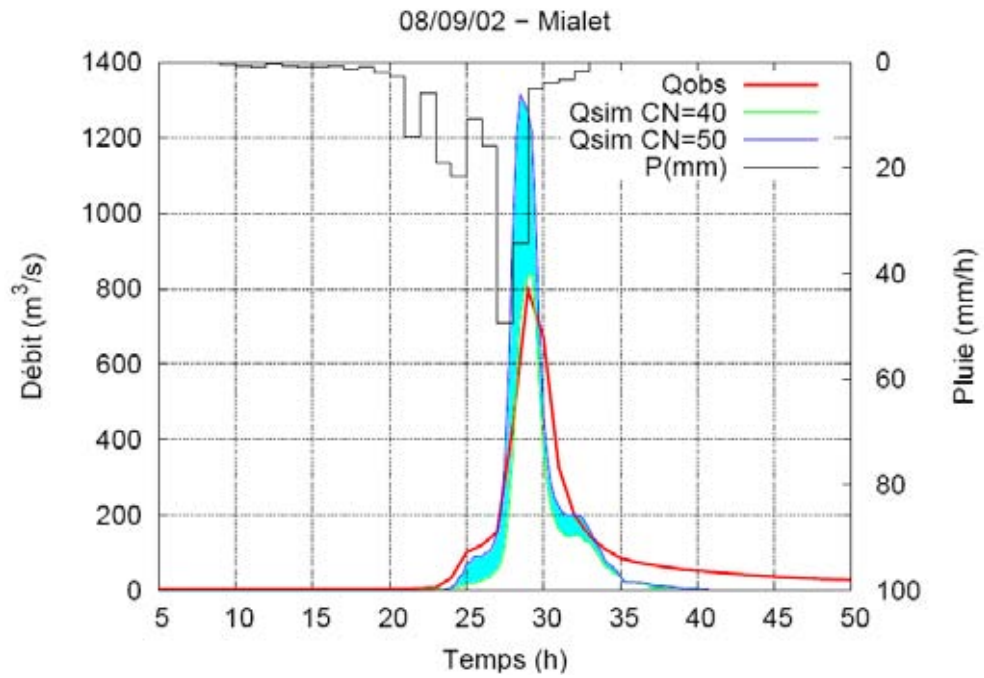
L'événement du 30 septembre 2003 affiche des résultats, en moyenne, meilleurs que ceux obtenus lors du calage. Les CN de 40 et 50 permettent un encadrement satisfaisant de la mesure de débit. Avec un décalage d'une heure, la prévision du débit de pointe est légèrement en avance (Fig. 6.7(a) et 6.7(b)).

A Mialet (Fig. 6.7(b)), on constate la sensibilité du modèle à un pic de pluie de $9 mm/h$, quelques heures après le paroxysme de l'orage. Quel que soit le CN utilisé, les simulations font état d'un second pic en réponse à cette augmentation soudaine de la pluie, absent de la mesure. Si les mesures sont correctes, on met ainsi à jour la forte réactivité du modèle, mais aussi la capacité d'amortissement propre aux bassins versants des Cévennes, déjà constatée par le passé (Ayrat, 2005), (Gaume et al., 2003). Cette remarque renvoie aussi à ce que nous avons vu sur le bassin de St-Jean (Fig. 6.4(a)).

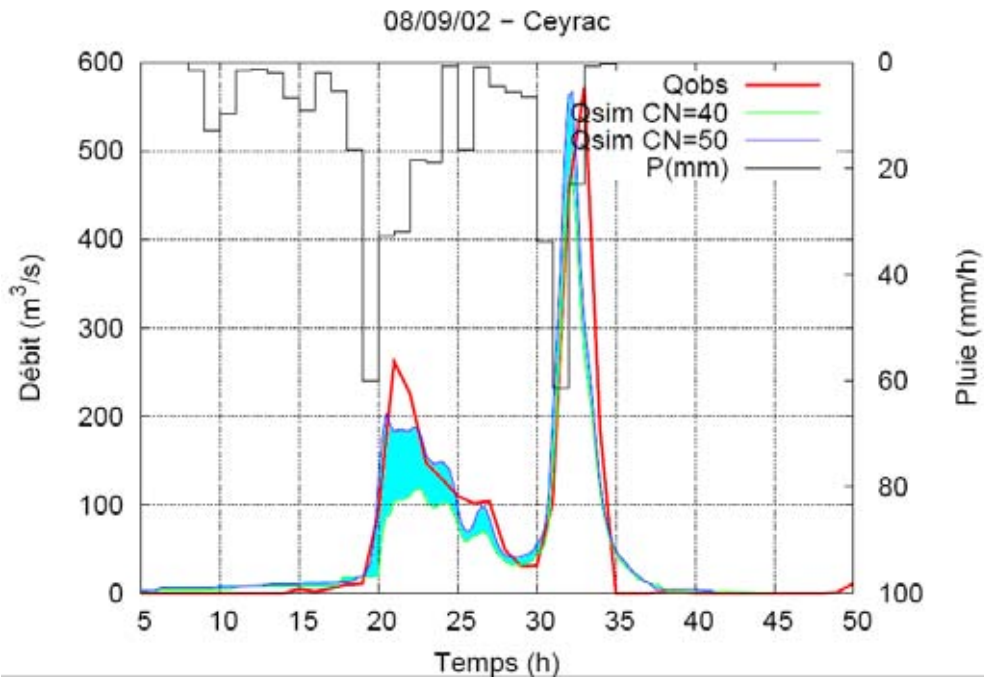
Événement du 21 novembre 2003

C'est un des événements pour lesquels les simulations se sont légèrement détériorées. Le problème, énoncé lors du calage, concerne les conséquences d'un pic de pluie relevé dans la chronique krigée. Celui-ci perturbe ostensiblement les résultats comme c'était le cas à St-Jean (Fig. 6.4(a)). A Mialet (Fig. 6.8(a)), ce pic de $25 mm/h$ engendre des débits de pointe atteignant plus de $600 m^3/s$, alors que la mesure relève un maximum à $220 m^3/s$.

A Sénéchas (Fig. 6.8(b)), les mesures montrent que le bassin répond à ce pic de pluie par un débit supérieur à $100 m^3/s$ conforme aux simulations. C'est la décrue qui diffère ici entre les deux hydrogrammes. Alors que le modèle vidange rapidement le bassin versant,

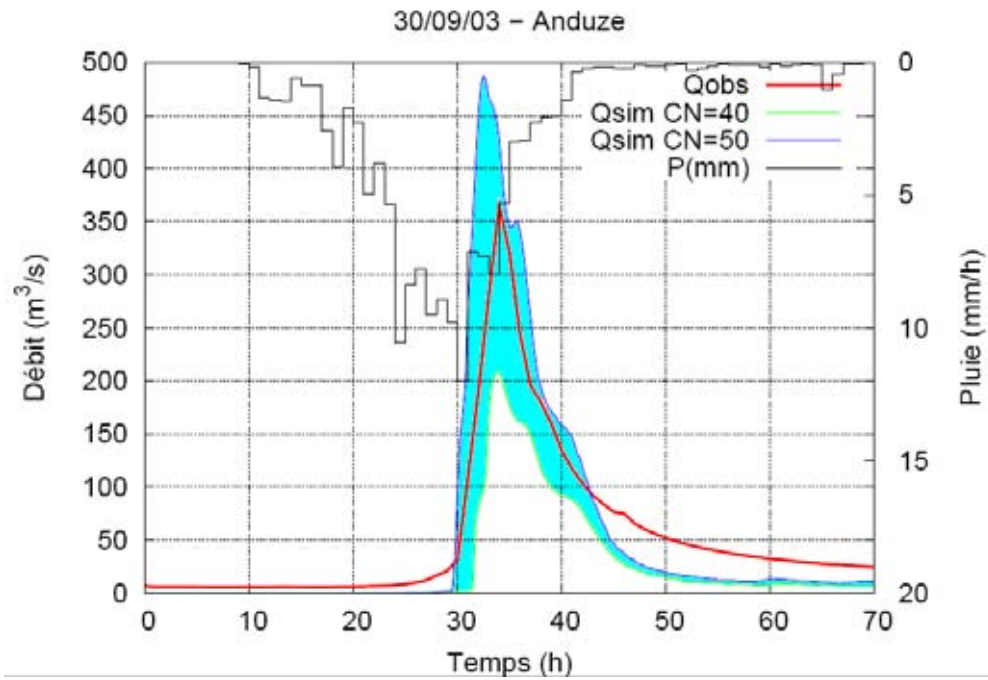


(a) Mialet

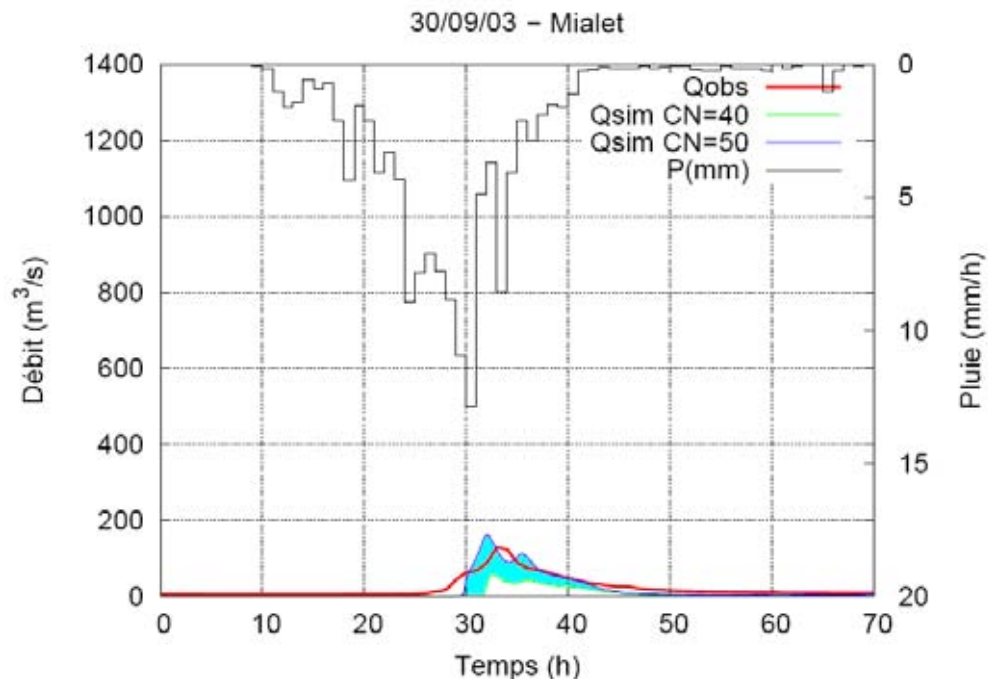


(b) Ceyrac

FIG. 6.6 – Comparaison mesure/simulation - 08/09/02



(a) Anduze



(b) Mialet

FIG. 6.7 – Comparaison mesure/simulation - 30/09/03

le comportement de celui-ci semble être plus progressif et plus lissé. Après le paroxysme de crue simulée, quelques pics secondaires apparaissent en réponse aux dernières pluies de l'événement. *A contrario*, les observations montrent que le bassin répond d'abord par une augmentation du débit, puis ensuite par une lente décrue.

6.1.3 Bilan

L'utilisation d'un CN uniforme, sur l'ensemble des sous-bassins, fournit des résultats satisfaisants pour l'usage que l'on souhaite en faire. La mauvaise reproduction de la décrue ne nous porte, par exemple, pas préjudice. La dynamique temporelle est respectée, avec généralement très peu de décalage entre les mesures et les simulations. Quant à l'amplitude, l'emploi d'un jeu de deux CN permet, le plus souvent, l'encadrement des mesures du débit. Nous pouvons alors avancer une hypothèse basse et une hypothèse haute sur la manifestation de l'aléa.

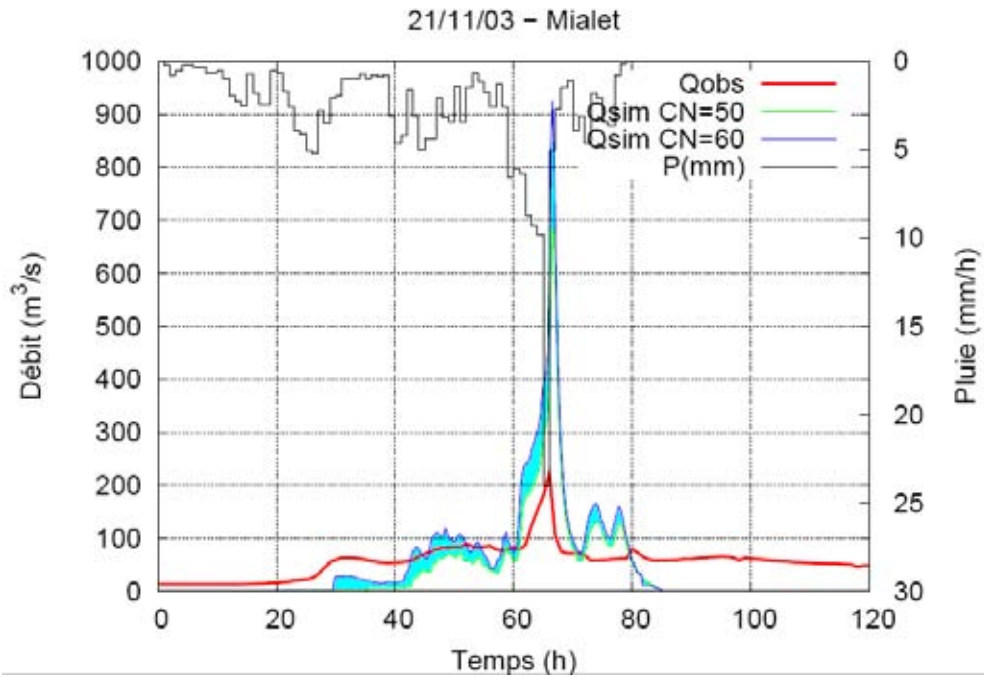
Cela nous permet d'obtenir un ordre de grandeur de la réponse des bassins versants. Il semble d'ailleurs difficile d'en espérer davantage au vue des nombreuses sources d'incertitude. Que ce soient celles qui entourent les mesures de pluie et de débit, ou tout simplement la singularité de certaines réponses hydrologiques, la recherche de causes expliquant les mauvaises simulations semble difficile. On peut néanmoins affirmer qu'une condition *sine qua non* du bon fonctionnement du modèle repose sur la qualité des données pluviométriques.

Lors du transfert du modèle et de ces jeux de paramètres calés sur l'ensemble des bassins de validation, nous avons retrouvé des résultats aussi satisfaisants. On supposera désormais qu'il en est de même pour tous les bassins non jaugés qui nous intéressent. Ainsi lorsque l'on sera capable de pré-déterminer les paramètres pour estimer les débits aux exutoires instrumentés, on considérera qu'ils seront aussi valables pour les autres bassins de la région.

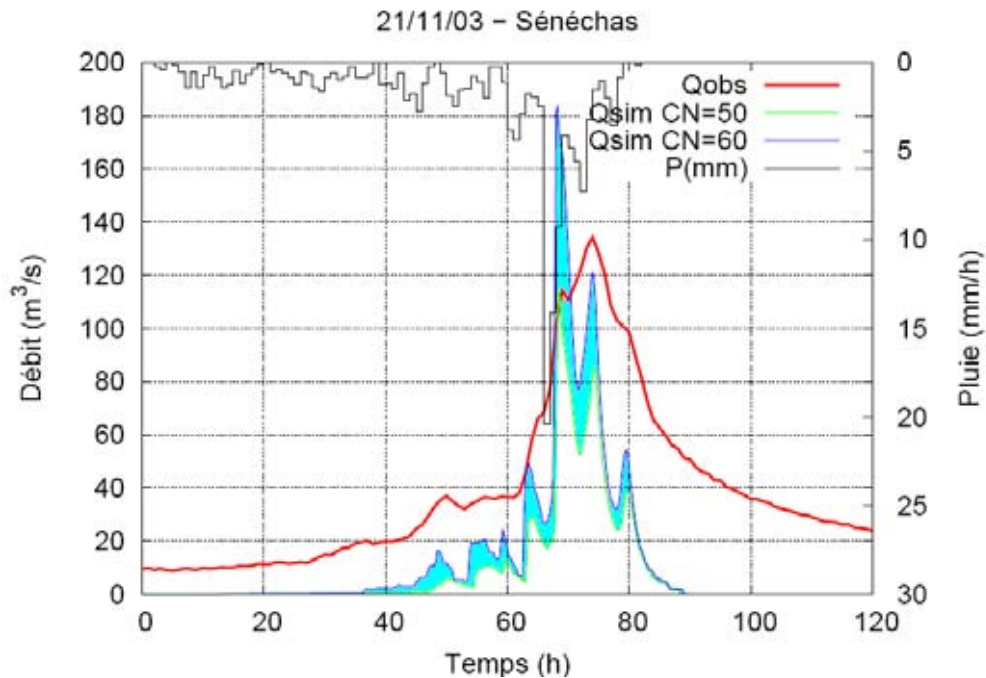
Pour avancer vers cette pré-détermination, nous avons remarqué que les paramètres de largeur comme les valeurs de CN montrent une certaine logique saisonnière, avec généralement des valeurs plus faibles en débit d'automne. Néanmoins, l'emploi d'un CN uniforme sur l'ensemble des bassins ne tient pas compte des spécificités hydrologiques de chacun. Nous avons constaté qu'un bassin comme La Rouvière a tendance à être plus réactif que d'autres pour des précipitations équivalentes, tandis qu'à Ceyrac, la décrue se prolonge longtemps après la fin des précipitations. Afin de tenir compte de ces différents comportements, nous allons maintenant essayer de déterminer des valeurs de CN pour chaque type de sols qui compose le territoire.

6.2 Régionalisation à l'aide de l'occupation des sols

Dans le but de parfaire les résultats précédents et de tenir compte de la variabilité spatiale des sols, la même procédure de calage/validation est réalisée en s'intéressant, en premier lieu, à l'occupation des sols. Les 3 CN représentant les terres agricoles, les zones forestières et urbaines sont calés.



(a) Mialet



(b) Sénéchas

FIG. 6.8 – Comparaison mesure/simulation - 21/11/03

6.2.1 Résultats du calage

Les valeurs des critères de Nash obtenues sont du même ordre de grandeur que celles résultant des simulations réalisées avec un *CN* uniforme (Tab. 6.3). On note toutefois une amélioration pour les événements du 29 novembre 2003 et celui du 25 octobre 2004, mais une détérioration pour ceux des 15 et 21 novembre 2003. Seuls les *CN* en lien avec les zones agricoles et forestières fluctuent lors des différents événements. Les zones urbaines sont affectées d'une valeur variant entre 70 et 80.

	P (mm)	<i>CN_{agri}</i>	<i>CN_{for}</i>	<i>CN_{urb}</i>	L	Nash moyen	Bassins
19/09/00	99,53	80/90	30/40	70/80	Jeu 1	-0,06/0,14	5
27/09/00	163,39	70/80	30	70/80	Jeu 2	0,41/-0,15	5
17/10/01	193,28	80/90	30/40	70/80	Jeu 2	0,14/-0,06	7
8/09/02	334,67	80/90	30/40	80	Jeu 2	0,60/0,62	5
30/09/03	98,64	50/60	50/60	80	Jeu 2	0,11/-0,77	4
15/11/03	120,28	70/80	60/70	80	Jeu 2	0,15/-0,43	7
21/11/03	164,70	80/90	60/70	70/80	Jeu 2	-0,14/-0,65	7
29/11/03	229,90	90	70	80	Jeu 2	0,70	2
25/10/04	161,38	60/70	40	70/80	Jeu 3	0,57/0,53	6

TAB. 6.3 – Synthèse des résultats de calage par événement pluvieux

Un premier exemple : 21 novembre 2003

Pour l'événement du 21 novembre 2003, la simulation à La Rouvière (Fig. 6.2.1) représente un bon exemple de détérioration des simulations. Les résultats obtenus avec les informations d'occupation des sols apparaissent plus éloignés de la mesure que ne l'étaient ceux calculés pour un *CN* uniforme (Fig. 6.4(b)). Quels que soient les *CN* utilisés, on surestime constamment et largement la réponse au pic de pluie. On sous-estime ensuite celles faites aux dernières averses. Les valeurs importantes des différents *CN* confèrent au bassin une forte propension à répondre aux pluies. Le *CN* calé sur les terres agricoles (80/90) - dont il est recouvert aux deux tiers - en est sûrement à l'origine. Ces valeurs très élevées rendent les terres agricoles encore moins perméables que les surfaces urbaines. Elles dénotent donc un problème d'interprétation physique de ce paramètre.

Un second exemple : 25 octobre 2004

Lors du calage effectué sur l'événement du 25 octobre 2004, la valeur de *CN* affectée aux zones forestières est restée la même (40) dans les deux jeux de paramètres proposés. En conséquence, les deux hydrogrammes calculés à Générargues sont quasiment confondus, et représentent d'ailleurs plutôt bien la montée au pic (Fig. 6.2.1). Ce bassin, comme beaucoup d'autres, est constitué à plus de 90% de forêt. Dans ce cas, l'utilisation de plusieurs valeurs de *CN* représentant la diversité de l'occupation des sols n'apporte rien. Elle peut même devenir préjudiciable, si on cale un *CN* représentant une partie insignifiante du sol des bassins de calage et qu'on utilise en validation sur un bassin pour lequel il est dominant. Un biais numérique peut introduire une valeur de *CN* complètement erronée.

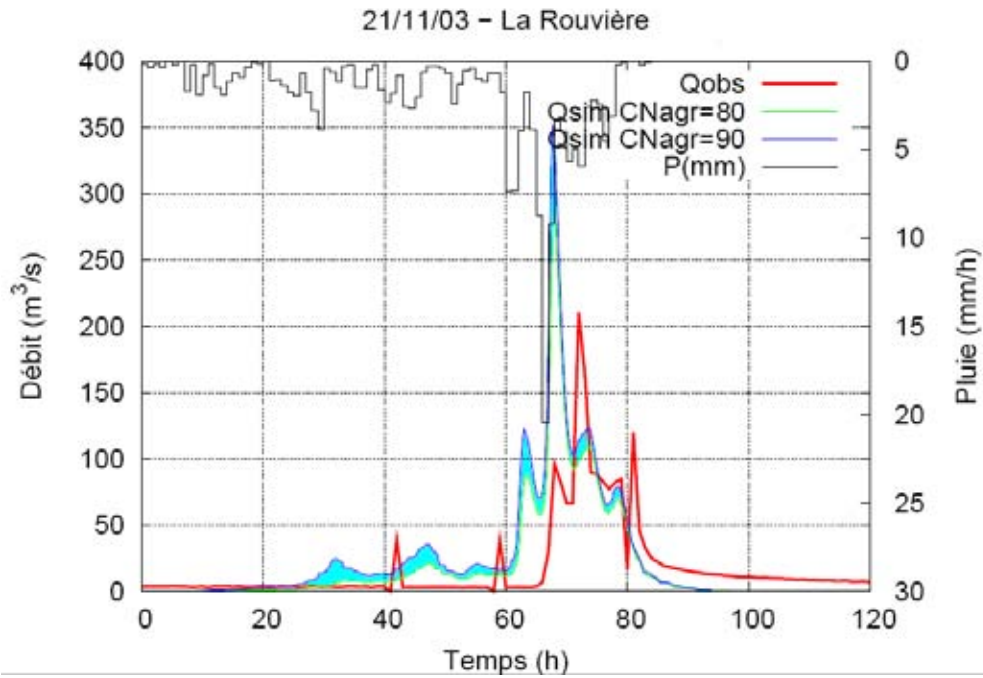


FIG. 6.9 – Comparaison mesure/simulation à La Rouvière - 21/11/03

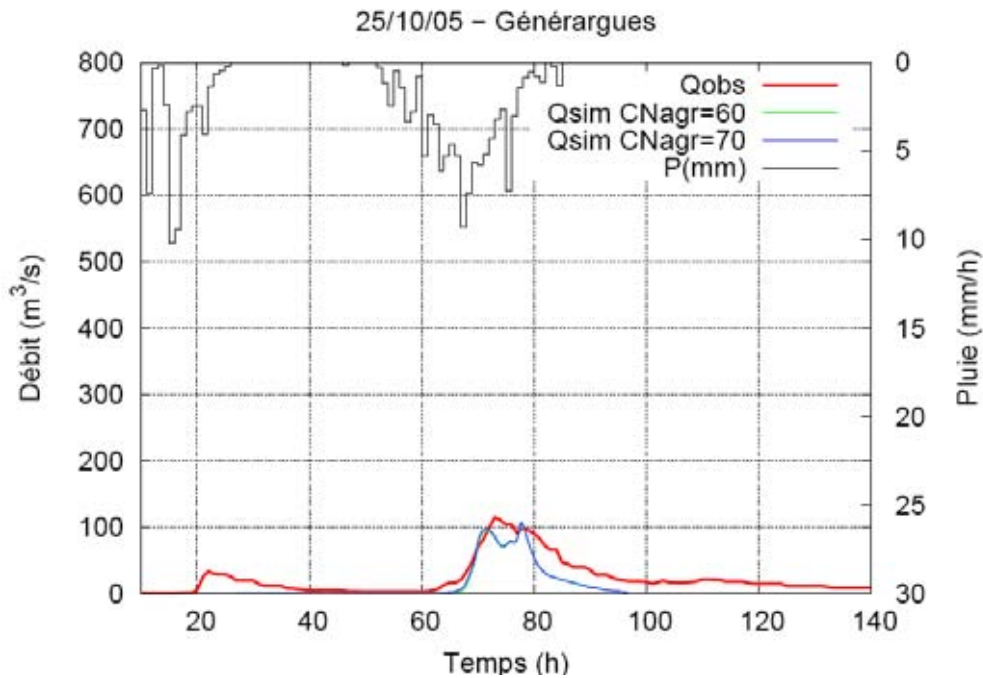


FIG. 6.10 – Comparaison mesure/simulation - 25/10/04

6.2.2 Transfert des paramètres

Nous avons indiqué dans le tableau (Tab. 6.4) les jeux de *CN* transférés et les critères de Nash moyens évaluant leur utilisation sur l'ensemble des bassins de validation disponibles. En comparaison, nous avons reporté les critères calculés lors de l'utilisation d'un *CN* uniforme. Les résultats sur les bassins de validation confirment ceux obtenus en calibration. L'utilisation de l'occupation du sol, à ce degré de hiérarchisation, n'apporte aucune plus-value. L'amélioration qu'elle semblait montrer pour l'événement du 29 novembre 2003 est réduite à néant au vu des critères négatifs que l'on retrouve ici. On perd donc en validation ce qu'on l'on avait gagné en calage.

	<i>CN_{agr}</i>	<i>CN_{for}</i>	<i>CN_{urb}</i>	L	Nash moyen	Nash <i>CN</i> uniforme
19/09/00	80/90	30/40	70/80	Jeu 1	0,08/0,30	0,38/-1,25
27/09/00	70/90	30	70/80	Jeu 2	-0,02/-0,23	0,33/-0,16
17/10/01	80/90	30/40	70/80	Jeu 2	0,10/-0,53	-0,04/-0,41
8/09/02	80/90	30/40	80	Jeu 2	0,74/0,84	0,82/0,65
30/09/03	50/60	50/60	80	Jeu 2	0,56/0,59	0,47/0,66
15/11/03	70/80	60/70	80	Jeu 2	-0,14/0,00	-0,19/0,03
21/11/03	80/90	60/70	70/80	Jeu 2	-1,28/-2,37	-1,21/2,12
29/11/03	90	70	80	Jeu 2	-0,45/-0,92	-0,27/-1,41
25/10/04	60/70	40	70/80	Jeu 3	0,50/0,20	0,31/0,34

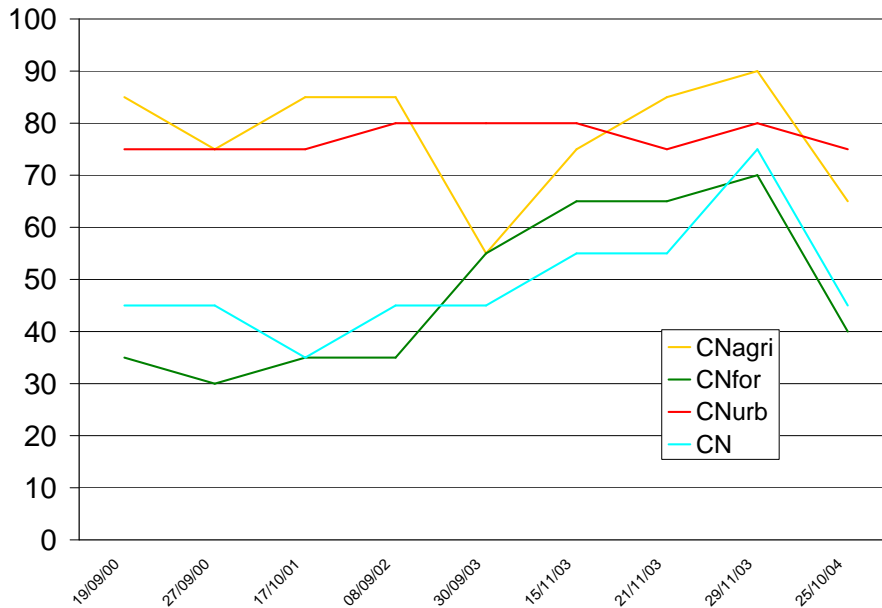
TAB. 6.4 – Résultats de la validation par événement pluvieux

6.2.3 Variation des *CN*

Lorsque l'on représente les variations des différents *CN* d'un événement à l'autre (Fig. 6.11), on constate que le paramètre assigné aux zones forestières suit le comportement du *CN* uniforme. Comme expliquée ci-dessus, cette correspondance est logique au regard de la forte proportion de ce type de surface à l'intérieur des bassins jaugés. Inversement, le paramètre lié aux terres agricoles évolue sans véritable lien avec les autres paramètres. Il reste quasiment constant quand les autres augmentent, et connaît même une chute pour les événements des 30 septembre et 15 novembre 2003, lorsque la tendance générale est plutôt à la hausse. De plus, ses valeurs sont souvent supérieures à celles obtenues pour les surfaces urbaines, théoriquement moins perméables. Pour toutes ces raisons, nous pouvons remettre en cause la signification physique de ce paramètre.

Un découpage plus détaillé de certaines grandes catégories d'occupation des sols semble nécessaire. Ainsi, nous pourrions utiliser le second niveau de hiérarchisation des zones forestières et tenir compte de sa diversité. Les bassins versants jaugés sont, pour la plupart, composés à près de 90% de ces zones forestières. Il est donc possible que l'on rende mieux compte du fonctionnement hydrologique de ces surfaces en calculant un *CN* par type de végétation rencontrée (conifères, broussailles, pâturage, ...).

En contrepartie du fort taux de zones forestières au sein des bassins jaugés, les surfaces urbaines et agricoles sont très peu représentées. Les résultats de la modélisation montrent

FIG. 6.11 – Variation des CN suivant les événements

qu'il n'est pas opportun d'essayer de caler des paramètres spécifiques sur ces surfaces sous-représentées. Elles sont pourtant nécessaires à notre étude puisque les bassins versants en amont des intersections étudiées sont composés pour moitié de terres agricoles et de moins de 10% de surfaces urbaines (cf. Chap. 4.3.2).

La prise en compte de toutes de tous ces types de surface n'est pas possible. Une telle démarche serait contradictoire avec l'utilisation d'un nombre limité de paramètres (Perrin et al., 2001). En tout état de cause, la hiérarchisation choisie ne semble donc pas appropriée pour faire le lien entre les bassins jaugés sur lesquels nous avons des données (situés en amont du territoire) et les bassins non jaugés où nous souhaitons estimer les débits (situés en aval), du fait de leur nature géographique différente. Les données d'occupation des sols ne peuvent donc pas être utilisées pour régionaliser les valeurs des CN .

6.3 Régionalisation à l'aide de la géologie

Pour chaque événement, nous essayons maintenant de caler un CN par type de géologie rencontré. Malgré une proportion assez forte de roches plutoniques et métamorphiques, on retrouve, sur au moins bassin, un pourcentage conséquent (>20%) de chacune des catégories définies à partir des données Sol (cf. Annexe D.1).

6.3.1 Résultats du calage

Les résultats du calage sont légèrement meilleurs que ceux obtenus lors de l'utilisation d'un CN uniforme ou lié à l'occupation des sols. Les simulations des événements du 30 septembre 2003 et du 25 octobre 2004 donnent des critères de Nash moyens satisfaisants,

et peu différents suivant le jeu de paramètres utilisé. Néanmoins, on constate que pour ces deux événements, le CN associé aux roches plutoniques et métamorphiques reste constant. Hormis les bassins du Vidourle et celui des Mages, on retrouve ce type de géologie dans 90% des sous-sols des autres bassins. Le CN correspondant est donc très influent sur les résultats de la modélisation.

Les faibles valeurs de CN qui sont attribuées à ces sols plutoniques et métamorphiques (30/40) relèvent de terrains très perméables. Cette propriété des sols avait été remarquée par Ayral (2005) au sujet des granites présents sur le bassin du Gardon d'Anduze. Néanmoins, les schistes, qui appartiennent aussi à cette catégorie et qui sont majoritaires sur cette partie de territoire, ne sont qualifiés que d'une perméabilité moyenne. Celle-ci n'est pas compatible avec les faibles valeurs de CN calées.

	pluie moy	CN_{all}	CN_{imp}	CN_{per}	CN_{plut}	CN_{kars}	L	Nash moyen
19/09/00	99,53 mm	60/70	60/70	40/50	30/40	50/60	Jeu 2	0,26/-2,38
27/09/00	163,39 mm	50/60	60/70	40/50	30	40/50	Jeu 3	0,48/-0,65
17/10/01	193,28 mm	50/60	60/70	40/50	30/40	40/50	Jeu 3	0,02/-0,50
8/09/02	334,67 mm	50/60	60/70	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	0,64/0,61
30/09/03	98,64 mm	60/70	70/80	40/50	40	40/50	Jeu 2	0,21/0,34
15/11/03	120,28 mm	60/70	70/80	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	-0,43/-0,12
21/11/03	164,70 mm	60/70	70/80	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	-0,08/0,17
29/11/03	229,90 mm	70	80	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	0,68/0,68
25/10/04	161,38 mm	50/60	60/70	40/50	40	40/50	Jeu 3	0,58/0,42

TAB. 6.5 – Synthèse des calages de paramètres par événement pluvieux

6.3.2 Transfert des paramètres

Là encore, pas de miracle. On note une amélioration des résultats pour les événements des 19 et 27 septembre 2000, mais aussi des détériorations pour ceux des 17 octobre 2001 et 15 novembre 2003. Pour ces deux événements, le débit à l'exutoire du bassin versant de Ceyrac est spécialement mal reproduit. Son sous-sol est composé majoritairement de roches perméables et karstiques, comme celui de Conqueyrac utilisé pour le calage. Le transfert des valeurs de CN calées pour ces deux catégories ne rendent pas compte du comportement réel du bassin.

6.3.3 Variation des CN

Lorsque l'on étudie les variations des différents CN , on constate que seuls les paramètres affectés aux sols sédimentaires et imperméables évoluent simultanément (Fig. 6.12). Leur progression suit d'ailleurs assez bien celle du CN uniforme. Les valeurs attribuées aux sols karstiques varient sans réelle cohérence et dépendent de la présence du bassin de Conqueyrac parmi les bassins utilisés lors du calage. De la même manière, les CN représentant les roches plutoniques, qui représentent près de 80% des surfaces de 5 des 8 bassins de calage, oscillent aussi de manière aléatoire suivant les événements. Enfin les CN correspondant

	<i>CNall</i>	<i>CNimp</i>	<i>CNper</i>	<i>CNplut</i>	<i>CNkarst</i>	L	Nash moyen	Nash CN uniforme
19/09/00	60/70	60/70	40/50	30/40	50/60	Jeu 2	-0,18/0,49	0,38/-1,25
27/09/00	50/60	60/70	40/50	30	40/50	Jeu 3	0,44/0,58	0,33/-0,16
17/10/01	50/60	60/70	40/50	30/40	40/50	Jeu 3	0,17/-0,39	-0,04/0,41
8/09/02	50/60	60/70	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	0,74/0,82	0,82/0,65
30/09/03	60/70	70/80	40/50	40	40/50	Jeu 2	0,68/0,58	0,47/0,66
15/11/03	60/70	70/80	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	-1,08/-2,40	-0,19/0,03
21/11/03	60/70	70/80	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	-1,14/-0,30	-1,21/-2,12
29/11/03	70	80	40/50	30/40	50/60	Jeu 3	-0,57/-0,24	-0,27/-1,41
25/10/04	50/60	60/70	40/50	40	40/50	Jeu 3	0,18/0,39	0,31/0,34

TAB. 6.6 – Résultats de la validation par événement pluvieux

aux sols perméables, que l'on ne retrouve de manière significative que sur le bassin de Conqueyrac, sont constants quel que soit l'événement pluvieux. Ces valeurs moyennes de (40/50) correspondent néanmoins bien à un sol ayant une capacité d'infiltration importante. Il semble que la classification des sous-sols effectuée à l'aide des données Sol ne soit pas adaptée pour qualifier les différents comportements hydrologiques des bassins versants de la région.

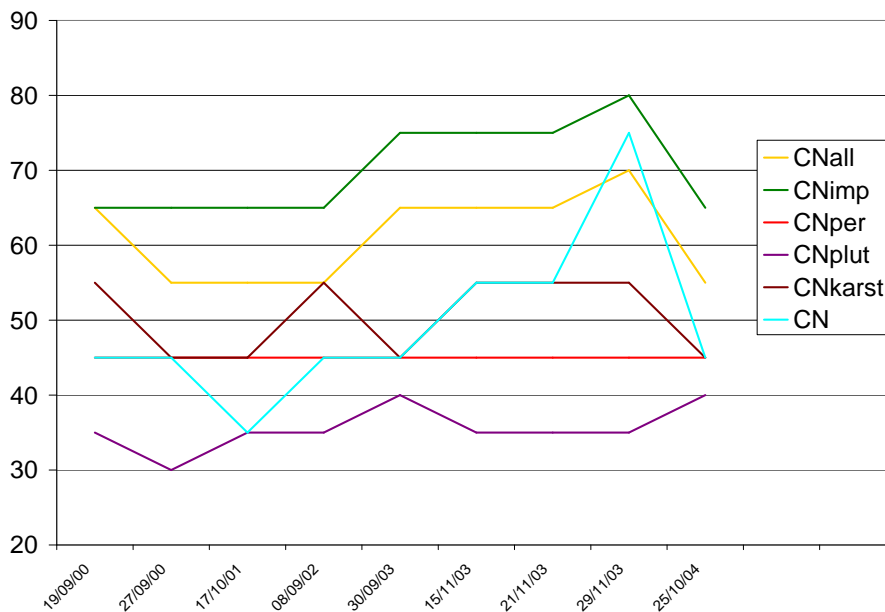


FIG. 6.12 – Variation des CN selon les événements

A l'instar de ce que l'on a constaté pour l'occupation des sols, on peut aussi invoquer une différence entre la nature des sols des bassins jaugés et celle des bassins en amont des points submersibles. Ces derniers sont composés pour un tiers de roches sédimentaires, quasi absentes des bassins des Gardons. Inversement, on n'y retrouve pas de roches pluto-

niques et métamorphiques. Cette absence de cohérence rend encore plus difficile le transfert des paramètres entre ces deux groupes de bassins.

Pour les mêmes raisons que celles invoquées lors de l'utilisation des différentes catégories d'occupation des sols : mauvaise représentativité hydrologique des classes, absence de sens physique, trop grande variation des CN , nature différente des bassins aval, les données géologiques ne sont pas adaptées pour améliorer la détermination des paramètres de notre modèle hydrologique.

6.4 Etude des variabilités saisonnières

Puisque ni l'occupation des sols, ni la géologie, ne nous permettent de tenir compte de la variabilité spatiale des réponses hydrologiques, nous conservons le CN uniforme pour la suite de notre travail. Il fournit généralement des résultats équivalents pour une plus grande simplicité d'utilisation. Néanmoins, toujours dans l'optique de pré-déterminer les valeurs de ces paramètres en début d'événement, nous allons essayer d'en étudier les variations saisonnières.

6.4.1 Etude des coefficients d'écoulement

Dans un premier temps, nous avons cherché à démontrer la variabilité saisonnière de l'état hydrique des bassins cévenols constatée lors de la procédure de calage. Nous avons donc tracé pour les périodes allant de septembre à décembre les variations des coefficients d'écoulement pour les bassins où ils étaient calculables pour les années 2002 et 2003 (Fig. 6.13).

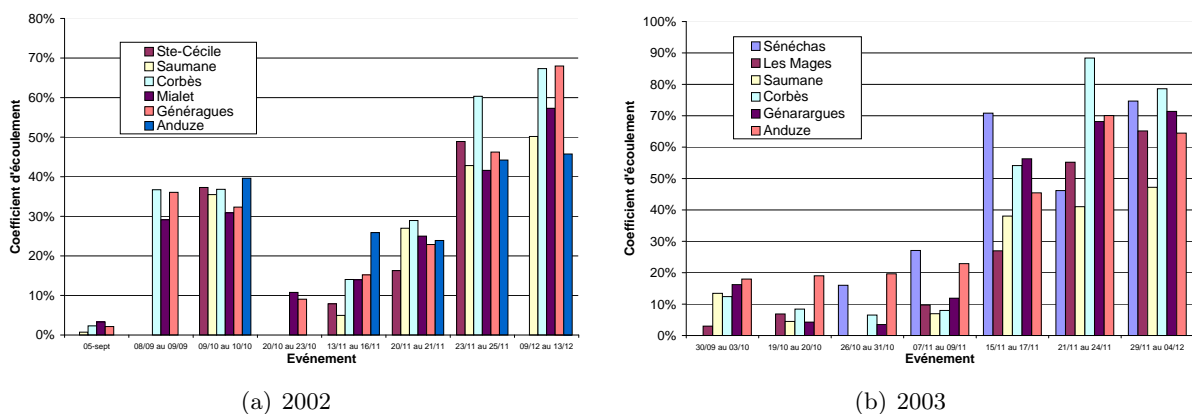


FIG. 6.13 – Variation saisonnière des coefficients d'écoulement

On constate, à vu d'œil, une progression quasi constante de ces valeurs au cours de l'automne. Lors des deux premiers mois de septembre et d'octobre, les bassins ont encore une

grande capacité de stockage. Celle-ci se traduit par des coefficients d'écoulement faibles, inférieurs à 20%. Une fois rentré pleinement dans la saison, les coefficients augmentent pour atteindre 50% au mois de novembre, et près de 70% en décembre.

Nous pouvons tirer une seconde information de ces courbes en étudiant les conséquences de l'événement historique du 8-9 septembre 2002. Les forts coefficients déterminés pour les mois de septembre et octobre font part d'une relation entre les précipitations et la capacité de stockage du bassin. Ce fort cumul de pluie a engendré des coefficients d'écoulement de l'ordre de 30%, ce qui semble au-dessus des valeurs traditionnelles à cette période. L'événement suivant, du 9 octobre, est qualifié d'un coefficient d'écoulement proche de 40%, ce qui est aussi supérieur aux « normales » saisonnières. L'antécédent pluviométrique, comme le cumul des précipitations et la position de l'orage dans la saison, influence donc l'état hydrique du bassin.

6.4.2 Relier les paramètres à cette variabilité saisonnière

Le CN est directement lié à cet état hydrique des bassins versants. Nous avons vu qu'il avait tendance à augmenter au cours de la saison, représentant ainsi des terrains de moins en moins perméables. Nous avons vu aussi, à travers les exemples des 21 et 29 novembre 2003, que les valeurs de CN augmentaient en fonction de l'antériorité pluviométrique. Les fortes pluies précipitées, quelques jours ou quelques semaines avant, jouent un rôle sur le comportement du bassin, et cela se retrouve dans le jeu de paramètres calé. Par contre, l'intensité de la pluie ne semble pas influencer le choix des paramètres. Lors de l'événement historique du 8 septembre 2002, les valeurs de CN calées sont semblables à celles déterminées pour des orages ayant eu lieu pendant la même période (19 et 27 septembre 2000, 30 septembre 2003).

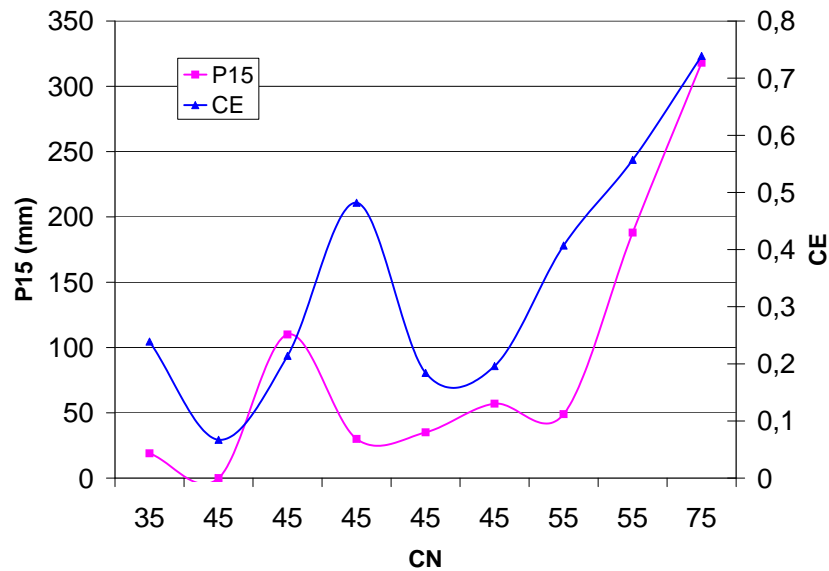
Afin de trouver concrètement un lien entre les valeurs de CN et les conditions hydro-météorologiques, nous avons étudié, pour chaque événement, différents indices représentatifs de l'état hydrique du bassin ou de l'importance pluviométrique de l'événement. Nous nous sommes donc intéressés aux données suivantes: le cumul de pluie pendant l'événement (P_{moy} en mm), le cumul de pluie lors des 15 derniers jours ($P_{15jours}$ en mm), le débit spécifique en début d'événement (Q_0 en $m^3/s/km^2$), le débit spécifique maximal pendant l'événement (Q_{max} en $m^3/s/km^2$), le coefficient d'écoulement (CE) calculé à l'aide des mesures, et le nombre de jours depuis le début du dernier événement pluvieux (Tab 6.7).

Deux indicateurs semblent montrer une correspondance avec les valeurs des paramètres: le coefficient d'écoulement et le cumul de pluie des 15 derniers jours (Fig 6.14). Le coefficient d'écoulement ne servira pas pour la détermination *a priori* des paramètres puisqu'il est calculé à la fin de l'événement. De plus, nous avons déjà montré que sa corrélation avec le CN montre ses limites lors de cumuls de pluies importants comme c'est le cas du 8 septembre 2002.

Restent le cumul de pluie lors des 15 derniers jours, ainsi que la position de l'orage dans la saison, pour nous renseigner sur le CN à utiliser. A partir des résultats de calage, nous avons donc établi des correspondances entre les jeux de CN à utiliser et ces deux

Événement	P_{moy} (mm)	$P_{15jours}$	Q_0 ($m^3/s/km^2$)	Q_{max} ($m^3/s/km^2$)	CE	jours secs	CN	L
19/09/00	99,53	0	0,0017	0,40	0,067	19	40/50	1
27/09/00	163,39	110	0,0029	1,43	0,214	7	40/50	3
17/10/01	193,28	19	0,0059	0,95	0,239	10	30/40	2
08/09/02	334,67	30	0,0013	7,79	0,482	2	40/50	2
30/09/03	98,64	35	0,0024	0,53	0,184	3	40/50	3
15/11/03	120,28	49	0,0306	0,85	0,407	5	50/60	3
21/11/03	164,70	188	0,0505	1,27	0,557	4	50/60	3
29/11/03	229,90	318	0,0373	1,81	0,739	5	70/80	3
25/10/04	161,38	57	0,0383	0,48	0,196	5	40/50	3

TAB. 6.7 – Indice sur l'état hydrique par événement pluvieux

FIG. 6.14 – Variation des CN en fonction de CE et de $P15$

informations (Tab 6.8). Dans un souci de cohérence et de simplicité, nous avons supposé que les largeurs des cours d'eau pouvaient aussi évoluer au cours de la saison. Bien que le dépassement de lit d'une rivière soit davantage lié à l'intensité de la pluie, nous avons considéré que celui-ci était facilité par un état de saturation plus ou moins important du bassin. Cette hypothèse est sans conséquence puisque le choix d'un jeu de largeurs n'engendre pas de dégradations importantes dans les hydrogrammes de crue simulée.

$P_{15\text{jours}}$	Septembre		Octobre		Novembre		Décembre	
	CN	L	CN	L	CN	L	CN	L
0-100 mm	40/50	1	40/50	2	50/60	3	50/60	3
100-200 mm	40/50	2	50/60	3	50/60	3	50/60	3
200-300 mm	50/60	2	50/60	3	60/70	3	60/70	3
300-400 mm	60/70	3	60/70	3	70/80	3	70/80	3
> 400 mm	70/80	3	70/80	3	80/90	3	80/90	3

TAB. 6.8 – Paramètres en fonction de l'état hydrique

En bref

Le modèle hydrologique est désormais prêt à être utilisé. CINE-CAR nécessite simplement deux valeurs de CN , qui seront les mêmes pour tout le territoire étudié, et un jeu de largeurs de cours d'eau, pour évaluer une enveloppe des débits. Ses résultats sont généralement satisfaisants pour l'usage qui va en être fait (estimation du pic de crue), et comparables à ceux obtenus avec d'autres outils pour des applications similaires.

Les tentatives de régionalisation des paramètres, à l'aide de l'occupation des sols et de la géologie, n'ont pas abouti. Les différentes classes définies pour chacune de ces bases de données ne semblent pas compatibles avec la représentation de comportements hydrologiques. Les distributions hétérogènes des sols entre les bassins jaugés et les bassins où nous souhaitons utiliser le modèle, ainsi que l'absence de cohérence physique de certains paramètres, sont autant d'obstacles à leur utilisation.

A défaut de tenir compte de la variabilité spatiale des paramètres du modèle, nous avons réussi à caractériser leur variabilité temporelle. La position de l'orage dans la saison, ainsi que le cumul de pluie précipité lors des 15 derniers jours, nous permettent de proposer, au début d'un événement pluvieux, un jeu de paramètres à utiliser pour l'estimation des débits.

La validation du modèle, sur d'autres bassins que ceux utilisés lors du calage, nous a donné satisfaction. Nous faisons maintenant l'hypothèse qu'il en sera de même sur la zone comprenant les 135 intersections sous surveillance. Le modèle ainsi que la méthode de pré-détermination de ces paramètres sont donc transférés sur ces bassins. Ainsi, au début d'un événement pluvieux, les deux valeurs de CN et le jeu de largeur correspondant aux conditions saisonnières et d'antériorité pluviométrique nous permettront de déterminer des hypothèses basses et hautes de la prévision des débits. Loin de représenter l'hydrogramme dans toute sa continuité, ces simulations n'ont pour objet que de prévoir le plus correctement possible les débits de pointe à chaque exutoire.

Notons que les cartes de pluie sont apparues comme des données importantes dans le fonctionnement du modèle. La qualité des simulations seront toujours assujetties à la précision de ces données d'entrée.

VERS LA QUALIFICATION DU RISQUE DE SUBMERSION

Introduction au chapitre

Nous avons vu dans le chapitre 4 qu'il était possible, sur la base d'informations géographiques, de quantifier la vulnérabilité à la submersion des intersections entre routes et cours d'eau. Nous avons proposé dans le chapitre 6 un modèle hydrologique permettant de calculer des ordres de grandeur des débits de crue des différents bassins versants, généralement non jaugés, situés à l'amont de ces intersections. Nous avons donc une estimation de vulnérabilité et une estimation de l'aléa. Il s'agit désormais de combiner ces deux informations afin d'évaluer un risque de submersion.

Ce chapitre comporte deux parties. La première présentera la méthode de combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité pour évaluer un indice de risque de submersion. Dans la seconde partie, l'efficacité de ce modèle d'annonce de coupure sera testée sur cinq événements pluvieux récents, pour lesquels une information détaillée sur les submersions effectives des routes est disponible.

L'objectif recherché est la détection en temps réel des secteurs qui ont un fort risque de submersion. L'outil proposé pourra être considéré comme efficace si :

- une grande proportion des points effectivement submergés est détectée, et si la plupart de ces points sont crédités d'un niveau de risque élevé.
- les fausses alertes, représentant les points identifiés par le modèle comme susceptibles d'être submergés mais qui ne l'ont pas été, restent peu nombreuses et permettent la définition de tronçons sûrs. Il est nécessaire que les points critiques se démarquent du reste du réseau routier pour que l'outil soit vraiment informatif.
- les coupures potentielles sont bien détectées avant qu'elles ne se produisent, puisque l'objectif poursuivi est une information en temps réel.

Trois critères différents seront donc utilisés pour évaluer les performances du modèle :

- L’efficacité : La proportion des points submergés effectivement détectés par l’outil, et accessoirement leur proportion parmi les niveaux de risque les plus élevés.
- La lisibilité : Le pourcentage d’intersections indiquées à tort pour l’ensemble des points surveillés. Quelques tests seront conduits afin de vérifier si, compte tenu du nombre d’alertes (vraies ou fausses), il est encore possible d’identifier des itinéraires sûrs ou moins risqués. La recherche d’itinéraires routiers est l’une des questions majeures que se posent les services techniques en période de crise.
- La chronologie : Pour les événements où les informations chronologiques sur les coupures de routes sont disponibles (3 sur 5), on vérifiera que les alertes précèdent les constats de submersion.

Dans les chapitres précédents, nous avons cherché à quantifier du mieux possible la vulnérabilité des intersections entre routes et cours d’eau et l’aléa auquel elles sont soumises. Les niveaux d’incertitude restent cependant très élevés : la vulnérabilité n’est que très partiellement corrélée aux informations géographiques disponibles et la plupart des bassins versants concernés sont non jaugés. Ces incertitudes sont de nature à nuire fortement à l’efficacité de la méthode proposée de définition de points de coupure potentielle. Ces incertitudes peuvent malgré tout être compensées par la disparité des niveaux de vulnérabilité mise en évidence dans le chapitre 4 et surtout par la variabilité de l’aléa, liée à la répartition spatiale et temporelle des pluies lors des épisodes de crues « éclair ».

La modélisation pluie/débit est souvent considérée comme inefficace dans le contexte de prévision des crues, compte tenu des incertitudes. L’application proposée ici est une sorte de pari. Si elle débouche sur des résultats positifs, ce sera aussi une illustration que les modèles pluie/débit, même entachés de fortes incertitudes, peuvent être une source d’informations valorisables pour la gestion des crises hydrologiques. Voyons donc ce qu’il en est.

7.1 Combinaison vulnérabilité/aléa : définition d'un indice de risque

7.1.1 Démarche

L'objectif est désormais de combiner les informations de vulnérabilité, représentées par les distributions de périodes de retour de coupure pour les différentes classes (ROUGE, ORANGE, JAUNE), aux périodes de retour théoriques des débits simulés. Par ce couplage, nous devons être capables de déterminer une probabilité de submersion pour chaque ouvrage. Lorsqu'un débit simulé dépassera le seuil correspondant à une période de retour de X années, on pourra calculer le pourcentage de chances de le voir submerger en lisant, sur les distributions de période de retour, la proportion de points concernés par cette période de X années, suivant sa classe de vulnérabilité.

Pour relier convenablement ces deux estimations de l'aléa et de la vulnérabilité, il nous faut proposer des quantiles de débit en rapport à ces périodes de retour de submersion. Ces valeurs seuils seront choisies comme celles permettant l'émergence d'une hiérarchisation du risque. On souhaite ainsi proposer, à l'intérieur de chaque classe de vulnérabilité, une probabilité faible, moyenne ou forte de submersion. Une fois ces seuils établis à l'aide des distributions de période de retour, nous nous proposerons d'estimer les quantiles de débit correspondant pour l'ensemble des bassins versants étudiés. Enfin, nous définirons des niveaux de risque équivalents sans tenir compte de la vulnérabilité pour évaluer son apport en complément des résultats d'une modélisation hydrologique peu précise.

7.1.2 Distribution des périodes de retour de submersion par classe de vulnérabilité

A la fin du chapitre 4, nous avons déterminé les distributions des périodes de retour de coupure pour chaque classe de vulnérabilité. Celles-ci avaient été tracées à l'aide des informations relevées pour les points PICH contenus dans chacune des catégories ROUGE, ORANGE et JAUNE. Telles quelles, ces distributions ne sont pas généralisables à l'ensemble des points appartenant aux deux dernières catégories qui contiennent des points Non PICH. Ces derniers n'ont *a priori* pas fait l'objet de submersions. Pour tenir compte de cet « amalgame », nous avons donc décidé de pondérer les distributions par la proportion que les points PICH présents dans chaque catégorie (Fig. 7.1).

Nous obtenons des distributions beaucoup plus distinctes suivant les niveaux de vulnérabilité. Seuls 20% des points ORANGES et moins de 10% des points JAUNES sont submergés plusieurs fois par an, contre 55% des points ROUGES. De la même manière, l'intégralité des points ROUGES connaissent au moins une submersion tous les 10 ans, pour 58% des ORANGES et 34% des points JAUNES.

7.1.3 Définition des niveaux de risque de submersion

Nous allons maintenant chercher à relier l'estimation des débits à ces périodes de retour de submersion. Pour cela, les débits simulés vont être comparés à des seuils -ou quantiles-

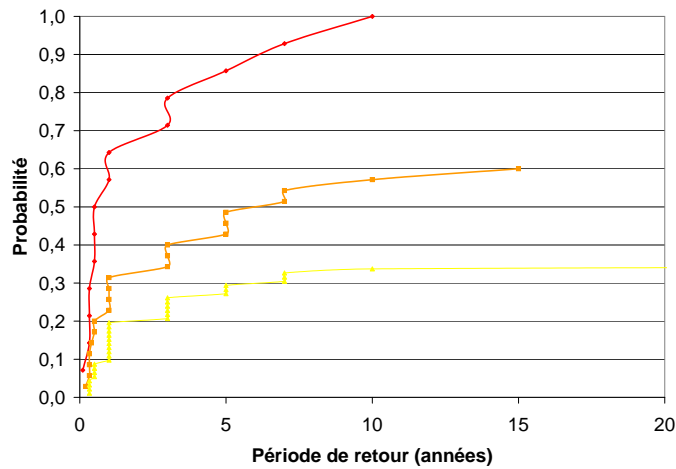


FIG. 7.1 – Distribution réelle des périodes de retour des submersions

qui caractérisent la fréquence de l'aléa : courant, important et exceptionnel.

Bien que les distributions de périodes de retour de submersion montrent que de nombreux points sont submergés une à plusieurs fois par an, on ne cherche pas à calculer un seuil représentant un débit aussi ordinaire. Il ne s'agit pas de déclencher l'alerte à chaque orage. Nous plaçons donc le premier seuil au niveau d'un débit biennal, qui correspond aux événements courants forts. Pour le second seuil, le choix s'est porté sur un débit décennal, qui est généralement pris comme référence pour la construction des petites infrastructures (buse). Enfin, le dernier seuil introduit correspond à deux fois la valeur du débit décennal. Nous espérons ainsi qualifier un débit de période de retour d'au moins 50 ans que l'on peut retrouver lors d'événements exceptionnels.

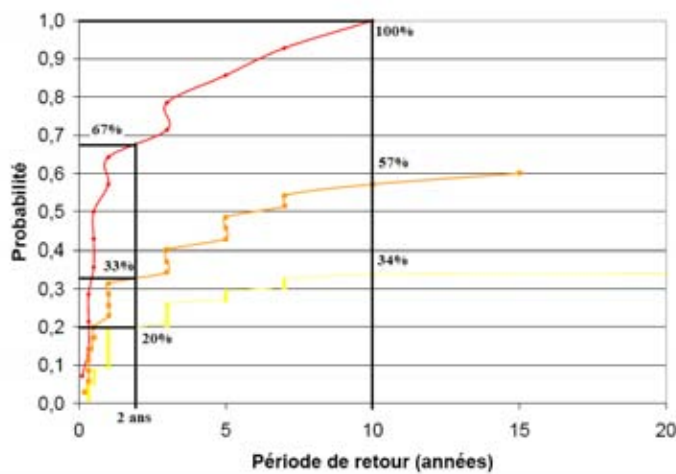


FIG. 7.2 – Calcul des probabilités de submersion pour une période de retour donnée

Ainsi, suivant la classe de vulnérabilité de l'intersection étudiée, le dépassement d'un seuil de débit permet de calculer une probabilité de submersion à l'aide des distributions de périodes de retour de coupure. Par exemple, pour un point qualifié d'une vulnérabilité ROUGE, et pour lequel on calcule un débit supérieur au biennal, on estime à 67% ses chances de submersion (Fig. 7.2). Lorsque ce débit est supérieur au décennal, on a 33% de chance supplémentaires que la route soit inondée. En pratiquant de la même manière pour les autres catégories de vulnérabilité, nous déterminons des probabilités de submersion (Tab. 7.1) pour chaque dépassement de seuil de débit.

Lorsque les débits sont supérieurs à deux fois la valeur du débit décennal, leurs périodes de retour sont supposées correspondre au moins à une valeur cinquantennale. Le PICH ayant été établi sur une période d'au plus 40 ans, on se retrouve en dehors de la gamme des valeurs connues. Nous avançons alors l'hypothèse -forte- que l'ensemble des points, quelle que soit leur classe de vulnérabilité, risque d'être submergé.

Vulnérabilité	% de risque de submersion			
	$Q < Q_2$	$Q_2 < Q < Q_{10}$	$Q_{10} < Q < 2 \times Q_{10}$	$Q > 2 \times Q_{10}$
Rouge	67%	33%	0%	0%
Orange	33%	24%	4%	41%
Jaune	20%	14%	1%	66%
Vert	0%	0%	0%	100%

TAB. 7.1 – % de risque de submersion en fonction des niveaux de vulnérabilité et d'aléa

De cette manière, nous sommes capables de définir 3 niveaux de risque de coupure pour les différents points routiers étudiés. Les points connaissant un risque maximal seront désormais associés à la couleur rouge, ils connaîtront une probabilité de coupure supérieure à 80%. Le risque orange fera référence à une probabilité de coupure supérieure à 50%. Enfin le risque jaune concernera les points dont la probabilité de coupure sera supérieure à 30%. Ce jeu de couleurs est appliqué dans chaque case du tableau (Tab. 7.1) dès qu'un des seuils de probabilité est franchi. La classification est adaptée lorsque le débit est supérieur au débit extrême. Pour respecter la classification de vulnérabilité, on affecte respectivement d'un risque orange et jaune, les points des classes de vulnérabilité faible et moyenne dans ce cas.

Pour éviter que les points appartenant aux catégories de vulnérabilité moyenne et forte soient allumés en permanence, on définira un seuil minimal à dépasser avant de les qualifier d'un risque de submersion. Ainsi, les points présentant une forte vulnérabilité (ROUGE) seront indiqués par une alerte moyenne orange dès que ce seuil minimum sera franchi. Ils passeront en rouge lorsque le débit sera supérieur au quantile biennal. Cette annonce de coupure pour des débits courants est justifiée par le contenu de cette catégorie ROUGE qui représente des points PICH au fort potentiel de submersion. Inversement, les points de l'ensemble JAUNE, fortement composé de points non submersibles, ne feront l'objet d'une annonce de coupure (risque jaune) qu'une fois le seuil du débit biennal franchi. Ils ne seront affectés d'un risque supérieur (orange) que lorsque l'on rencontrera un événement

exceptionnel, de l'ordre du cinquantennal.

7.1.4 Calcul des seuils de débits

Il faut maintenant définir les quantiles correspondant aux débits de périodes de retour 2 et 10 ans, afin de relier les sorties du modèle hydrologique aux probabilités de submersion. Peu d'informations sont disponibles pour déterminer ces débits théoriques. Les bassins étudiés n'ont jamais fait l'objet de mesure. Quant aux bassins jaugés de la région, leurs séries d'observations relèvent généralement de périodes trop courtes pour estimer des quantiles. Seuls 4 bassins jaugés disposent de telles informations (Banque Hydro : <http://www.hydro.eaufrance.fr/>) : Les Mages, Saumane, Générargues et Corbès. Cela n'est hélas pas suffisant pour déterminer des valeurs similaires pour l'ensemble des points surveillés. La formule CRUPEDIX (CEMAGREF, 1980) est donc de nouveau utilisée pour calculer le débit décennal au niveau de chaque exutoire.

Pour s'assurer de la validité de cette formule, puisque nous l'utilisons désormais de manière quantitative, ses estimations sont comparées aux valeurs de quantiles disponibles (cf. banque Hydro). On s'aperçoit (Tab. 7.2) que CRUPEDIX conduit au bon ordre de grandeur, malgré une légère sur-estimation des débits.

	Les Mages	Saumane	Générargues	Corbès
Q10 hydro	130	270	610	580
Q10 Crupedix	152	311	678	584

TAB. 7.2 – *Comparaison des débits décennaux : Banque Hydro / CRUPEDIX*

Nous ne disposons pas de formule analogue pour le calcul de débits biennaux. Nous nous contenterons donc de formuler une expression liant le débit biennal aux valeurs de débit décennal, en regard des débits référence de la Banque Hydro. Un rapide calage conduit à s'intéresser à la moitié de cette valeur décennale. La comparaison entre ces deux jeux de débits montre des résultats très proches (Tab. 7.3). Le nombre de points de mesure n'est certes pas très important, mais le coefficient de corrélation de 0,99, nous pousse à considérer cette approximation comme acceptable. La taille des bassins concernés oscille entre 43 km^2 (Les Mages) et 262 km^2 (Corbès). La validité de l'approximation $Q2 = Q10/2$ est donc vérifiée sur une large gamme de surfaces de bassins versants. Bien que les bassins étudiés correspondent souvent à des surfaces plus petites, nous espérons une relative fiabilité de cette formule lors de son extrapolation sur l'ensemble des bassins.

	Les Mages	Saumane	Générargues	Corbès
Q2 hydro	65	150	340	310
Q10 Crupedix/2	76	156	340	293

TAB. 7.3 – *Comparaison des débits biennaux Banque Hydro / CRUPEDIX*

Enfin, nous avons divisé par deux cette estimation du débit biennal pour définir le seuil minimal à franchir pour que l'intersection fasse l'objet d'une surveillance accrue et d'un calcul de probabilité de coupure.

7.1.5 Etude comparative sans l'information de vulnérabilité

Pour mesurer l'utilité de la caractérisation de la vulnérabilité, nous allons aussi déterminer des niveaux de risque uniquement basés sur l'aléa. L'ensemble des points étudiés est rassemblé dans un même échantillon, sans distinction de vulnérabilité. En utilisant les fréquences de coupure des points PICH contenus dans l'échantillon, nous pouvons tracer, comme précédemment, la distribution des probabilités de submersion.

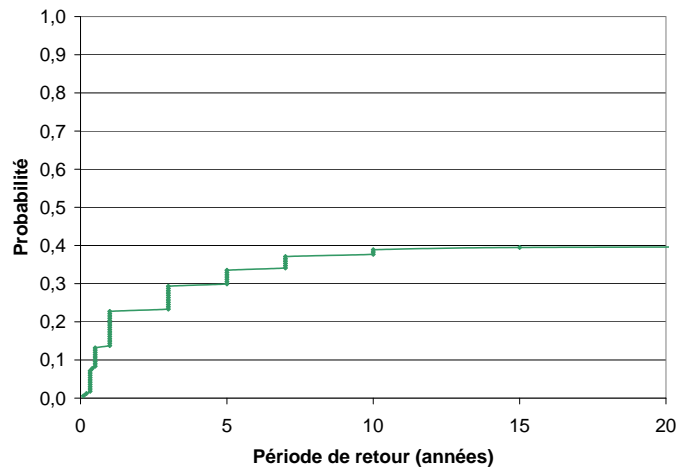


FIG. 7.3 – Distribution réelle des périodes de retour, tous points confondus

En conservant les probabilités de référence définies plus haut (80%, 50% et 30%), nous déterminons une nouvelle classification du risque en fonction de la valeur de débit calculée (Tab. 7.4). Du fait du grand nombre de points n'appartenant pas à l'inventaire du PICH, les probabilités qu'un point ait une coupure de période de retour de l'ordre de 2 ou 10 ans deviennent beaucoup plus faibles (< 40%). En conséquence, la qualification du risque est toujours représentée par la couleur **jaune**, sauf pour les débits extrêmes ($Q > 2 \times Q_{10}$).

	Probabilité de submersion		
$Q < Q_2$	$Q_2 < Q < Q_{10}$	$Q_{10} < Q < 2 \times Q_{10}$	$Q > 2 \times Q_{10}$
24%	14%	2%	60%

TAB. 7.4 – Probabilité de submersion reposant uniquement sur l'aléa

En admettant que la vulnérabilité apporte une information pertinente, son absence conduit à une gradation réduite des niveaux de risque. La prévision de coupure repose dans ce cas uniquement sur l'aléa. Ce sont donc la localisation de la pluie et la taille des bassins versants qui vont être, en grande partie, à l'origine d'une annonce de coupure.

7.2 Utilisation du modèle d'annonce de coupure

Nous venons de définir une grille de niveaux d'alerte pour qualifier le risque de coupure au niveau des 135 intersections étudiées. Chacune d'elles dispose d'une qualification de sa vulnérabilité structurelle et de quantiles de débits pour évaluer le niveau d'aléa. Nous allons maintenant tester la pertinence de ce modèle d'annonce de coupure sur des événements réels pour lesquels nous disposons d'informations sur les coupures de route effectives.

Les cartes d'état du réseau que nous allons utiliser ont été réalisées par la DDE suite aux derniers événements pluvieux ayant touché la région. On en dénombre 5 à s'être déroulés après les inondations tragiques des 8-9 septembre 2002. Deux d'entre eux ont fait l'objet d'une carte unique pour l'ensemble de l'événement. Concernant les trois autres, des cartes furent réalisées à des pas de temps variables, allant d'une à une dizaine d'heures. Aucune carte ne fut réalisée pendant la nuit. Ce sont des représentations de l'état du trafic qui notifient les routes fermées par les services de la DDE. Généralement, les coupures sont signalées après l'inondation effective. De même, la levée de l'interdiction se fait souvent plusieurs heures après le retrait des eaux.

Pour chacun de ces 5 événements, nous ferons fonctionner le modèle d'annonce de coupure sur les quatre zones de calibration conservées. En se reportant au tableau de pré-détermination des paramètres (cf. Tab. 6.8), nous choisirons le jeu correspondant aux conditions d'antériorité pluviométrique et de position de l'orage dans la saison. Nous pourrions ainsi estimer les débits avec, pour chaque intersection, une hypothèse basse et une hypothèse haute. Dans ces deux cas de figure, chaque intersection sera caractérisée par un niveau d'alerte en rapport avec la gradation du risque encouru. Nous espérons ainsi retrouver les coupures indiquées par la DDE, en affichant le moins possible de fausses alertes. On rappelle que ces quatre zones connaissent un nombre important d'intersections, potentiellement inondables, dont on détaille ici les caractéristiques en terme de classe de vulnérabilité (cf. Tab. 7.5)

	Zone 1	Zone 2	Zone 4	Zone 5
Intersections	30	32	39	34
ROUGE	3	3	3	1
ORANGE	7	6	8	7
JAUNE	17	17	21	20
VERTE	3	6	7	6

TAB. 7.5 – *Caractérisation de la vulnérabilité des intersections par zone*

Les résultats sont évalués suivant les 3 critères présentés en introduction : l'Efficacité pour retrouver les submersions effectives, la Lisibilité pour limiter les fausses alertes et la Chronologie pour s'assurer de la bonne représentation de l'annonce dans le temps. En parallèle, nous comparerons ces résultats à ceux obtenus lorsque l'on s'intéresse uniquement à l'aléa.

7.3 Efficacité du modèle d'annonce de coupure : étude des points submergés retrouvés

Pour chaque événement pluvieux, on représente, sur plusieurs fenêtres de calibration du modèle, les alertes signalées par le modèle en regard des réalités observées. Un bilan est effectué en calculant le rapport entre le nombre de points indiqués et le nombre de points submergés par niveau de risque. On calcule aussi l'indice d'Efficacité du modèle qui représente le pourcentage de coupures réelles retrouvées pour l'événement.

7.3.1 21 Novembre 2003

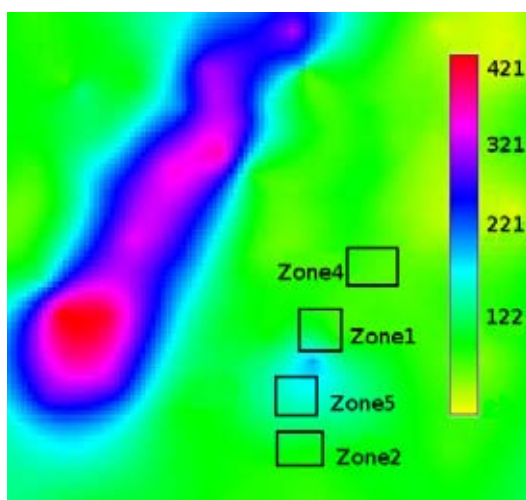


FIG. 7.4 – Cumul de pluie pour l'événement du 21 novembre 2003 (mm)

L'événement du 21 novembre 2003 a été utilisé lors de la procédure de calage/validation du modèle hydrologique. Il est ressorti des travaux précédents qu'un intervalle de CN de (50/60), couplé au troisième jeu de largeur était approprié pour obtenir des résultats satisfaisants. Localisé à l'ouest du département, cet orage a touché les quatre zones d'étude de la même manière (environ 130 mm).

Zone 2

Quatre points de coupure ont été répertoriés sur la zone 2, dont un point bas dont nous ne serons pas capables de prévoir la submersion. Les 3 autres points sont détectés à l'aide du modèle. L'utilisation du CN 50 (Fig. 7.5(a)) les fait apparaître avec des niveaux de risque différents : l'un est **jaune**, les deux autres sont **orange**. Au total, les 3 points indiqués en **orange** correspondent aux 3 points de forte vulnérabilité présents dans cette zone, et dont le seuil minimum de débit est franchi. Sur les 6 points caractérisés par une vulnérabilité moyenne qu'elle contient, le seul qui soit indiqué par le modèle est celui véritablement submergé. Il correspond à l'exutoire du plus grand bassin versant de la région (436 km²). Un point placé en amont de celui-ci, sur le même Vidourle, lui aussi qualifié d'une vulnérabilité moyenne, ne fait pas l'objet d'une alerte, puisque le débit à cet endroit

n'a pas franchit le seuil minimum.

L'utilisation du CN 60 (Fig. 7.5(b)) augmente le nombre d'annonces de coupure, tout en conservant des résultats très satisfaisants. Ce sont en grande partie des points qualifiés d'un risque faible (7 alertes jaunes). Ils correspondent à 4 intersections de vulnérabilité moyenne dont le débit minimum est dépassé, et 3 de vulnérabilité faible dont le débit est supérieur au biennal. Les points définis pour le CN inférieur évoluent sur l'échelle de risque, avec le dépassement de ce même quantile. Ainsi 2 des 3 intersections véritablement submergées passent en rouge, tandis que la troisième est indiquée en orange. Seuls deux points sont indiqués « à tort » pour des niveaux de risque importants. On retrouve parmi eux le point situé en amont sur le Vidourle. Il est qualifié d'un risque orange et montre que l'estimation de l'aléa a son importance pour différencier des points caractérisés par une même vulnérabilité.

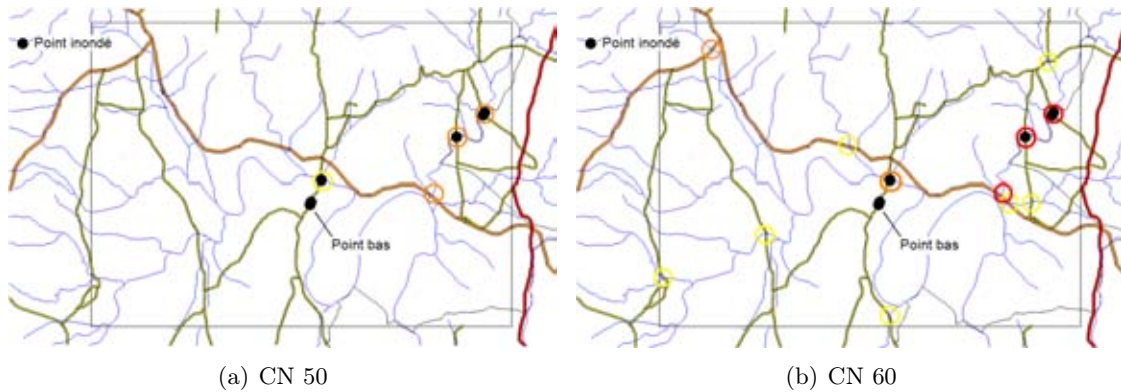


FIG. 7.5 – Annonce des coupures sur la Zone 2 - Evénement du 21 novembre 2003

Zone 4

Les résultats sont aussi très satisfaisants sur la zone 4. Les 3 intersections submergées sont indiquées avec des niveaux de risque faibles et moyens pour un CN de 50. Cinq autres points qui n'ont *a priori* pas été inondés (Fig. 7.6(a)) sont aussi représentés. Sur les 3 exutoires fortement vulnérables, le seul qui n'est pas indiqué par le modèle n'est effectivement pas submergé, les deux autres sont représentés en orange. L'estimation des débits a donc servi de facteur discriminant pour l'annonce de ces coupures. Les autres annonces correspondent au dépassement du débit biennal pour des intersections à vulnérabilité moyenne.

La valeur supérieure de CN intensifie les niveaux de risque indiqués précédemment, en qualifiant un des points submergés d'une alerte rouge et les deux autres d'une alerte orange. Trois autres points bénéficient d'un niveau de risque moyen, dont le troisième exutoire fortement vulnérable. Au total, sur les 8 intersections de la zone 4 qualifiés d'une vulnérabilité moyenne, seuls 3 sont représentés en orange. C'est donc bien l'estimation de l'aléa qui permet de les distinguer.

Les 6 autres points ne sont indiqués qu'en **jaune** (Fig. 7.6(b)) et correspondent, pour ceux qui ne l'étaient pas précédemment, au dépassement du débit biennal pour des intersections qualifiées d'une faible vulnérabilité.



FIG. 7.6 – Annonce des coupures sur la Zone 4 - Événement du 21 novembre 2003

Zone 5

Sur la *zone 5*, les services de la DDE ont recensé deux coupures de route lors de cet orage. Ces 2 points sont en fait un point de côtoisement et un point bas dont il ne nous est pas possible de prévoir la submersion. Néanmoins, le modèle n'en fournit pas moins de bons résultats puisqu'il ne désigne aucun point de coupure, quel que soit le *CN* utilisé (Fig. 7.7).

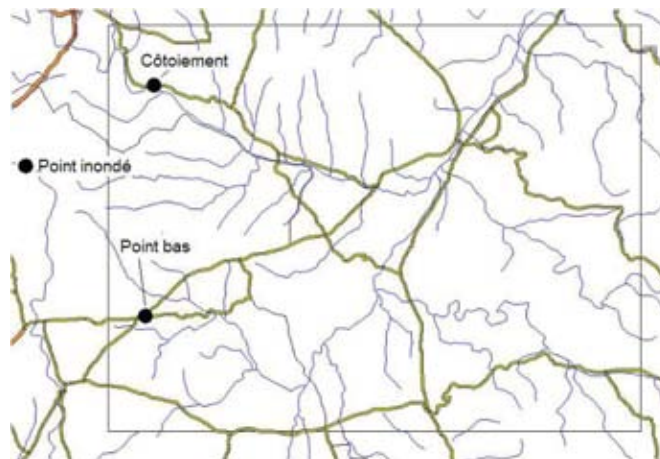


FIG. 7.7 – Annonce des coupures sur la Zone 5 - Événement du 21 novembre 2003

Bilan

Quelle que soit l'hypothèse envisagée (basse ou haute), on retrouve la totalité des intersections submergées lors de cet événement pluvieux. Elles sont désignées, en grande

majorité, par les niveaux de risque les plus élevés. Dans le tableau suivant (Tab. 7.6), nous avons reporté, pour chaque niveau de risque, le nombre de points submergés retrouvés pour le nombre de points indiqués, que l'on utilise la caractérisation de la vulnérabilité ou pas. L'« Efficacité » du modèle correspond au pourcentage de coupures effectives indiquées.

Evénement	Hypothèse basse				Hypothèse haute			
	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité
Avec vulnérabilité	2/7	4/5	0/0	100%	0/16	3/8	3/4	100%
Sans vulnérabilité	0/0	0/0	0/0	0%	5/16	0/0	0/0	83%

TAB. 7.6 – Bilan sur les alertes avec et sans la vulnérabilité

En comparaison, les résultats obtenus sans la caractérisation de la vulnérabilité fournissent des résultats peu satisfaisants. Seul l'emploi du CN le plus élevé permet de désigner des points submergés, sans pour autant tous les retrouver. Ils sont tous qualifiés d'un niveau de risque faible (**Jaune**) et rendent ainsi l'annonce de ces coupures difficilement exploitable. Par exemple, sur la zone 4 (Fig 7.8), seules deux intersections sur les 3 inondées sont indiquées. Cinq autres intersections sont indiquées pour un niveau d'alerte équivalent. Il est très difficile de déduire une information pertinente d'une telle carte.

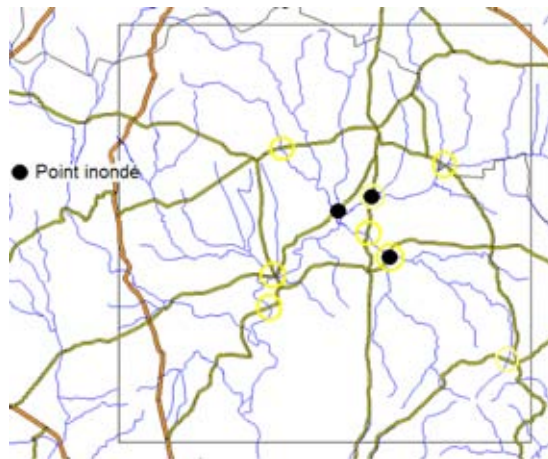


FIG. 7.8 – Annonce des coupures sur la Zone 4 - Evénement du 21 novembre 2003

7.3.2 29 Novembre 2003

L'événement pluvieux du 29 novembre 2003 a lui aussi été utilisé dans le chapitre précédent lors de la procédure de calage/validation du modèle hydrologique. Elle s'est soldée par le choix de valeurs importantes de paramètres, comprenant un intervalle de CN élevé (70/80), ainsi que l'utilisation du jeu de largeur le plus grand. Une fois encore, les pluies les plus importantes étaient localisées à l'ouest du département, mais les cumuls sur les 4 zones d'étude furent malgré tout conséquents (supérieurs à 200 mm).

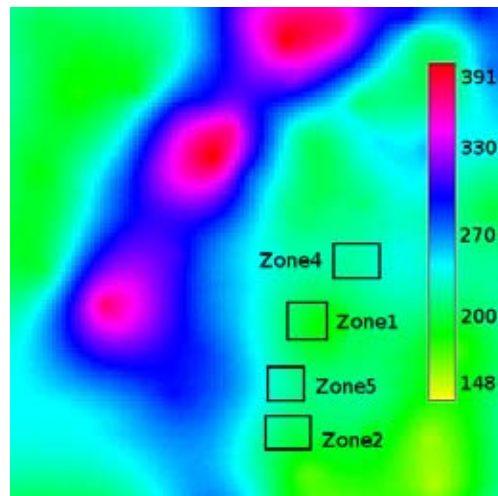


FIG. 7.9 – Cumul de pluie pour l'événement du 29 novembre 2003 (mm)

Zone 1

Sur la zone 1, l'estimation des débits, en hypothèses basse et haute, couplée aux caractéristiques de vulnérabilité, permet la désignation de respectivement 7 et 9 points de coupure (Fig. 7.10(a) et 7.10(b)). Ces niveaux de risques faibles et moyens correspondent tous au franchissement du palier minimum de débit pour des vulnérabilités fortes et moyennes. Aucun débit n'atteint le quantile biennal.

Lors de cet événement pluvieux, deux points du réseau routier ont effectivement connu une submersion. Leurs localisations donnent à penser qu'il s'agit de deux points bas. Néanmoins, sur chacun des tronçons concernés par ces coupures, on retrouve à proximité une intersection qualifiée d'un niveau d'alerte (jaune ou orange). Ces indications de coupure sont donc peut-être mal localisées.



FIG. 7.10 – Annonce des coupures sur la Zone 1 - Événement du 29 novembre 2003

Dans cette situation, ce sont davantage les informations de vulnérabilité qui sont à l'origine des alertes indiquées. Les 3 intersections qualifiées d'un risque orange correspondent aux 3 points de forte vulnérabilité. Sur la figure (Fig. 7.10(b)), on retrouve 6 points jaunes. Ce sont 6 des 7 points de vulnérabilité moyenne.

Zone 2

Sur la zone 2, le nombre de points qualifiés d'un risque de coupure est très important. On retrouve respectivement 11 et 13 points à l'aide des CN 70 et 80 (Fig. 7.11), pour des niveaux d'alerte croissants quand on passe de la prévision basse à la prévision haute. Dans cet ensemble conséquent, les 3 points effectivement submergés pendant l'événement sont retrouvés pour des probabilités de submersion relativement fortes, par rapport à celles qualifiant les autres points. Les deux points rouges situés sur le Vidourle (Fig. 7.11(a)) correspondent au franchissement du seuil de débit extrême (2 fois le décennal). Ces deux points appartiennent initialement à ceux de vulnérabilité moyenne. Les autres débits, calculés pour des bassins versants beaucoup plus petits, ne dépassent que le quantile biennal.

Les fortes valeurs de CN tendent à générer des débits très importants -et peut-être erronés- sur les grands bassins. Néanmoins, l'amont du Vidourle semble se situer dans la zone ayant subi le plus gros cumul de pluie, contrairement aux petits bassins localisés dans cette zone. L'utilisation d'une pluie spatialisée montre dans ce genre de situation un certain avantage.



FIG. 7.11 – Annonce des coupures sur la Zone 2 - Evénement du 29 novembre 2003

Zone 5

A l'exception d'une intersection, les points inondés cartographiés sur la zone 5 ne sont pas contenus dans l'échantillon d'étude (Fig 7.12). On y retrouve un point de côtoiement -très proche d'une intersection indiquant un risque- et un point bas, non répertoriés dans le PICH. Le modèle fait état de 11 et 14 points connaissant un risque de coupure pour la fourchette de CN utilisée. Ils sont caractérisés par des niveaux de risque faible (jaune) pour la quasi-totalité d'entre eux. Quelle que soit l'hypothèse conservée, on retrouve à chaque fois le point d'intersection qui était effectivement submergé.

Lors de l'utilisation du CN 70, 8 des 11 points indiqués correspondent au dépassement du seuil minimum pour des points de vulnérabilité moyenne. Les 3 autres alertes, dont l'intersection inondée, répondent au dépassement du débit biennal pour une vulnérabilité faible. Ces 3 points, ainsi que le point orange, sont les exutoires des 4 plus grands bassins de la zone ($> 50 \text{ km}^2$). Cela montre, une fois de plus, le nécessaire apport de la caractérisation de l'aléa qui s'opère à l'aide du modèle hydrologique. En hypothèse haute, sur le même principe, ce sont 6 points de faible vulnérabilité, sur les 20 que comprend la zone, qui ont franchi ce palier.

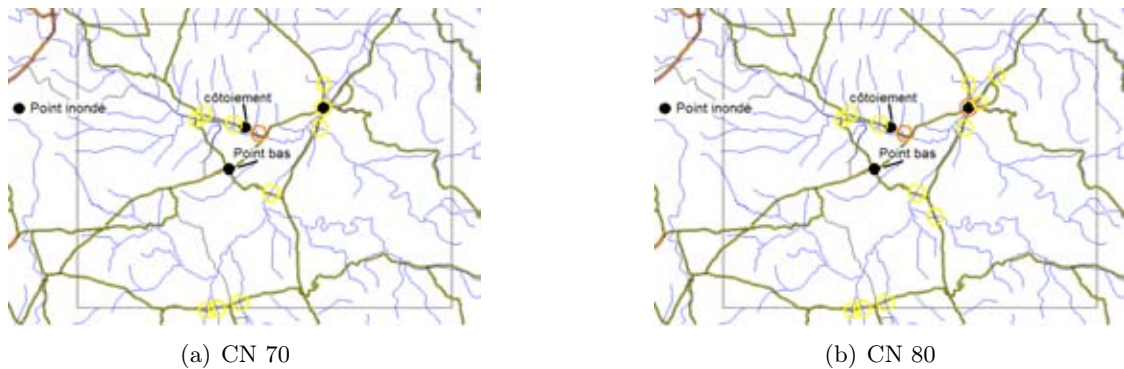


FIG. 7.12 – Annonce des coupures sur la Zone 5 - Événement du 29 novembre 2003

Bilan

Comme précédemment, la totalité des points submergés est retrouvée par le modèle, quelle que soit le CN employé. La proportion de points réellement inondés, parmi ceux indiqués par le modèle, croît avec les niveaux d'alerte. Lorsque l'annonce de coupure repose uniquement sur l'estimation de l'aléa hydrologique, on n'en distingue qu'au mieux les trois quarts. Le rapport entre le nombre de points réellement inondés et le nombre de points indiqués est moins important, mais ces coupures sont quasi-exclusivement caractérisées par un niveau d'alerte jaune. Seul le dépassement du débit extrême permet de définir un niveau d'alerte rouge.

Événement	Hypothèse basse				Hypothèse haute			
	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité
Avec vulnérabilité	3/28	3/10	1/3	100%	3/33	2/10	2/5	100%
Sans vulnérabilité	2/12	0/0	1/2	43%	4/24	0/0	1/2	71%

TAB. 7.7 – Bilan sur les alertes avec et sans la vulnérabilité

7.3.3 17 Décembre 2003

Aucune coupure n'a été répertoriée sur les 4 zones d'étude lors de cet événement mineur. Nous avons néanmoins procédé à une simulation des débits pour savoir si les résultats du modèle étaient en adéquation avec la réalité du terrain. La position de l'orage dans la saison, conjuguée à la période sèche de 15 jours qui l'a précédé, nous a conduit à choisir le couple de CN (50/60), ainsi que l'utilisation du jeu de grandes largeurs. Quel que soit

le jeu de paramètres utilisé, le modèle ne désigne aucun risque de coupure sur le réseau routier des 4 zones d'étude.

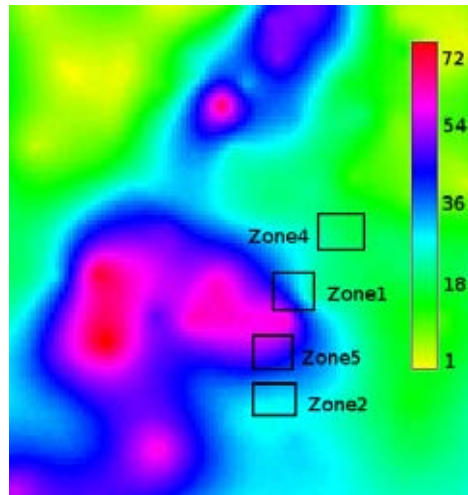


FIG. 7.13 – *Cumul de pluie pour l'événement du 17 décembre 2003 (mm)*

Avec un maximum de 60 mm pour la zone 5, la pluviométrie est insuffisante pour déclencher la moindre alerte. Le seuil minimum de débit a un effet filtrant sur les simulations. Malgré les difficultés du modèle hydrologique à retranscrire les événements pluvieux peu importants, il est capable de ne pas surévaluer les conséquences d'un tel orage.

7.3.4 3 Novembre 2004

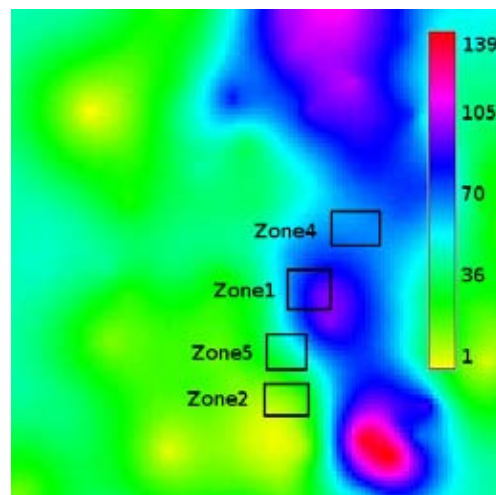


FIG. 7.14 – *Cumul de pluie pour l'événement du 3 novembre 2004 (mm)*

Cet événement pluvieux suit de 3 jours celui débuté le 25 octobre, qui a été utilisé lors de la paramétrisation du modèle. Compte tenu de cette importante antériorité pluviométrique (environ 220 mm sur les 15 derniers jours) et de la de l'événement dans la saison,

nous avons choisi d'utiliser un couple de CN élevé (60/70), ainsi que le jeu de largeur le plus grand.

Sur l'ensemble des 4 zones, trois points submergés ont été relevés par les services de la DDE (Fig. 7.15). Nous n'en retrouvons aucun à l'aide du modèle d'annonce de coupure. Que ce soit pour un CN de 60 ou de 70, avec ou sans l'information de vulnérabilité, pas une seule submersion potentielle n'est indiquée (Fig. 7.15 et Tab. 7.8). En regard des lames d'eau précipitée (entre 10 et 80 mm suivant la zone), il y a fort à parier que c'est le modèle hydrologique qui rend difficilement compte de l'événement. Comme nous l'avons déjà indiqué à plusieurs reprises, CINECAR n'est pas conçu pour reproduire les crues ordinaires, liées à des cumuls de pluie aussi faibles. Le plus intrigant tient dans le fait que le réseau, et plus particulièrement celui des zones 1 et 5, ait connu des coupures pour un événement aussi mineur. On retrouve parmi ces points celui de la zone 2, connu pour être submergé une dizaine de fois par an. Sa très forte sensibilité aux intempéries doit être bien connue des services de l'équipement et sa submersion assurément anticipée.

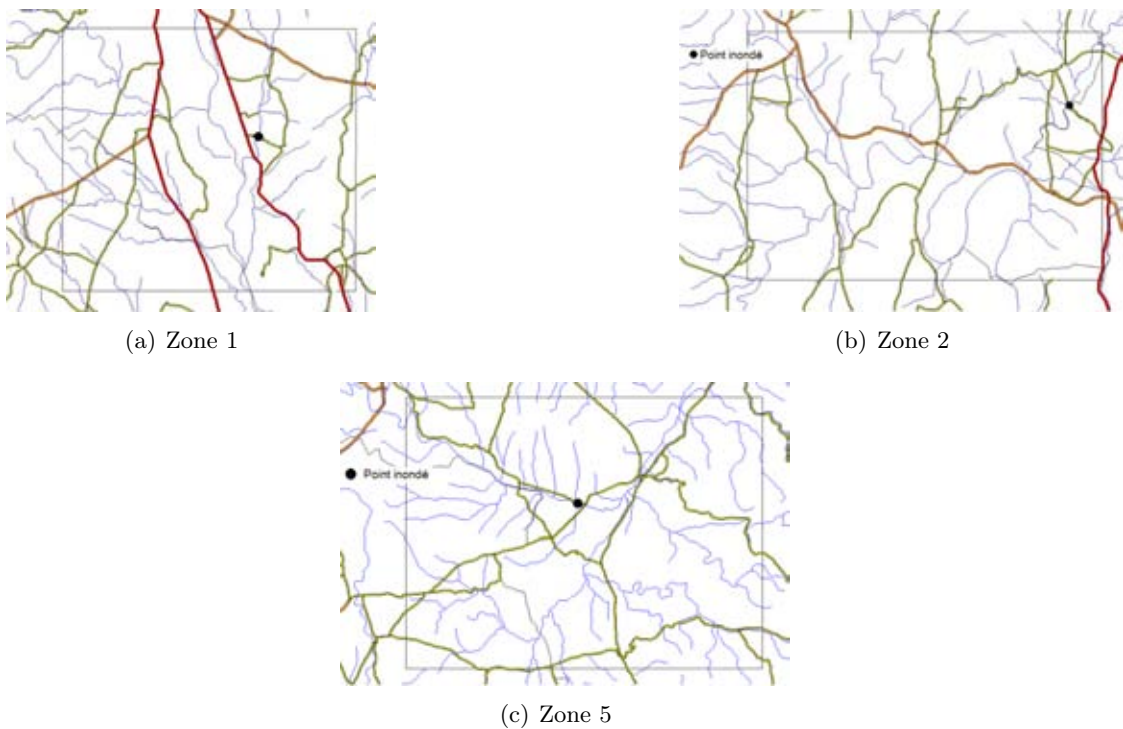


FIG. 7.15 – Coupures relevées - Evénement du 3 novembre 2004

Evénement	Hypothèse basse				Hypothèse haute			
	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité
Avec vulnérabilité	0/0	0/0	0/0	0%	0/0	0/0	0/0	0%
Sans vulnérabilité	0/0	0/0	0/0	0%	0/0	0/0	0/0	0%

TAB. 7.8 – Bilan sur les alertes avec et sans la vulnérabilité

Le fort événement pluvieux, survenu quelques jours plus tôt, est sûrement à l'origine de ces absences de submersions. Alors que les bassins devaient encore être saturés, cette faible lame d'eau a contribué à réanimer les débits encore en phase de décrue. Nous savons que CINECAR connaît des difficultés à reproduire ce genre de phénomène, nous pouvons donc lui imputer ces erreurs.

7.3.5 6 Septembre 2005

Ce très fort événement pluvieux, qui fut à l'origine de nombreux incidents (coupure de l'autoroute A9), s'est déroulé en début d'automne. Nous avons donc conservé le jeu de paramètre utilisé pour simuler l'événement du 8-9 septembre 2002, à savoir un couple de CN (40/50) et le jeu de largeurs le plus faible. Étalé sur trois jours, cet épisode s'est produit en deux étapes : la première pendant la soirée du 6 septembre avec les plus gros cumuls de pluie, la seconde le 8 septembre au matin avec des cumuls moins importants, mais ayant entraîné des conséquences plus graves. Centré sur le sud du département, ce double orage a généré plus de 300 mm de précipitations sur les quatre zones d'étude.

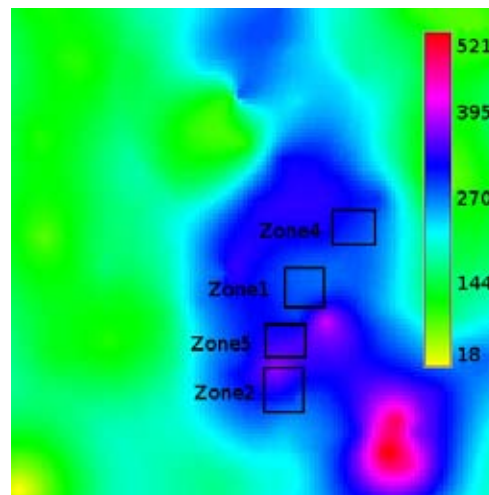


FIG. 7.16 – Cumul de pluie pour l'événement du 6 septembre 2005 (mm)

Pour cet événement, ce ne sont plus les points de coupure qui ont été indiqués par les services de la DDE, mais l'intégralité des tronçons de route submergés. Pour évaluer la pertinence de nos annonces, nous considérerons que toutes les intersections situées sur le tronçon coupé peuvent en être à l'origine. Ainsi, la prévision de coupure d'un tronçon sera réussie lorsqu'au moins une de ses intersections sera créditée d'un niveau d'alerte.

Zone 1

Sur la zone 1, la carte des routes coupées notifie la présence de quatre tronçons fermés à la circulation. Ces tronçons sont tous retrouvés à l'aide du modèle d'annonce de coupure pour les CN 40 et 50 (Fig. 7.17), puisqu'il indique au moins une intersection submergée sur ces tronçons. Pour le CN 40, 7 autres points sont signalés, dont 3 pour des niveaux

de risque importants (**orange** ou **rouge**). Ils correspondent tous trois à des intersections caractérisées par une vulnérabilité moyenne ou forte, où le débit biennal est dépassé. Une partie des alertes **jaunes** provient de ce même dépassement du débit biennal. Ce sont généralement les exutoires des plus grands bassins de la zone ($> 20 \text{ km}^2$), caractérisés par une faible vulnérabilité. Les autres alertes **jaunes** proviennent du dépassement du seuil minimum combiné avec une vulnérabilité moyenne. En hypothèse haute, ces résultats restent quasiment inchangés.

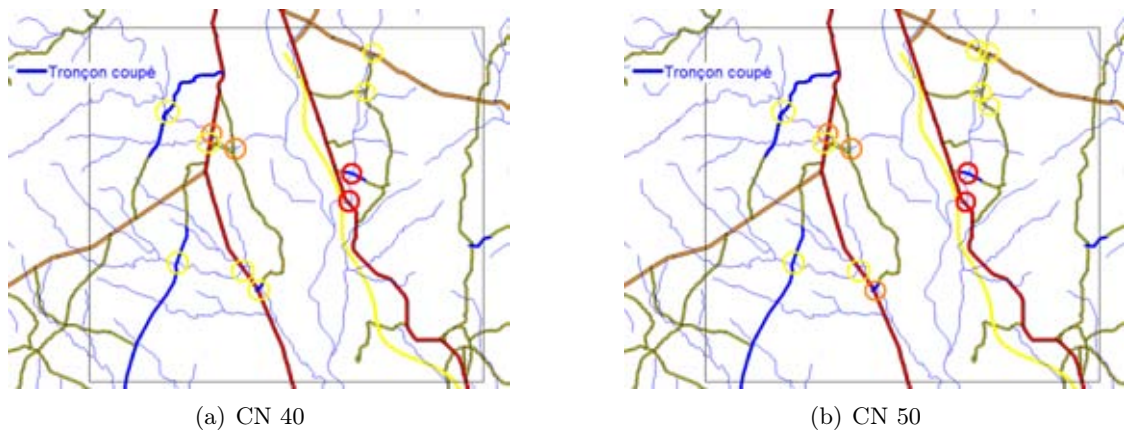


FIG. 7.17 – Annonce des coupures sur la Zone 1 - Événement du 6-8 septembre 2005

Zone 4

La zone 4 fut la plus touchée par les orages successifs des 6 et 8 septembre 2005. Au cours de ces événements, ce sont pas moins de 8 tronçons de route qui ont été coupés. Un seul tronçon, situé au nord-ouest de la zone, n'est pas décelé malgré l'emploi du CN le plus élevé. A cet endroit, un débit maximum de $14,5 \text{ m}^3/\text{s}$ est simulé alors que le seuil de débit décennal, nécessaire au déclenchement de l'alerte, est de $15,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Insuffisant...

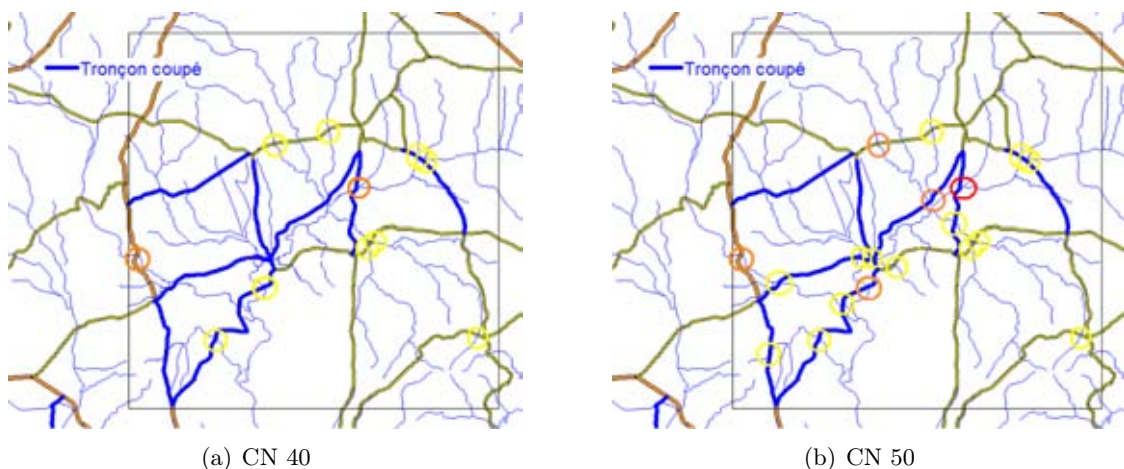


FIG. 7.18 – Annonce des coupures sur la Zone 4 - Événement du 6-8 septembre 2005

L'hypothèse basse permet de déceler 11 intersections submergées, dont 5 sont à imputer à des tronçons réellement coupés. Cinq des huit tronçons coupés ne sont pas identifiées dans ce cas. Les 2 niveaux de risque les plus hauts correspondent aux vulnérabilités les plus fortes. Les résultats issus de l'hypothèse haute permettent d'améliorer la qualité de ces annonces de coupure. Sur les 19 intersections indiquées, 12 sont à relier à un tronçon coupé, dont 4 des 6 plus hauts niveaux d'alerte. Parmi celles-ci, nous retrouvons les 3 points de vulnérabilité élevée. Les trois autres alertes oranges correspondent à des vulnérabilités moyennes (débit biennal dépassé). Dans ce cas la caractérisation de la vulnérabilité permet de limiter le nombre d'annonces, alors que l'aléa est très fort sur tout le territoire. Néanmoins, le nombre trop important de submersions rend quasiment impossible la circulation sur cette zone. De fait, les annonces de coupure ne sont pas nécessairement utile.

Sur ces 8 tronçons coupés, l'un n'avait jamais fait l'objet d'une observation de submersion. Absent du PICH, l'intersection présente sur ce tronçon est néanmoins incluse dans l'ensemble des points étudiés, et caractérisée par une vulnérabilité faible. Le dépassement du débit biennal à cet endroit a engendré le déclenchement d'une alerte jaune. Cet exemple démontre la non-exhaustivité du PICH et l'apport possible du modèle de coupure qui traite de l'intégralité du réseau routier. A cet endroit, soit les événements passés ont été oubliés, soit les circonstances n'ont jamais été rassemblées pour que l'ouvrage soit submergé.

Bilan

Cet événement important a donné lieu à de très nombreuses coupures du réseau routier. L'hypothèse haute permet d'en retrouver la quasi-totalité. Les coupures réelles composent pour moitié les alertes oranges et rouges, tandis que seules des alertes jaunes sont indiquées lorsque l'on n'utilise pas l'information de vulnérabilité.

Événement	Hypothèse basse				Hypothèse haute			
	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité	Jaune	Orange	Rouge	Efficacité
Avec vulnérabilité	12/31	2/5	4/7	69%	18/44	6/13	5/9	90%
Sans vulnérabilité	6/21	0/0	0/0	26%	22/64	0/0	0/0	74%

TAB. 7.9 – Bilan sur les alertes avec et sans la vulnérabilité

Une fois de plus, on met en évidence l'importance de la caractérisation de la vulnérabilité des tronçons routiers. Lorsqu'on ne l'utilise pas, peu de coupures réelles sont retrouvées par le modèle. De plus, comme aucun des débits n'a atteint de valeurs exceptionnelles ($Q > 2 \times Q_{10}$), toutes les alertes sont affectées d'un même niveau de risque (jaune), ce qui rend particulièrement difficile l'interprétation de ces annonces.

7.4 Lisibilité du modèle d'annonce de coupure: étude des fausses alertes

La simulation sur les cinq événements pluvieux a montré une très bonne capacité du modèle à retrouver les coupures effectives du réseau routier, et à leur attribuer des niveaux d'alerte appropriés. Le critère d'Efficacité est toujours proche de 100%, sauf lorsqu'il s'agit

de petits événements pluvieux que le modèle a du mal à retranscrire. Nous allons désormais évaluer la Lisibilité de ces résultats pour s'assurer que les fausses alertes ne sont pas trop nombreuses et qu'elles permettent une lecture pertinente de l'état du réseau.

Dans un premier temps, nous calculerons, pour chaque événement, le pourcentage d'intersections représentées à tort sur la carte d'alerte, par rapport au nombre total d'intersections localisées à l'intérieur des 4 zones.

Dans un second temps, nous illustrerons à travers quelques exemples, l'utilisation possible qui peut être faite de ces annonces de coupure. Sans se lancer dans le calcul systématique d'itinéraires, nous étudierons l'apport qu'offrent les différents niveaux de risque pour se déplacer dans les zones d'étude et accéder aux endroits stratégiques. Nous verrons si ces indications permettent la désignation de routes «sauves», ou tout du moins, de minimiser le risque encouru.

7.4.1 Etude du critère de Lisibilité

On constate (Tab. 7.11) que plus l'événement pluvieux est fort, et plus le nombre de points indiqués est important. L'aléa compte donc pour beaucoup dans la définition du risque, sans toutefois rendre illisible les résultats obtenus.

Le nombre de points indiqués correspond, dans le pire des cas, à moins d'un tiers des intersections de cours d'eau avec le réseau routier. Bien que ce total semble conséquent, les annonces de coupure qui en résultent permettent la désignation de quelques sections de route sûres. La gradation du risque permet le cas échéant de relativiser ces résultats.

Cette remarque n'est pas valable lorsque le modèle n'utilise pas l'information de vulnérabilité. Dans ce cas, beaucoup moins de fausses alertes sont annoncées (environ 50% de moins). En contrepartie, comme nous l'avons vu lors de l'évaluation de l'Efficacité du modèle, nous ne retrouvons pas l'ensemble des submersions réelles. Si l'on souhaitait répondre à ces absences en baissant les seuils d'apparition des premières alertes, il est évident que l'on retrouverait alors beaucoup plus de points et de fausses alertes.

Hypothèse	21 novembre 2003		29 novembre 2003		6 septembre 2005	
	Basse	Haute	Basse	Haute	Basse	Haute
Avec vulnérabilité	4%	15%	25%	30%	19%	27%
Sans vulnérabilité	0%	8%	6%	13%	10%	29%

TAB. 7.10 – Critère de Lisibilité : pourcentage de fausses alertes

Pour illustrer ces résultats, les chemins accessibles permettant l'accès aux communes principales sont tracés pour l'événement médian du 29 novembre 2003. L'orage du 21 novembre étant plus faible, la désignation de routes sûres ne semble pas être un problème. Quant à l'événement du 6 septembre 2005, il sera étudié spécifiquement lors de la simulation chronologie (cf. Chap. 7.5).

7.4.2 Exemple 1 : 29 novembre 2003, zone 2

L'accès à la D999, qui fait figure d'artère principale dans cette partie du département, est rendu possible à l'aide des annonces de coupure. Par le nord, il est possible de rejoindre Orthoux sans risque de rencontrer une route submergée. Par l'est, on doit pouvoir atteindre Vic-le-Fesq dans les mêmes conditions. Sardan, qui est coupé de la rive gauche du Vidourle à cause d'un pont submergé (indiqué d'un niveau de risque élevé), n'est pas isolé puisqu'une route sûre permet d'y accéder par le sud.

Le trajet, tracé en vert, qui conduit théoriquement à chacune de ces trois destinations, est confronté à des niveaux d'alerte déconseillant de poursuivre son chemin, une fois parvenu sur la rive du Vidourle. Néanmoins, c'est jusqu'à cet embranchement un itinéraire sans risque pour constater les submersions survenues sur les autres routes.

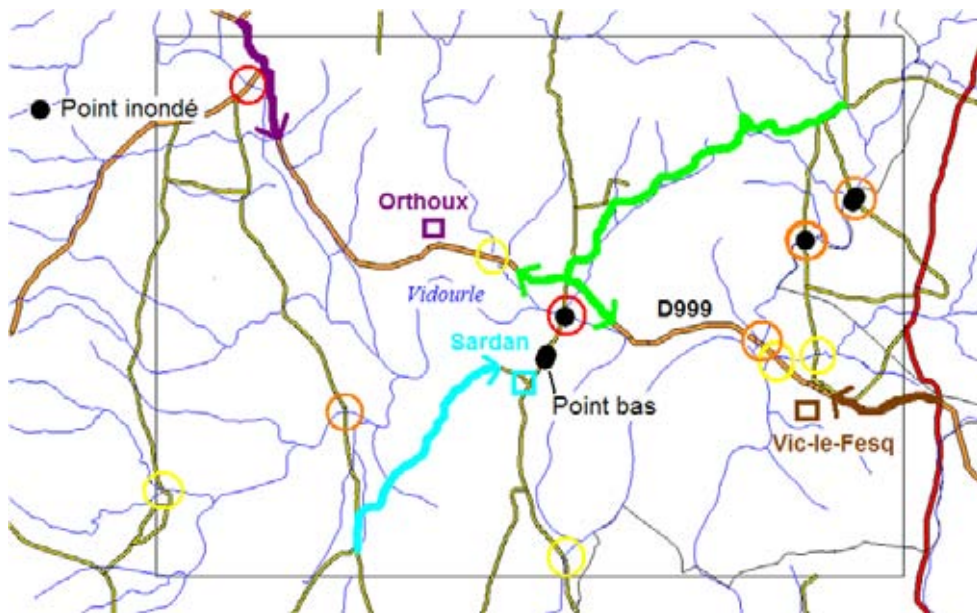


FIG. 7.19 – Traversée de la zone 2 pendant l'événement du 29 novembre 2003

7.4.3 Exemple 2 : 29 novembre 2003, zone 4

La traversée nord-sud de la zone peut quasiment être réalisée. On peut aisément atteindre Logrian par le nord sans rencontrer le moindre risque de coupure. Le prolongement vers le sud est rendu possible, puisque les niveaux d'alerte sont faibles (**jaune**) et ne correspondent d'ailleurs à aucune coupure réelle.

La traversée de Canaules en venant du nord est plus périlleuse. Deux routes partent respectivement à l'est et à l'ouest, toutes deux qualifiées d'un risque faible **jaune**, tandis que celle qui poursuit vers le sud est représentée en **orange** (elle est effectivement coupée). La probabilité de coupure étant plus faible, il est conseillé de rejoindre Logrian par l'ouest puis le sud.

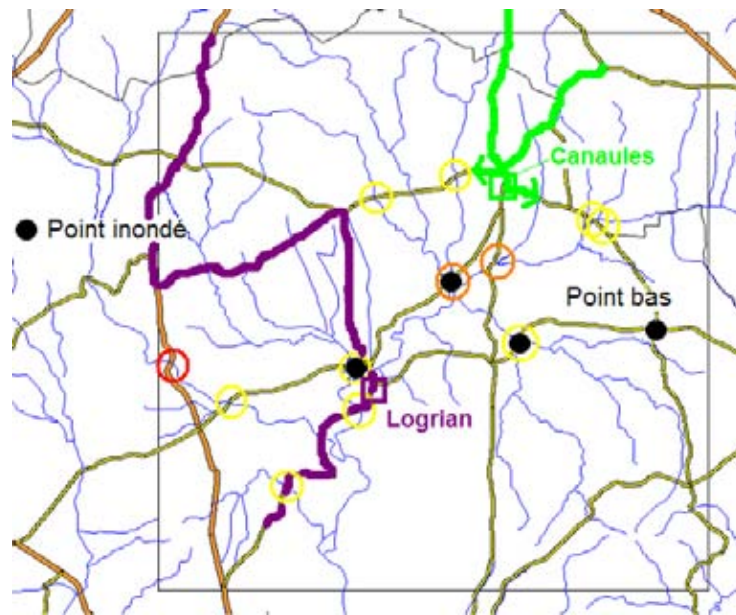


FIG. 7.20 – Traversée de la zone 4 pendant l'événement du 29 novembre 2003

7.4.4 Bilan

Avec des taux de fausses alertes acceptables, la Lisibilité du modèle semble suffisante pour assurer une bonne interprétation des annonces de coupure en terme d'itinéraire. Malgré de nombreuses annonces lors d'événements importants, les différents niveaux d'alerte (issue de l'étude de vulnérabilité) permettent de pondérer ces résultats et de se focaliser sur les submersions réelles. Il est donc possible de déterminer des itinéraires en minimisant le risque rencontré lors du trajet. Voyons maintenant si l'étude de la chronologie de l'événement permet encore d'améliorer ces annonces.

7.5 Etude de la chronologie des annonces d'alerte

A l'aide des multiples cartes réalisées pendant les événements du 29 novembre 2003 et du 6 septembre 2005, nous allons maintenant nous intéresser à la chronologie des coupures. D'abord ponctuellement pour le premier orage, afin de vérifier que les alertes arrivent avant que les routes ne soient coupées. Nous « rejouerons » ensuite l'événement le plus important sur une zone entière afin de mieux analyser les décisions qui peuvent être prise en temps réel.

7.5.1 Etudes ponctuelles

On commence par s'intéresser à la chronologie du point inondé $n^{\circ} 1$, affecté d'un risque orange sur la zone 2 (cf. Fig. 7.11). Sur la figure (Fig. 7.21), on représente les niveaux de risque (1=jaune, 2=orange et 3=rouge) en regard de l'hydrogramme de crue simulée. En comparaison, nous avons indiqué d'un point noir les moments où la submersion est identifiée par la DDE. Les discontinuités de ces informations sont liées au caractère ponctuel

des relevés (période variable et absence pendant la nuit).

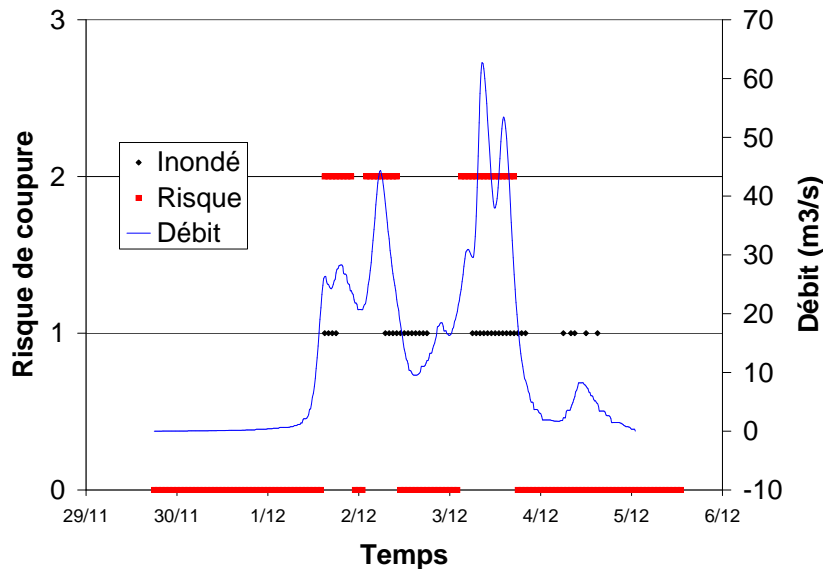


FIG. 7.21 – Inondation et niveau de risque - Événement du 29 novembre 2003

La coupure est décelée par le modèle en même temps qu'elle est effectivement indiquée par les services de l'équipement lors du premier orage (Fig. 7.21), puis avec quelques heures d'avance pour le second (pendant la nuit). Ce point appartient à la partie la plus vulnérable du réseau. A cet endroit, les services de l'équipement dénombrent une dizaine de submersions par an. Il est donc normal d'y constater une submersion pour de faibles valeurs de débit. Ce qui est le cas ici, puisque le modèle montre un risque d'inondation, alors que le débit a seulement franchi le seuil de la valeur minimum ($22,4 \text{ m}^3/\text{s}$).

Pour le second exemple (Point $n^{\circ} 2$), également situé sur la *zone 2*, la gradation du risque évolue au cours de l'événement (Fig. 7.22). Dès que la valeur de débit minimale est franchie ($140 \text{ m}^3/\text{s}$), une alerte **jaune** est indiquée. Elle devance de deux heures la coupure effective du pont à cet endroit. Celui-ci ne sera *a priori* pas réouvert avant l'après-midi du 5 décembre, puisque toutes les cartes réalisées pendant cet événement signalent cette coupure. L'alerte, quant à elle, s'interrompt pendant la journée du 3 décembre, pour redémarrer et s'intensifier pendant la nuit du 3 au 4. L'alerte **rouge** est même indiquée avec le franchissement du seuil de crue exceptionnelle ($< 2 \times Q_{10}$).

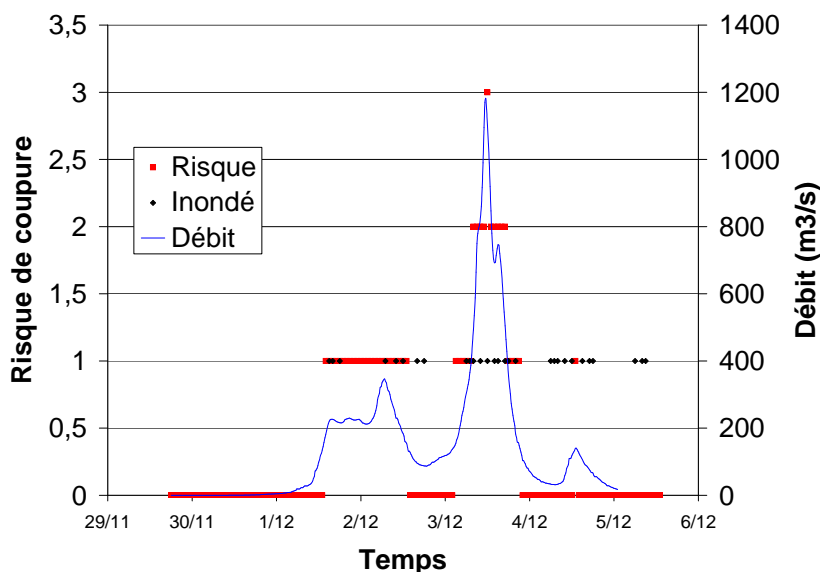


FIG. 7.22 – Inondation et niveau de risque - Evénement du 29 novembre 2003

La bonne prévision de cette coupure repose sur la complémentarité des informations de vulnérabilité et d'aléa. Le fait d'être caractérisé par une vulnérabilité moyenne a permis de déclencher une alerte **jaune** dès le franchissement du seuil de débit minimal. Le niveau de risque a ensuite augmenté en regard des simulations de débit qui indiquent des valeurs très fortes.

7.5.2 Représentation chronologique à l'échelle de la zone

Afin de rendre compte de l'accessibilité du réseau routier dans le temps et dans l'espace, nous allons « rejouer » l'événement des 6-8 septembre 2005 sur la *zone 2*. A des pas de temps choisis en fonction des cartes de la DDE, mais aussi des annonces de coupure fournies par le modèle, nous représenterons les submersions potentielles et réelles. Ces résultats seront interprétés en gardant à l'esprit que le modèle est toujours en avance sur la fermeture des routes effectuée par les services de l'équipement. Le film chronologique de ces submersions se trouve sur les figures (Fig. 7.23).

6 septembre : 9h

Alors qu'il est déjà tombé plus de 100 *mm* sur la région, le modèle annonce les premières coupures du réseau avec la désignation de 4 submersions potentielles, dont 2 sont localisées sur le Vidourle.

6 septembre : 11h

La poursuite des précipitations engendre l'émergence de plusieurs autres alertes, dont 6 de niveau moyen. Parmi elles, une section du réseau est déjà fermée par les services de la

DDE. Malgré ces nombreuses indications, il est possible de définir des routes praticables pour rejoindre les différentes localisations du territoire.

6 septembre : 14h

Il s'est arrêté de pleuvoir. 5 intersections sont toujours en alerte, dont deux pour un niveau moyen.

6 septembre : 15h30

A 15h30, alors qu'il recommence à peine de pleuvoir, ce sont maintenant 3 tronçons qui sont fermés par la DDE. Ils correspondent à 3 des 5 alertes indiquées à 14h. Néanmoins, une heure et demi plus tard, seul un point est encore signalé.

6 septembre : 18h

Les nouvelles précipitations engendrent des mises en alerte sur tout le territoire. Les 3 sections de route toujours fermées sont indiquées.

6 septembre : 20h

Nous ne disposons pas de carte de l'état du réseau pour cette fin de journée. Si l'on conserve les tronçons indiqués précédemment, on constate que leurs niveaux de risque ont augmenté. Les « fausses » alertes qu'indiquent le modèle ne rendent pas le réseau impraticable pour autant. De nombreux tronçons ne font pas l'objet d'une annonce de coupure, ou seulement pour un niveau de risque faible (**jaune**).

7 septembre : 0h

Au milieu de la nuit, la pluie vient de se terminer. Des niveaux de risque **rouges** et **orange**s sont représentés pour les ouvrages franchissant les cours d'eau les plus importants. Aucune information n'est disponible à cette heure-ci. Néanmoins, comme les alertes continuent de coïncider avec les coupures indiquées la veille, il est conseillé d'utiliser les itinéraires parallèles toujours sûrs.

7 septembre : 6h

Le lendemain matin, 6 heures après la fin de l'orage, le modèle ne désigne plus aucune submersion sur le réseau. Les trois tronçons coupés la veille ne sont pas encore réouverts. Il semblerait que les services concernés ne soient pas encore en fonction.

7 septembre : 12h

En milieu de journée, alors qu'il ne pleut plus depuis 12 heures maintenant, deux tronçons de route sont toujours fermés à la circulation. Au-delà de la réactivité des services à mettre à jour leur base de données, il est possible que des problèmes d'embâcles justifient cette situation.

7 septembre : 18h

En fin d'après midi, le réseau est de nouveau en fonctionnement.

8 septembre : 13h

Alors que le second événement a déjà commencé depuis quelques heures, de premières alertes importantes sont indiquées par le modèle. Localisées aux mêmes intersections que précédemment, elles autorisent toujours une circulation sur le réseau.

8 septembre : 15h

2 heures plus tard, les niveaux et localisations d'alertes sont les mêmes, mais aucune route n'a encore été fermée par les services de l'équipement.

8 septembre : 17h

Les niveaux d'alerte ont maintenant diminué, mais un tronçon est fermé à la circulation. Il s'agit d'une route qui avait déjà été inondé lors de la première partie de l'événement et qui était affectée d'un niveau de risque élevé (**rouge**) les pas de temps précédents.

8 septembre : 20h30

Seules 5 intersections restent en alerte, dont 3 en **orange**. Ce sont les 3 points de forte vulnérabilité que comporte la zone. Nous y retrouvons les 2 tronçons réellement fermés.

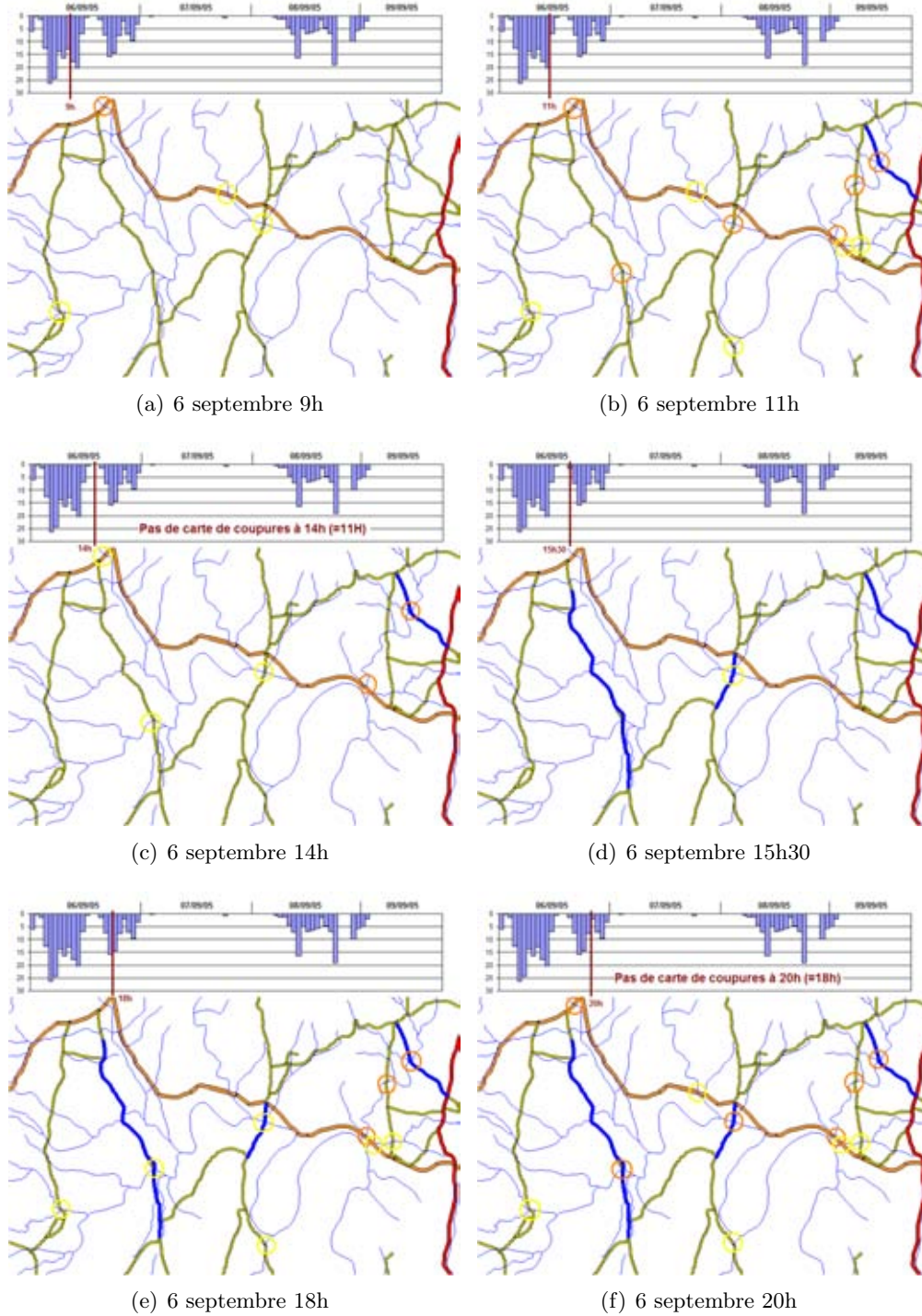
8 septembre : 22h

L'orage touche bientôt à sa fin. 4 intersections, dont les 3 effectivement submergées, sont encore qualifiées d'un niveau de risque de coupure.

9 septembre : 6h, 8h et 16h

Le lendemain matin, 5 heures après la fin de l'orage, le modèle n'annonce plus aucune coupure de route. Néanmoins, 2 tronçons sont encore fermés pour les raisons déjà invoquées plus haut. Ils seront réouvert au cours de la journée. A 16h, tout est rentré dans l'ordre.

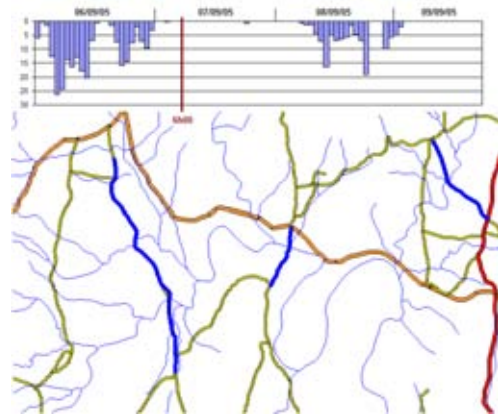
FIG. 7.23 – Etude chronologique des submersions du réseau routier sur la Zone 2



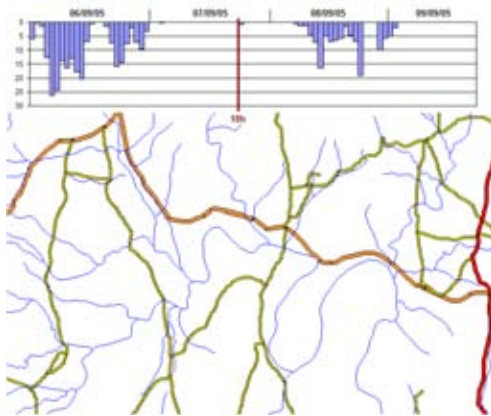
7.5 Etude de la chronologie des annonces d'alerte



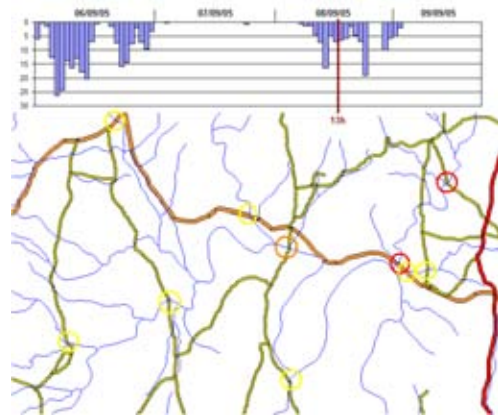
(g) 7 septembre 00h



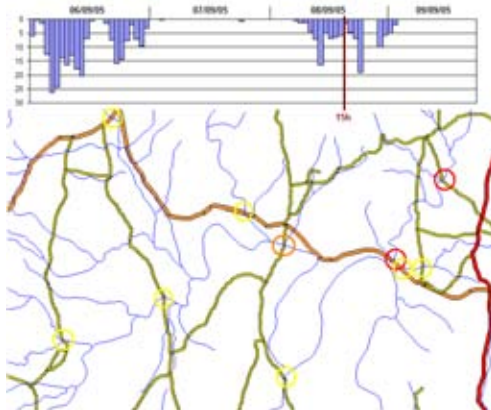
(h) 7 septembre 06h



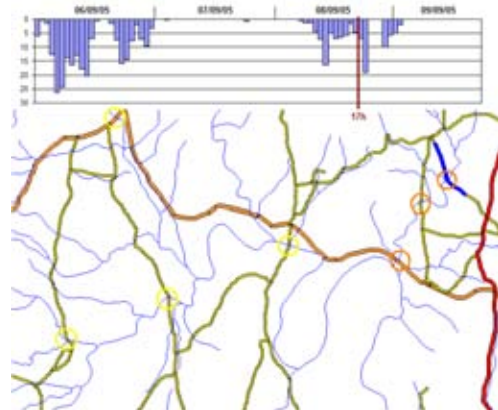
(i) 7 septembre 18h



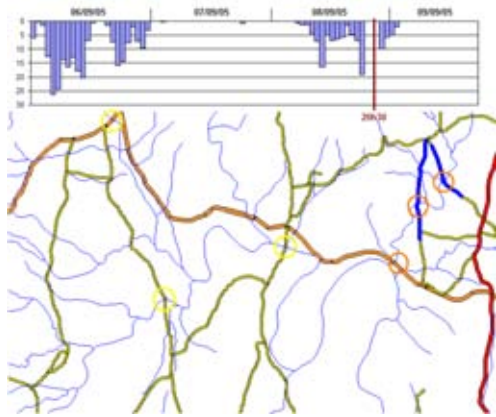
(j) 8 septembre 13h



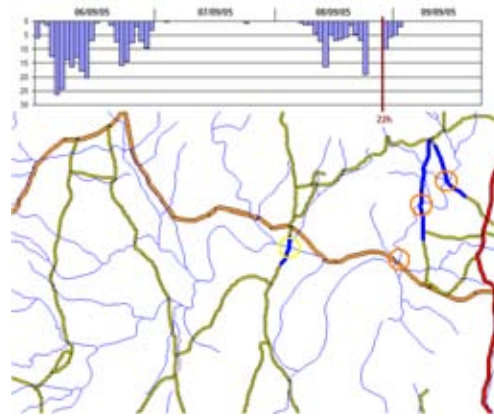
(k) 8 septembre 15h



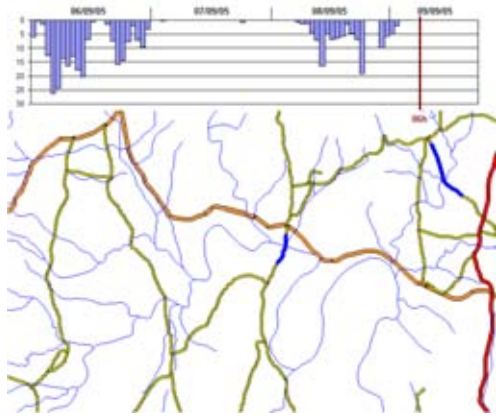
(l) 8 septembre 17h



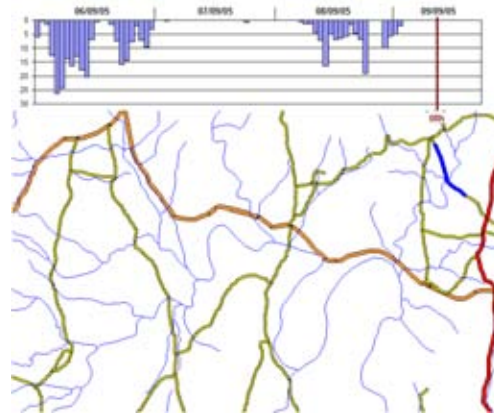
(m) 8 septembre 20h30



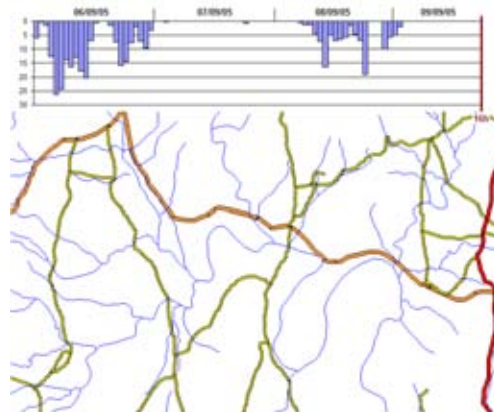
(n) 8 septembre 22h



(o) 9 septembre 6h



(p) 9 septembre 8h



(q) 9 septembre 16h

7.6 Bilan sur 3 critères

Afin d'évaluer la Chronologie de la même manière que l'Efficacité et la Lisibilité, on définit un critère numérique. Ce critère représente, parmi les intersections submergées indiquées par le modèle, le pourcentage de celles qui sont bien anticipées. Seules quelques submersions survenues lors de l'événement du 6 septembre 2005 sont annoncées avec un retard de plusieurs heures. L'absence d'indication sur la localisation précise de la submersion pour cet événement rend difficile l'analyse de ces retards. Pour les 4 événements ayant occasionné des coupures sur les zones d'étude, on récapitule les résultats en juxtaposant les valeurs de ces 3 critères. Les résultats sont très satisfaisants.

	Efficacité		Lisibilité		Chronologie	
	Basse	Haute	Basse	Haute	Basse	Haute
21 novembre 2003	100%	100%	4%	15%	-	-
29 novembre 2003	100%	100%	25%	30%	85%	100%
3 novembre 2004	0%	0%	-	-	-	-
6 septembre 2005	69%	90%	19%	27%	75%	80%

TAB. 7.11 – *Bilan sur les 3 critères d'évaluation*

En bref

Le modèle d'annonce de coupure fournit des résultats très satisfaisants, avec la désignation des submersions principales du réseau routier. Ces tests valident l'approche globale de notre travail. L'incertitude liée au modèle hydrologique, qui s'exprime à travers la proposition de deux hypothèses de débit (basse et haute), ne compromet pas la désignation des coupures de route. Les trois critères désignés pour évaluer sa pertinence vont dans ce sens.

En premier lieu, l'Efficacité du modèle a été démontrée puisque nous avons vu que qu'il permettait de retrouver la quasi-totalité des intersections submergées, en caractérisant généralement les coupures réelles des niveaux de risque les plus forts.

La Lisibilité des résultats est aussi un objectif atteint. Les fausses alertes, même nombreuses dans le cas d'un événement pluvieux important, permettent toujours de définir des itinéraires sûrs, sur lesquels le risque de coupure est nul ou très faible.

Enfin, la Chronologie des submersions de route est bien retranscrite. Le modèle anticipe généralement les fermetures de route réalisée par les services de la DDE en les annonçant quelques heures plus tôt.

L'utilisation de la vulnérabilité permet de hiérarchiser les niveaux de risque sans se fier uniquement à l'estimation de l'aléa. On peut ainsi s'affranchir d'une part des incertitudes induites par le modèle hydrologique. Lorsqu'on tient uniquement compte de ses estimations de débit, il n'est pas possible de se focaliser sur les coupures réelles du réseau routier. Si on abaisse les seuils de sélection, on « noie » les résultats parmi de nombreuses fausses alertes. La définition de niveaux de risque est alors impossible.

CONCLUSION

Ce travail de thèse proposait d'étudier comment les données géographiques, seules informations disponibles entièrement sur un territoire, pouvaient améliorer notre perception du risque de submersion du réseau routier. Pour cela, nous avons étudié d'une part la vulnérabilité structurelle du réseau routier -à savoir la propension des tronçons à être plus sensibles au risque de submersion suivant leur position dans son environnement-, et d'autre part, nous avons essayé d'évaluer l'aléa hydrologique auquel ils sont soumis en fonction de l'intensité et de la distribution spatiale des précipitations. Nous avons ensuite combiné ces deux informations pour en définir des niveaux d'alerte. Voici pour chacune de ces trois étapes, les conclusions et perspectives auxquelles elles ont conduit.

Conclusions et perspectives de l'étude de la vulnérabilité structurelle

Le Plan d'Intervention aux Crises Hydrologiques (PICH) réalisé par les services de la DDE du Gard nous a fourni de nombreuses informations sur la localisation des routes submergées. Nous avons constaté que près de 80% des coupures avaient lieu au niveau d'un ouvrage de franchissement, là où les réseaux hydraulique et routier se croisent. Concernant les 20% restants, on retrouve soit des points bas, des lieux d'accumulation naturelle des eaux de pluie, soit des débordements de rivière lorsque celle-ci longe la route. De petits ouvrages de franchissement -de type buse- ou des fossés ont souvent été retrouvés à l'endroit de ces submersions lors d'une enquête terrain. L'hypothèse la plus vraisemblable pour expliquer ces débordements relève d'un problème de mauvaise conception et/ou d'entretien des structures. D'autre part, le MNT et les données cartographiques ne semblent pas suffisamment précis pour retracer la position exacte de la rivière par rapport à la route et ainsi expliquer ces submersions.

Cet argument de mauvais dimensionnement peut aussi être utilisé pour expliquer le débordement des points d'intersection. Contrairement aux structures énoncées ci-dessus, ces ouvrages de franchissement disposent généralement d'informations quant à leur conception. L'utilisation d'un indice représentant le rapport entre un débit décennal et un débit critique de l'ouvrage a montré un caractère discriminant.

En parallèle, nous avons analysé, à l'échelle locale, comme à celle du bassin versant amont, toutes les informations géographiques susceptibles de jouer un rôle dans la propension des tronçons routiers à être submergés. Il est apparu que, dans une zone géographique donnée, les intersections localisées dans les secteurs de faibles pentes et de basses altitudes, sont plus exposées que les autres au risque de coupure. Nous avons aussi constaté que ce sont généralement les bassins versants les plus grands qui en sont responsables.

A partir de ces trois indices, nous avons défini une méthode de caractérisation du niveau de vulnérabilité structurelle auquel est soumis l'ouvrage. Cette méthode permet de qualifier l'intersection d'une propension, forte à faible, à être submergée. Cette sélection a été confirmée par les distributions de périodes de retour des submersions connues contenues dans chacune de ces catégories.

Cette méthode a été calée et validée à partir d'indices relatifs, définis sur des secteurs restreints et homogènes d'un point de vue géographique et topographique. Il est désormais nécessaire de se demander comment transposer cette méthode sur l'ensemble du département du Gard en revenant sur ces hypothèses de départ. Dès lors que l'on s'intéresse à des territoires plus vastes, comprenant des gradients plus forts de ces valeurs, ces distributions homogènes des indices, ainsi que la possibilité d'y différencier les points submersibles des points non submersibles, peuvent être remises en question. C'est par cet argument que nous avons écarté la *zone 3* qui montrait un contraste avec la topographie des autres zones. Située dans une des parties les plus montagneuses du département, la configuration du réseau routier n'était pas comparable avec celle retrouvée ailleurs.

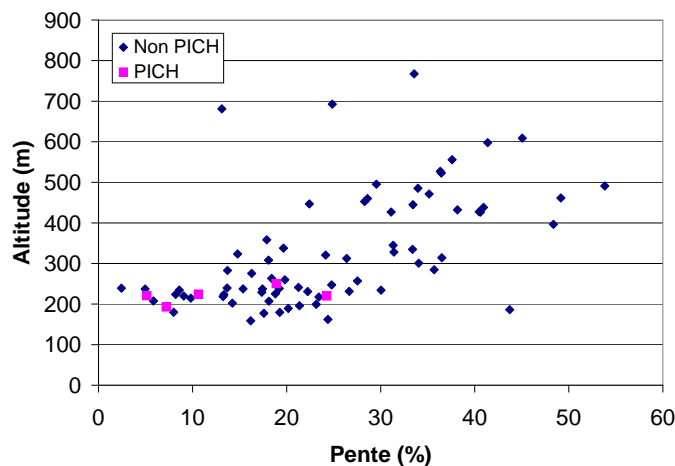


FIG. 8.1 – *Courbe Pente/Altitude sur la zone 3*

Néanmoins, lorsque l'on regarde attentivement les localisations des points submersibles recensés dans le PICH, on s'aperçoit qu'ils sont une minorité à se trouver dans les Cévennes intérieures. De plus, ceux-ci sont situés à l'intérieur des vallées les plus profondes, autour des cours d'eau principaux. Ainsi, lorsque l'on reprend les points submersibles indiqués sur la *zone 3* et qu'on remplace les côtoiements par les intersections les plus proches, on

constate que les 5 points submersibles se retrouvent pour les altitudes et les pentes les plus faibles de cette zone (Fig. 8.1). Cela montre bien la pertinence de notre approche qui se focalise en priorité sur les ouvrages de franchissement se trouvant dans les plus grandes vallées. L'application de la méthode, basée sur les critères relatifs, sélectionnerait trop de points vulnérables. Un travail d'analyse est donc nécessaire pour prendre en compte cette hétérogénéité topographique.

Enfin, cette évaluation de la vulnérabilité ne peut être qu'améliorée au fil du temps. Une confirmation de la vulnérabilité supposée *a priori* se révélerait utile pour encore optimiser les résultats du modèle de prévision. On espère ainsi limiter le nombre de fausses alertes et se focaliser davantage sur les parties les plus sensibles du réseau. Ces ajouts peuvent être des informations de positionnement de la route par rapport à l'ouvrage de franchissement, ou tout simplement des remarques liées aux fréquences de coupure constatées.

Conclusions et perspectives de l'étude de l'aléa

Nous nous sommes ensuite intéressés à l'aléa hydrologique auxquels les points d'intersections préalablement identifiés et leurs bassins versants amont sont soumis. Son estimation nécessite de déterminer un débit à l'exutoire de chacun des bassins, dont aucun ne fait l'objet de mesure débitométrique. Pour pallier cette absence et estimer les valeurs de débit pour l'ensemble de ces points du réseau hydrographique, nous avons utilisé un modèle pluie/débit semi-distribué. Ce modèle, simple et robuste, repose pour beaucoup sur les informations topographiques et géométriques des bassins versants étudiés. Lors des essais de modélisation effectués sur les bassins jaugés de la région, la distribution spatiale des pluies est apparue comme une donnée d'entrée importante, nécessitant fiabilité et qualité. Si ces conditions sont remplies (les données radar pourraient y contribuer), le modèle, qui juxtapose une fonction de production de type SCS, et une fonction de transfert basée sur l'onde cinématique, fournit des résultats satisfaisants en calage et validation sur ces bassins jaugés.

Les phénomènes hydrologiques dominants, que représentent les écoulements rapides lors d'une crue « éclair », sont bien reproduits par le modèle. Dans l'état actuel des choses, bien que certaines cohérences géographiques de réponse hydrologique aient été constatées, les tentatives pour relier le Curve Number (CN) aux caractéristiques du sol et du sous-sol se sont soldées par des échecs. L'absence de sens physique et la variabilité des valeurs déterminées pour chacune des classes de sol définies (géologie et occupation du sol) nous ont contraints à utiliser un CN uniforme lors du calcul des débits.

Ce calage grossier peut être amélioré. La variabilité spatiale des capacités de stockage du sol doit pouvoir être mieux reliée aux caractéristiques de celui-ci. Les banques de données dont nous disposons ne sont pas suffisamment informatives pour créer des catégories ayant une cohérence hydrologique (hydrotype). Néanmoins, nous devons relativiser leur influence et l'interprétation que l'on peut en faire avec le modèle, simple et robuste, employé. CINECAR est loin de pouvoir prendre en compte la complexité des processus (mal connus!) intervenant lors de la genèse d'une crue « éclair ». Jusqu'à maintenant, aucun outil ne s'est montré capable de reproduire parfaitement, et à coup sûr, l'émergence des pics de crue. Il ne faut donc pas espérer d'amélioration nette des résultats de simulation,

mais seulement quelques progrès marginaux quant à la pré-détermination des paramètres et leur variabilité spatiale.

Malgré cela, les jeux de paramètres ont pu être rapportés à des indicateurs simples, comme la position des précipitations dans la saison et l'antécédent pluviométrique, pour caractériser leur variabilité temporelle. Sur cette base, un jeu de CN peut être déterminé à chaque début d'événement. On obtient, pour chaque point observé, une hypothèse basse et une hypothèse haute du débit de crue.

Le modèle ayant fait preuve de robustesse lors du transfert de ses paramètres sur d'autres bassins lors de la validation, nous avons extrapolé ces résultats à l'ensemble des sous-bassins qui constituent le territoire de modélisation. Cette hypothèse forte de similitude hydrologique ne peut être vérifiée en l'état. Ce sont seulement les résultats finaux, provenant de la prévision de coupure, qui peuvent nous autoriser, ou non, à valider cette approche.

Conclusions et perspectives de l'annonce de coupure

Cette validation finale sur des événements pluvieux récents pour lesquels nous disposons de cartes d'état du réseau routier s'est déroulée en deux étapes.

Tout d'abord, la vulnérabilité et l'aléa ont été combinés. Les estimations de débits sont rapportées à des valeurs seuils correspondant à des périodes de retour d'événement courant (2 ans), rare (10 ans) et exceptionnel (50 ans). Ces valeurs ont été reliées aux distributions des périodes de retour de submersion définies par classe de vulnérabilité. Au final, on détermine une probabilité, plus ou moins grande, qu'a le point d'être submergé. Cette évaluation du risque encouru par l'ouvrage de franchissement est en suite quantifiée (faible, moyen et fort) en fonction de cette probabilité à la submersion.

Le modèle d'annonce de coupure a été évalué selon plusieurs critères mesurant sa capacité à indiquer les coupures effectives par des niveaux élevés de risque, à limiter le nombre de fausses alertes et à retranscrire chronologiquement la coupure avant qu'elle ne soit indiquée par les services de la DDE. Ces essais ont montré que le modèle fournit de bons résultats. La quasi totalité des coupures effectives survenues lors de ces orages ont été identifiées et bien représentées dans le temps. De plus, le nombre de fausses alertes est resté assez limité et autorise dans chaque situation la définition d'un itinéraire parallèle sûr, où le risque est minimisé.

Les résultats de modélisation hydrologique ont montré qu'ils étaient suffisants pour simuler correctement, dans l'espace et dans le temps, les réponses des bassins versants aux précipitations. Les résultats concluant de cette validation finale avalisent notre démarche de transfert des paramètres, ainsi que leur pré-détermination saisonnière. Les limites de la modélisation hydrologique nous ont imposé l'utilisation d'un modèle simple ne fournissant que des ordres de grandeurs des débits. On constate que cela est suffisant pour annoncer des alertes graduées. Le but n'est pas ici de reproduire parfaitement l'hydrogramme de crue mesuré en station (déjà très éloigné de la vérité!), mais de savoir indiquer où il est

possible que les débits causent des dégâts. Contrairement à beaucoup d'idées reçues, nous venons de démontrer qu'un modèle hydrologique, même rustique, peut être utilisé en opérationnel. Malgré les lourdes incertitudes qui entourent son fonctionnement, l'emploi d'un modèle pluie/débit s'avère efficace pourvu qu'il ne soit pas seul.

La définition de la vulnérabilité est apparue comme un élément indispensable pour ne pas faire reposer la définition du risque sur le seul aléa hydrologique, et ainsi faire l'erreur de considérer toutes les intersections comme semblables face au risque inondation. Comme on l'a conseillé ci-dessus, cette voie doit être poursuivie. L'ajout d'informations supplémentaires sur la position réelle de la route dans son environnement peut accentuer ou diminuer la qualification de la vulnérabilité. Une route surélevée à l'aide de pilotis peut changer de classe bien qu'elle vérifie les critères géographiques de forte vulnérabilité par exemple.

Conclusions sur l'utilisation de ce travail

Encore une fois, faisons preuve de la plus grande modestie. Ces quelques pages n'avaient pas pour objectif de fournir, clef en main, un modèle opérationnel de prévision de coupure. Ce prototype, précurseur dans ses objectifs, ouvre de nombreuses pistes pour améliorer son fonctionnement, et avancer sur le difficile chemin de la gestion de crise. Il est sujet à de nombreuses améliorations, dont certaines viennent d'être énoncées.

Quoi qu'il advienne par la suite, ce type de prévision doit rester informatif. Ce n'est pas un modèle de décision, une probabilité de coupure n'est pas un calcul d'itinéraire. Cette distribution du risque sert à alimenter la discussion, et en dernier lieu doit pouvoir faciliter la prise de décision, après vérification de l'information.



Bibliographie

- Anderson, R., Koren, V., and Reed, S. (2005).
Using ssurgo data to improve sacramento model a priori parameter estimates.
Journal of Hydrology, 320:p. 103–116.
- Antoine, J.-M., Desailly, B., and Gazelle, F. (2001).
Les crues meutrières, du Roussillon au Cévennes.
In *Annales de géographie*, volume 622, pages 597–623.
- Arge, L., Chase, J. S., Halpin, P., Toma, L., Vitter, J. S., Urban, D., and Wickremesinghe, R. (2003).
Efficient flow computation on massive grid terrain dataset.
Geoinformatica, 7(4):p. 283–313.
- Arge, L., Toma, L., and Vitter, J. S. (2000).
I/o efficient algorithms for problems on grid-based terrains.
Journal of experimental algorithms.
- Ayral, P.-A. (2005).
Contribution à la spatialisation du modèle opérationnel de prévision des crues éclair ALTHAÏR.
PhD thesis, Université de Provence - Aix-Marseille 1.
- Ayral, P.-A., Desprats, J.-F., Pinel, D., Sauvagnargues-Lesage, S., King, C., and Dorfliger, N. (2003).
Intégration de la variabilité spatiale de l'infiltration des sols dans un modèle de prévision des crues opérationnel: Althair - zone test du bassin versant du Gardon d'Anduze.
Bulletin de la Société Française de photogrammétrie et de télédétection, hydrosystèmes et télédétection à haute résolution, 172:p. 22–30.
- Berne, A. (2002).
Précipitations méditerranéennes intenses en milieu urbain: interprétation physique et analyse statistique de mesures à fines échelles spatio-temporelles, impact de la variabilité spatiale sur la réponse de bassins versants.
PhD thesis, Université de Grenoble 1.
- Bertens, J., Bruschi, V. M., and Weichselgartner, J. (2000).
Natural risk assessment in environmental policy-making: a conceptual approach towards sustainable policy actions.
Second EuroConference on Global change and catastroph risk management: earthquake risks in Europe.
- Beven, K. and Kirkby, M. (1979).
A physically variable contributing area model of catchment hydrology.
Hydrolo. Sci. Bull., (24):p. 43–69.
- Beven, K. J. (2001).
Rainfall-runoff modelling The Primer.
Wiley.
- Bloschl, G. and Sivapalan, M. (1995).
Scale issues in hydrological modelling - a review.
Hydrological processes, 9(3):p. 251–290.

- Borah, D., Prasad, S., and Alonso, C. (1980).
Kinematic wave routing incorporating shock fitting.
Water Resources Research, 16(3):p. 529–541.
- Bourque, L., Siegel, J., Kano, M., and Wood, M. (2006).
Morbidity and mortality associated with diasters, pages p. 97–167.
Handbook of disasters. Springer, H. Rodriguez, R. Dynes, E. Quaratelli edition.
- Bras, R. L. (1990).
Hydrology, an introduction to hydrologic science.
Series in Civil Engineering. Addison-Wesley.
- Bressand, F. (2001).
Le projet althair du service d’annonce des crues du Gard.
Technical report, Nîmes, direction départementale de l’équipement (DDE30).
8 p.
- Buttaert, W., Celleri, R., Willems, P., De Bièvre, B., and Wyseure, G. (2006).
Spatial and temporal rainfall variability in mountains areas: A case study from the south
ecuadorian andes.
Journal of hydrology, 329:p. 413–421.
- CEMAGREF (1980).
Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants. méthode SOCOSE et CRU-
PEDIX.
Technical report.
- Cudennec, C. (2000).
*Description mathématique de l’organisation du réseau hydrographique et modélisation
hydrologique*.
PhD thesis, Ecole Nationale Supérieure Agronomique de Rennes.
- Cutter, S. (1996).
Vulnerability to environmental hazards.
Progress in Human Geography, 20(4):p. 529–539.
- Datin, R. (1998).
*Outils opérationnels pour la prévention des crues rapides : traitement des incertitudes
et intégration des prévisions météorologiques. Développement de TOPMODEL pour la
prise en compte de la variabilité spatiale de la pluie. Application au bassin versant de
l’Ardèche*.
PhD thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Delrieu, G., Ducrocq, V., Gaume, E., Nicol, J., Payraastre, O., Yates, E., Kirstetter, P.-E.,
Andrieu, H., Ayrat, P.-A., Bouvier, C., Creutin, J.-D., Livet, M., Anquetin, A., Lang,
M., Neppel, L., Obléd, C., Parent-du Chatelet, J., Saulnier, G.-M., Walpersdorf, A., and
Wobrock, W. (2005).
The catastrophic flash-flood event of 8-9 september 2002 in the Gard region, France: a
first case study for the Cévennes-Vivarais Mediterranean Hydro-meteorological Obser-
vatory.
Journal of Hydrometeorology, 6:p. 34–52.

- Desprats, J., Pinel, D., Ayrat, P.-A., Bressanf, F., King, C., and Dorfliger, N. (2001).
Cartographie du potentiel d'infiltration des sols du bassin versant du Gardon d'Anduze
comme élément d'amélioration du modèle de prévision de crue du Gard.
Technical report, Bureau de recherche géologique et minière (BRGM), Ecole des mines
d'Alès (EMA), Direction départementale de l'équipement, Nîmes (DDE30).
7 p.
- Dooge, J. (1973).
Linear theory of hydrologic system.
US Department of Agriculture technical bulletin, 1468.
- Dunn, S. and Lilly, A. (2001).
Investigating the relationship between a soils classification and the spatial parameters of
a conceptual catchment-scale hydrological model.
journal of Hydrology, 252:p. 157–173.
- Edijatno and Michel, C. (1989).
Un modèle pluie-débit journalier à trois paramètres.
La Houille Blanche, (2):p. 113–121.
- Evans, I. (1979).
An integrated system of terrain analysis and slope mapping.
Final report on grant da-ero-591-73-g0040, University of Durham, England.
- Evans, J. and Jakeman, A. (1998).
Development of a simple, catchment-scale, rainfall-evapotranspiration-runoff model.
Environmental Modelling and Software, 13:p. 385–393.
- Faurès, J., Goodrich, D., Woolhiser, D., and Sorooshian, S. (1995).
Impact of small-scale spatial rainfall variability on runoff modeling.
Journal of Hydrology, 173:p. 309–326.
- Fiorucci, P., Gaetani, F., Minciardi, R., and Trasforini, E. (2005).
Natural risk assessment and decision planning for disaster mitigation.
Advances in geosciences, 2:p. 161–165.
- Flügel, W. (1995).
*Delineating hydrological response units by geographical information system analyses for
regional hydrological modelling using PRMS/MMS in the drainage basin of the river Bröl*,
volume Issues in hydrological modelling, (J.D. Kalma et M. Sivapalan, Eds.).
Wiley, Chischester, UK.
p. 181-194.
- Fohrer, N., Möller, D., and Steiner, N. (2002).
An interdisciplinary modelling approach to evaluate the effects of land use change.
Physincs and Chimistry of the Earth, 27:p. 655–662.
- Garry, G. (1994).
Evolution et rôle de la cartographie dans la gestion des zones inondables en france.
Mappemonde, 4:p. 10–16.
- Garry, G., Graszak, E., Hubert, T., Guyot, P., and Roy, J.-L. (1999).
Plan de prévention des risques naturels : Risque d'inondation, guide méthodologique.
La documentation française, ministère de l'environnement edition.
124 p.

- Gaume, E. (2002).
Eléments d'analyse sur les crues éclair.
PhD thesis, ENGREF, CEREVE.
- Gaume, E., Livet, M., and Pons, M. (2000).
Analyse du comportement des parties amont des bassins versants lors des crues des 12 et 13 novembre 1999 dans l'aude, les pyrénées orientales et le tarn.
Technical report, Ministère de l'environnement.
- Gaume, E., Payrastre, O., and Rosa da Silva, B. (2003).
Analyse hydrologique des crues des 8 et 9 septembre 2002 dans le gard.
pp 95, Ministère de l'écologie et du développement durable.
- Gleyze, J.-F. (2005).
La vulnérabilité structurelle des réseaux de transport dans le contexte des risques.
PhD thesis, Université paris 7.
- Goutorbe, J.-P., Alquier, M., Datus, D., Ducuing, J.-L., Estupina, V., Gregoris, Y., and De Saint Vincent, A. R. (2000).
Using space observations for flood monitoring: the pactes project.
Technical report, Météo France, Toulouse, institut de mécanique des fluide de Toulouse (IMFT).
7 p.
- Gupta, V., Waymire, E., and Wang, T. (1980).
Representation of an instantaneous unit hydrograph from geomorphology.
Water Resources research, 16:p. 855–862.
- Hayami, S. (1951).
On the propagation of flood wave.
Disaster Prevention Research Institute Bulletin, 1:p. 1–16.
- Hewlett, J. (1974).
Comments on letters relating to 'role of subsurface flow in generating surface runoff' by r. allan freeze.
Water Ressources Research, 10(3):p. 605–608.
- Hornberger, G., Beven, K., Cosby, B., and Sappington, D. (1985).
Shenandoah watershed study: Calibration of a topography-based, variable contributing area hydrological model to small forested catchment.
Water Ressources Research, 21(12):p. 1841–1850.
- Horton, R. (1933).
The role of infiltration in hydrological cycle.
Transactions of the American Geophysical Union, 14:p. 446–460.
- HYDRATEC, SIEE, and territoire, C. (1998).
Rapport de synthèse - évaluation des dommages liés aux crues en région ile-de-france.
Technical report, Les Grands Lacs de Seine.
107 p.
- IFEN (2000).
Base de données d'occupation des sols corine land cover.
page web : <http://www.ifen.fr/base-de-donnees/occupation-du-sol/produits.html>.

- IGN (2004).
Bd carto descriptif de livraison.
Technical report.
52 p.
- INRA (2000).
Base de données sols du Languedoc-Roussillon (bdsol-lr).
page web : <http://www.umr.lisah.fr/bdsolr/asp/presentegen.asp>.
- Jackson, C. (1992).
Hillslope infiltration and lateral downslope unsaturated flow.
Water Resources research, 28(9):p. 2533–2539.
- Jakeman, A. J., Littlewood, I., and Whitehead, P. G. (1990).
Computation of the instantaneous unit hydrograph and identifiable component flows with application to two small upland catchments.
Journal of hydrology, (117):p. 275–300.
- Jonkman, S. (2005).
Global perspectives on loss of human life caused by floods.
Natural hazards, 34:p. 151–175.
- Jonkman, S. and Kelman, I. (2005).
An analysis of causes and circumstances of flood disaster deaths.
Disasters, 29:p. 75–97.
- Kavetski, D., Kuczera, G., and Franks, S. (2003).
Semidistributed hydrological modeling: a "saturation path" perspective on topmodel and vic.
Water resources research, 39(9 p.).
- Kite, G. and Kouwen, N. (1992).
Watershed modeling using land classification.
Water Resources Research, 28(12):p. 3193–3200.
- Knebl, M., Yang, Z.-L., Hutchison, K., and Maidment, D. (2005).
Regional scale flood modeling using nexrad rainfall, gis, and hec-hms/ras: a case study for san antonio river basin summer 2002 storm event.
Journal of Environmental Management, 75:p. 325–336.
- Krysanova, V., Müller-Wohlfeil, D.-I., and Becker, A. (1998).
Development and test of a spatially distributed hydrological/water quality model for mesoscale watersheds.
Ecological modelling, 106:p. 261–289.
- La Barbera, P. and Roth, G. (1994).
Scale properties and scale problems: network morphology and network identification from digital elevation maps, volume Advances in Distributed Hydrology.
Rosso, R., Peano, A., Becchi, I. et Bemporad, G.A. (Eds), Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado.
- Lavabre, J., Fouchier, C., Folton, N., and Gregoris, Y. (2003).
SHYREG : une méthode pour l'estimation régionale des débits de crue. application aux régions méditerranéennes françaises.
Ingénierie-EAT, n° spécial Risques naturels et aménagement du territoire:p. 97–111.

- Lavabre, J. and Grégoris, Y. (2005).
AIGA : un dispositif d’alerte des crues sur l’ensemble du réseau hydrographique.
Ingénieries, 44:p. 3–12.
- Lebel, T. (1984).
Moyenne spatiale de la pluie sur le bassin versant : estimation optimale, génération stochastique et gradex des valeurs extrêmes.
PhD thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Lescure, M. (2004).
Politique de gestion des inondations en France, exemple du Gard.
In Batna, editor, *Acte des journées techniques.*
- Liang, X., Lettenmaier, D., Wood, E., and Burges, S. (1994).
A simple hydrologically based model of land surface water and energy fluxes for gcms.
Journal of Geophysic Research, 99:p. 14415–14428.
- Lignon, S. (2004).
Mis en place du Plan d’Intervention des Crises Hydrologiques (PICH) à la DDE du Gard.
Master’s thesis, Ecole des Mines d’Alès, Université de Montpellier.
67 p.
- Maréchal, D. and Holman, I. (2005).
development and application of a soil classification-based conceptual catchment-scale hydrological model.
journal of Hydrology, 312:p. 277–293.
- Marchandise, A. (2007).
Modélisation hydrologique distribuée sur le Gardon d’Anduze ; étude comparative de différents modèles pluie-débit, extrapolation de la normale à l’extrême et tests d’hypothèses sur les processus hydrologiques.
PhD thesis, Université Montpellier 2.
- MEDD (2004).
Crues du Gard 2002 : retour d’expérience.
Réponses environnement. La documentation française.
- Mitasova, H. and Mitas, L. (1993a).
Interpolation by regularized spline with tension: Application to terrain modeling and surface geometry analysis.
Mathematical Geology, 25(6):p. 657–669.
- Mitasova, H. and Mitas, L. (1993b).
Interpolation by regularized spline with tension: Theory and implementation.
Mathematical Geology, 25(6):p. 641–655.
- Mitchell, K. and DeWalle, D. (1998).
Application of the snowmelt runoff model using multiple-parameter landscape zones on the towanda creek basin.
Journal of the American Water Resources Association, 34:p. 335–354.
- Montgomery, D. and Dietrich, W. (1989).
Source areas, drainage density, and channel initiation.
Water Resources Research, 25:p. 1907–1918.

- Montgomery, D. and Foufoula-Georgiou, E. (1993).
Chanel network source representation using digital elevation models.
Water Resources Research, 29:p. 3925–3934.
- Morel, G. (2005).
Osiris-inondation : un outil issu de la recherche européenne pour planifier la gestion de crise au niveau local.
Systèmes d'information géographique et gestions des risques, pages p. 62–66.
- Morel, G. and Talercio, G. (2002).
Systèmes d'aide à la décision pour l'environnement : point de vue global aux solutions locales pour la gestion des inondations.
Technical report, Centre d'études maritimes et fluviales (CETMEF), Guy Talercio Consultant.
9 p.
- Mouelhi, S. (2003).
Vers une chaîne cohérente des modèles pluie-débit conceptuels globaux aux pas de temps pluriannuel, annuel, mensuel et journalier.
Master's thesis, ENGREF.
- Moulin, L. and Gaume, E. (2007).
Evaluation of rainfall-runoff models for flash-flood forecasting.
Technical report, FLOODsite.
- Moussa, R. (1996).
Analytical Hayami solution for the diffusive wave flood routing problem with lateral inflow.
Hydrological processes, 10:p. 1209–1227.
- Musy, A. (2003).
Cours d'hydrologie générale.
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), <http://hydram.epfl.ch/e-drologie/>.
- Nash, J. E. (1969).
A course of lectures on parametric or analytical hydrology.
Lecture n°12, University of Toronto, Pr38.
- Natale, L. and Todini, E. (1975).
A constrained parameter estimation techniques for linear models in hydrology.
Dans : *Mathematical Models for Surface Water Hydrology*. Wiley, Chichester.
- Neteler, M. and Mitasova, H. (2004).
Open source GIS : A GRASS GIS approach.
KAP, 2nd edition.
387 p.
- Obled, C., Wendling, J., and Beven, K. (1994).
The sensitivity of hydrological models to spatial rainfall patterns: an evaluation using observed data.
Journal of hydrology, 159:p. 305–333.
- O'Callaghan, J. and Mark, D. (1984).
The extraction of drainage networks from digital elevation data.
Graphics image processes, 28:p. 323–344.

- Perrin, C., Michel, C., and Andréassian, V. (2001).
Does a large number of parameters enhance model performance? comparative assessment of common catchment model structures on 429 catchments.
Journal of Hydrology, 242:p. 275–301.
- Perrin, C., Michel, C., and Andréassian, V. (2003).
Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation.
Journal of Hydrology, (279):p. 275–289.
- Pike, R. (1988).
The geometric signature: Quantifying landslide terrain types from digital elevation models.
Mathematical Geology, 20(5):p. 491–511.
- Ponce, V., Li, R., and Simons, D. (1978).
Applicability of kinematic and diffusion models.
ASCE Journal Hydrology, 104(HY3):p. 353–360.
- Rawls, W., Brakensiek, D., and Miller, N. (1983).
Green-ampt infiltration parameters from soil data.
Journal of Hydraulic engineering, 109(1):p. 62–70.
- Reuche, S. (2001).
La géomatique au service de la sécurité civile.
Master's thesis, Université de Metz, département de géographie.
67 p.
- Rodriguez-Iturbe, I. and Valdès, J. (1979).
The geomorphological structure of hydrologic response.
Water Resources research, 15(6):p. 1409–1420.
- Rousseaux, F. (2006).
Caractérisation d'erreurs sur un modèle numérique de terrain en fonction de zones morphologiques.
Bulletin d'information scientifique et technique de l'IGN, 75(1):p. 95–100.
- Ruin, I. (2003).
Analyse spatiale du comportement des victimes de crue rapide face à la crise. Le cas de la crue du Gard de septembre 2002.
Master's thesis, Université Joseph Fournier.
- Ruin, I., Gaillard, J.-C., and Lutoff, C. (2007).
Assessing motorists' flash flood risk perception on daily itineraries.
Environmental Hazards.
soumis.
- Sabol, G., Rumann, J., Khalili, D., Waters, S., and Lehman, T. (1995).
Rainfall losses in: Drainage design manual for Maricopa county, Arizona, vol1: Hydrology.
Flood control district of Maricopa county, Arizona, USA.
p. 1-19.

- Saporta, G. (1990).
Probabilité Analyse des données et statistiques.
éditions Technip.
493 p.
- Saulnier, G. (1996).
Information pédologique spatialisée et traitements topographiques améliorés dans la modélisation hydrologique par topmodel.
Master's thesis, Institut polytechnique de Grenoble.
- Saulnier, G.-M. and Datin, R. (2004).
Analytical solving of a bias in the topmodel framework water balance.
Hydrological Processes, 18 (7):p.1195–1218.
- Saulnier, G.-M., Obled, C., and Beven, K. (1997).
Including spatially variable effective soil depths in topmodel.
Journal of Hydrology, 202:p. 158–172.
- Sempere, D. (1990).
Calcul de la lame d'eau ruisselée dans la modélisation pluie-débit - limitations des approches globales et introduction simplifiée de la topographie et de la variabilité spatiale des pluies -application aux bassins versants du Gardon d'Anduze et du Réal Collobrier.
PhD thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Sivapalan, M., Woods, R., and Kalma, J. (1997).
Variable bucket representation of topmodel and investigation of the effects of rainfall heterogeneity.
Hydrological Processes, 11:p. 1307–1330.
- Smemoe, C., Nelson, E., and Zhoa, B. (2004).
Spatial averaging of land use and soil properties to develop the physically-based green and ampt parameters for hec-1.
Environmental Modelling and Software, 19:p. 525–535.
- Smith, M. B., Koren, V. I., Zhang, Z., Reed, S. M., Pan, J.-J., and Moreda, F. (2004).
Runoff response to spatial variability in precipitation: an analysis of observed data.
Journal of hydrology, 298:p. 276–286.
- Staes, C., Orengo, J. C., Malilay, J., Rullan, J., and Noji, E. (1994).
Deaths due to flash floods in puerto rico, january 1992: Implication for prevention.
International Journal of Epidemiology, 23(5):p. 968–975.
- Tang, Z., Engel, B., Pijnowski, B., and Lim, K. (2005).
Forecasting land use change and its environmental impact at a watershed scale.
Journal of Environmental Management, 76:p. 35–45.
- Tarboton, D. (1997).
A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models.
Water Resources Research, 33(2):p. 309–319.
- Tiberi-Wadier, A.-L. (2006).
Modélisation hydrologique de bassins versants soumis à des crues éclair.
Master's thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
35 p.

- Unwin, D. (1975).
Introduction to trend surface analysis.
In Geobooks, N., editor, *Concepts and Techniques in Modern Geography (CATMOG)*,
volume 5, page 40.
- USDA (1956).
Hydrology, National Engineering Handbook.
- Van Lynden, G. W. J. and Mantel, S. (2001).
The role of GIS and remote sensing in land degradation assessment and conservation
mapping: some user experiences and expectations.
JAG, 3:p. 61–68.
- Versini, P.-A. (2003).
Modélisation hydrologique sur des bassins non jaugés.
Master's thesis, Ecole Central de Nantes, Faculté des Sciences de Nantes.
- Winchell, M., Gupta, H. V., and Sorooshian, S. (1998).
On the simulation of infiltration- and saturation-excess runoff using radar-based rainfall:
Effects of algorithm uncertainty and pixel aggregation.
Water Resources Research, 34(10):P. 2655–2670.
- Wood, E., Lettenmaier, D., and Zartarian, V. (1992).
A land-surface hydrology parameterization with subgrid variability for general circulation
model.
Journal of geophysical research, 97:p. 2717–2728.
- Wood, J. (1996).
The Geomorphological Characterization of Digital Elevation Model.
p. 80-119, University of Leicester, UK, Department of Geography.
- Wooldridge, S. and Kalma, J. (2001).
Regional-scale hydrological modelling using multiple-parameter landscape zones and a
quasi-distributed water balance model.
Hydrology and Earth System Sciences, 5(1):p. 59–74.
- Woolhiser, D. and Liggett, J. (1967).
Unsteady one-dimensional flow over a plane: the rising hydrograph.
Water Resources Research, 3:p. 753–771.

POLITIQUE DE GESTION DU RISQUE INONDATION : INVENTAIRE DE L'EXISTANT

A.1 La gestion du risque inondation : définitions et méthode

A l'image d'autres risques naturels et technologiques (incendies, avalanches, tremblements de terre, explosions, . . .), les inondations peuvent entraîner de terribles conséquences sur la vie humaine, les ressources naturelles et, de fait, sur l'économie d'un pays. Tout autour des rivières, l'activité humaine s'est développée sans se préoccuper -ou si peu- des régimes naturels (hydrologiques et écologiques) de ces cours d'eau. En conséquence, le risque d'inondation a augmenté en même temps que l'urbanisation. Et comme nous l'avons montré en introduction, les routes, en tant que réseau de transport et de communication, représentent des enjeux importants lors de ces intempéries. De par leur rôle dans le tissu socio-économique et leur structure directement en contact avec l'aléa, elles représentent un lieu de grande vulnérabilité. C'est pourquoi la gestion du risque inondation, qu'elle se fasse en terme de prévention ou de gestion de crise demande une attention particulière, que ce soit de la part de la communauté scientifique comme des autorités civiles. Une approche adaptée, tenant compte de toute la complexité de la situation, est nécessaire pour faire face aux conséquences de ce risque naturel. Nous allons revenir ici sur la genèse de cette coopération et du développement des outils de gestion du risque inondation utilisés actuellement.

A.1.1 Une vision moderne de la gestion de risque : l'approche intégrée

Une approche nouvelle, dite intégrée, a émergé depuis une dizaine d'années (Fiorucci et al., 2005). Son objectif consiste à mieux gérer les ressources, de manière plus exhaustive, dans le but de faire face au risque en en minimisant les conséquences. Cette approche englobe la prévention, la prévision et la gestion de crise. Elle permet théoriquement le développement de comportements et d'initiatives qui tiennent davantage de la gestion que de la réaction. Les actions mises en place se nourrissent des dynamiques sociales, en allant au-delà de la simple correction ou compensation.

Pour cela, on ne se focalise pas uniquement sur les actions prises juste avant, pendant ou immédiatement après une catastrophe, avec pour seuls buts de limiter les pertes humaines et les dommages économiques. Cette démarche s'étend davantage dans le temps avec l'identification des risques potentiels et l'élaboration de plans de gestion de crise adaptés (assistance, plan d'évacuation,...).

Elle doit aussi englober toutes les composantes du risque définies en introduction : étude des processus physiques (aléa) et des structures humaines (enjeux) comme c'était le cas par le passé, mais aussi analyse des composantes techniques (vulnérabilité structurelle) et sociales (communication), ce qui l'était beaucoup moins.

Concernant cette dernière branche, c'est la communication au sein de la communauté complexe et diversifiée que représentent les acteurs de la gestion de risque (Bertens et al., 2000), qui doit être optimisée. L'échange de savoirs ou d'informations, qu'il se fasse entre les organes scientifiques et les autorités locales, ou entre la population et les preneurs de décisions, joue un rôle important.

A partir de là, trois tâches de travail distinctes sont définies dans la gestion de risque (Fiorucci et al., 2005) :

- Gestion du risque statique : son but est d'évaluer la distribution du risque sur le territoire sur la base d'informations locales (topographie, réseaux hydrographiques, occupation du sol...) tout en tenant compte des événements passés et historiques. On localise alors différentes zones potentiellement sûres ou à risque.
- Gestion du risque dynamique : basée sur l'information parvenant en temps réel (supposée fiable), on estime les zones potentiellement affectées par le plus grand risque et un intervalle de temps relatif à son déroulement. Pendant ce temps, des mesures pré-opérationnelles pouvant réduire l'impact du risque sont prises : délocalisation de certaines ressources, alerte des autorités locales, fermetures de certains axes dangereux...
- Gestion en temps réel : Dans ce cas, le risque est présent et l'événement en cours. Les actions pour combattre -si cela est possible- le sinistre et protéger la population sont mises en oeuvre. Une procédure de décision opérationnelle peut alors être appliquée pour aider la prise de décision par les autorités compétentes.

Le développement d'une telle approche a été facilité par l'émergence des Systèmes d'Information Géographique (SIG). Ces outils informatiques offrent la possibilité de donner substance à cette approche intégrée. Leur interface simple et visuellement conviviale permet l'intégration de modèles physiques et de bases de données conséquentes, avec la possibilité de les partager entre plusieurs utilisateurs. Nous présenterons quelques exemples de leur utilisation par la suite.

A.1.2 Utilisation des SIG

Manipulation de données, analyse, représentation dynamique de la vulnérabilité et de l'aléa ... Le SIG est aujourd'hui l'outil multifonctions incontournable dans la gestion de

risque (Van Lynden and Mantel, 2001). Il permet, après les avoir géo-référencées, d'associer différentes informations entre elles, et d'en tirer des conclusions sur leurs relations et dépendances spatiales.

Généralement, les données utilisées dans un SIG peuvent se retrouver sous deux formes différentes. Soit elles sont le résultat de photographie (images satellites, photos aériennes), soit ce sont des informations géo-référencées (raster, vecteurs ou données ponctuelles). Quelle que soit leur forme, plusieurs informations peuvent être couplées et représentées simultanément. La gestion du risque inondation nécessite, par exemple, les données représentant les réseaux hydrographiques, la topographie, les sols, ainsi que les événements historiques connus.

Un large panel d'outils peut ensuite être utilisé à l'intérieur du SIG pour mettre en forme ces données et trouver la représentation la mieux adaptée. Des outils statistiques permettent des simplifications et la représentation de valeurs moyennes par exemple. Il est aussi possible de construire des classes (densité de population moyenne) et de les représenter à l'intérieur de zones géographiques adaptées. Les données historiques peuvent être stockées pour cartographier les événements passés. Citons les limites des plus hautes eaux connues d'un cours d'eau qui peuvent être utilisées pour évaluer son débordement potentiel.

Le plus grand avantage des SIG tient dans la possibilité de leur adjoindre un modèle physique qui puisse anticiper le déroulement du phénomène à l'aide de simulations numériques. Les données contenues dans le SIG peuvent alors servir en entrée, comme en sortie, du modèle. Concernant le risque inondation, et comme nous le verrons par la suite, il en ressort souvent un scénario de crise, déclenché à partir d'un franchissement de seuil d'alerte. Ce scénario peut représenter une estimation des conséquences envisageables de la crue, ainsi que les mesures de secours à mettre en place.

Dans la partie suivante, nous allons décrire quelques exemples d'outils de gestion du risque inondation utilisant des représentations cartographiques, et plus spécifiquement des SIG pour certains d'entre eux. Pour chaque outil, nous expliquerons quels en sont les objectifs et à qui est destinée leur utilisation. Nous analyserons quel type d'information est utilisé et comment elle est traitée. Enfin nous nous intéresserons au type de modèle employé (hydrologique, hydraulique, . . .) et à la procédure de transmission de l'information (prévision ou temps réel).

A.2 Les outils de gestion du risque inondation

Afin de ne rien omettre, nous rappelons que des mesures structurelles peuvent être mises en oeuvre comme la construction de barrages écrêteurs de crue ou des digues de protections. Leurs rôles sont différents mais ils ont tous les deux pour objectif la protection des biens et des personnes. Les barrages retiennent temporairement les eaux de pluie en amont d'un bassin versant pour les restituer progressivement par la suite. Les digues sont construites le long des cours d'eau à risque pour protéger les plaines inondables situées de part et d'autre de celui-ci. Nous pouvons aussi citer les bassins d'orage qui servent locale-

ment à stocker les eaux de pluie.

Ces structures ne sont pas insubmersibles mais permettent seulement d'éviter les conséquences d'une crue courante sur un territoire donné, en assurant une protection « statique ». Les outils que nous allons présenter maintenant s'intéressent davantage à la prévision et à la gestion dynamique du risque inondation. De plus, certains d'entre eux fonctionnent sur un territoire plus étendu que celui du bassin versant.

A.2.1 PPRI : Plan de Prévention du Risque Inondation

Objectif

Depuis 1982, avec l'entrée en force de la législation sur l'assurance du risque naturel, l'administration française a fait un effort important pour localiser et cartographier les secteurs enclins aux aléas naturels afin d'identifier les situations à risque et réguler l'urbanisation dans ces secteurs (MEDD, 2004). C'est ainsi que le Plan de Prévention des Risques (PPR) a vu le jour en 1995 dans les dispositions de la loi relative au renforcement de la protection de l'environnement, dite loi Barnier. Cet outil a pour objectif d'instruire une politique plus globale de prévention afin de mieux sécuriser les populations. Pour cela, elle doit : (i) mieux connaître les phénomènes et leurs incidences, (ii) prendre en compte le risque dans l'aménagement futur et existant, (iii) informer les populations. Le PPR est généralement défini sur un petit territoire comme une commune. Il comprend des cartes ainsi que des bases de données relatives aux aléas et à l'occupation des sols. Plus de 8000 communes, sur les 36000 recensées en France, ont actuellement un PPR de prescrit.

L'état est compétent pour l'élaboration des PPR. Ils sont ensuite approuvés par arrêté préfectoral, après consultation des autorités locales (mairie, département, région). Les règles définies dans le PPR (interdiction de construire dans des zones à risque, mesure de protection de l'existant) ont force de loi.

Description

Un PPR contient différents types de carte (à l'échelle 1:10000), ainsi que des règles d'urbanisation. En ce qui concerne les inondations, la carte d'aléa contient les limites des zones inondables pour une crue centennale, ainsi que la répartition des maxima de hauteur d'eau (résultat du croisement des zones inondables avec le MNT). Elle est généralement réalisée sur la base des connaissances d'événements passés. Quand ce n'est pas le cas, elle peut être le fruit de prévisions. Un modèle numérique de type hydraulique peut, par exemple, calculer les vitesses d'écoulement ainsi que les hauteurs d'eau. Une étude géomorphologique peut aussi être prescrite lorsque l'on ne dispose pas de suffisamment de données ou qu'une détermination des débits centennaux à l'aide de distributions statistiques n'est pas possible (Garry, 1994), (Garry et al., 1999).

La carte de zonage réglementaire du risque est basée sur celle de l'aléa. Deux catégories (rouge et bleue) sont définies sur la base du niveau d'aléa. Les zones rouges caractérisent les endroits où celui-ci est élevé et où les vies humaines peuvent être menacées. Concernant les inondations, ces limites correspondent à la présence de hauteurs d'eau supérieure à 1 m, ou

des vitesses d'écoulement de 1 m.s^{-1} , pour une crue centennale. A l'intérieur de cette zone, les constructions sont interdites. Les zones bleues correspondent à des aléas moins forts. Là, des règles régissent les nouvelles constructions (hauteur minimale du premier niveau, choix de matériaux adaptés, orientation parallèle au cours d'eau), comme le réaménagement des anciennes (conversion des niveaux inondables, localisation des réservoirs à fuel, ...).

Enfin, on trouve dans le PPR la carte de vulnérabilité qui décrit l'occupation du sol des terrains inondables, avec un intérêt tout particulier pour les différents types d'urbanisation (densité, zone industrielle), et la localisation des bâtiments stratégiques (écoles, hôpitaux, centrales électriques, réseau routier, ...). Cette dernière carte est avant tout un complément d'information tant pour les autorités locales que pour la population.

A.2.2 Plan communal de sauvegarde

Objectif

Le Plan communal de sauvegarde (PCS) est issu de la loi dite de « modernisation des services civils » d'août 2004. Il est censé aider les maires et les services municipaux dans leur tâche pendant la gestion de crise. Il décrit l'organisation à mettre en oeuvre au niveau communal (testée et améliorée régulièrement) en cas d'événements graves pour assurer la sécurité des biens, des personnes et de l'environnement. Si un risque majeur prédomine, un PCS particulier est élaboré pour décrire l'organisation prévue pour faire face à ce risque. Ce document est en fait une synthèse regroupant les procédures existantes dans le but d'optimiser les interventions. Ce plan s'adresse principalement aux commandants des groupements territoriaux et aux chefs de centres de secours.

Description

En soutien au maire, une Cellule de Crise Communale (CdCC) est créée. Composée de personnels de la Cellule Municipale des Mesures d'Urgence, c'est un organe de réflexion et de proposition interdisciplinaire capable de réagir immédiatement en cas d'événements graves. Elle peut être structurée en plusieurs équipes : communication, logistique et transmission et accueil auprès du public.

On retrouve dans le PCS de nombreuses fiches organisationnelles décrivant les objectifs à atteindre et les actions à mener par chacune des équipes. Pour le risque inondation, les cours d'eau et les zones habitées menacées sont localisés. Les dispositions pour assurer la surveillance, la mise en sécurité des personnes, l'information auprès des populations, l'évacuation des zones dangereuses et l'hébergement des personnes évacuées sont établies. La constitution de telles fiches peut être guidée via un service d'aide approprié (www.securite-commune-info.info/documents/pcs/guideherault.pdf).

Plus spécifiquement, la procédure d'évacuation indique les endroits à évacuer par ordre prioritaire, les lieux d'abri, ainsi que les itinéraires les mieux adaptés pour y parvenir. Pour cela, le réseau routier peut avoir son importance. Ce type de situation est en fait bien marginal en ce qui concerne les crues « éclair ». Comparées à d'autres types d'inondations (de plaine ou rupture de digue), elles n'occasionnent que peu d'opérations d'évacuation.

La recommandation première étant de rester chez soi puisque *c'est a priori* un endroit beaucoup plus sûr que le réseau routier. Néanmoins, il arrive que dans des cas particuliers, comme ce fut le cas en 2002 à Collias, il apparaisse vital d'évacuer une partie de la population située sur une zone dangereuse.

A.2.3 ALTHAIR (Alarme Hydrologique Territoriale Automatisée par Indicateur de Risque)

Objectif

ALTHAIR est un outil développé depuis 6 ans par le service de prévision des crues de la région des Cévennes (Bressand, 2001), (Desprats et al., 2001), (Ayrat et al., 2003). Toujours en développement, il combine un modèle hydrologique distribué, capable de simuler des hydrogrammes de crue au niveau des points de la rivière sous surveillance (en nombre limité pour l'instant), aux données de pluie Radar, à l'intérieur d'un SIG. Il permet tant la consultation de ces données que la prévision de débit et le déclenchement des alertes. L'objectif est de parvenir à un système d'annonce de crue en temps réel.

Description

Pour parvenir à un hydrogramme de crue en temps réel, ALTHAIR utilise trois outils :

- CALAMAR : développé par le bureau d'étude RHEA, cet outil combine en temps réel les données Radar avec les mesures des pluviomètres afin d'estimer précisément, pour un pas de temps de 5 minutes, le total de pluie précipitée sur chaque pixel (1 km^2) de la zone d'application du Radar.
- HYDROKIT : développé par la compagnie STATEGIS, il permet d'extraire les bassins et sous-bassins versants à l'aide des données topographiques (Modèle Numérique de Terrain) pour un exutoire donné. Il synthétise de nombreuses informations (pente, longueur des biefs hydrauliques, ...) qui sont utilisées en entrée du modèle hydrologique.
- Un modèle Pluie/Débit : associant une fonction de production et une fonction de transfert, ses paramètres sont autant calibrés à l'aide des mesures de pluie et de débit disponibles, que par les cartes de sols (occupation du sol et géologie). 4 types de surfaces (plus ou moins perméable) ont été définis à partir de ces informations. Les paramètres liés à l'infiltration de chaque classe sont calibrés en regard des mesures in situ. Ce modèle est détaillé en annexe (Annexe C.4).

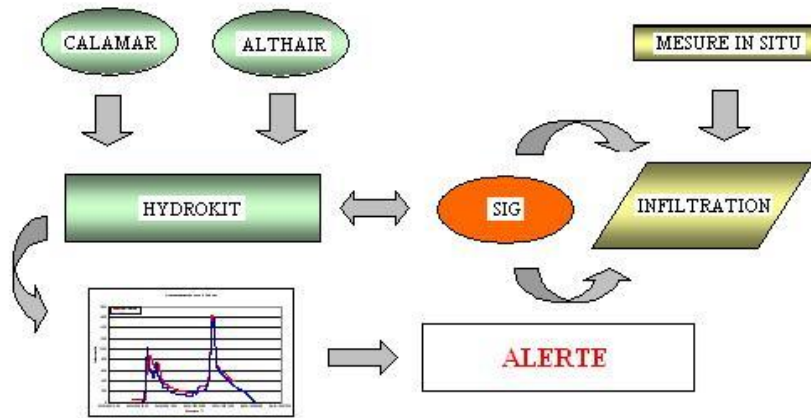


FIG. A.1 – Schéma de fonctionnement d'ALTHAIR

A.2.4 ALPHEE : Estimation des dégâts engendrés par une crue dans la région Ile de France

Objectif

Le modèle ALPHEE (HYDRATEC et al., 1998) a été développé entre 1992 et 1998 par l'institut des Grands Lacs de Seine (IIBRBS) pour estimer le coût des dégâts liés à une inondation en Ile-de-France et ainsi tester l'efficacité (analyse de coût/bénéfice) des systèmes et outils actuels de prévention (réservoirs, barrages).

Description

Le modèle ALPHEE est composé de trois parties :

- un modèle hydrologique : A partir de 120 ans de données hydrologiques (pluie, débit), les hydrogrammes d'affluents de la Seine sont reproduits pour 15 crues passées afin de construire 15 scénarios à intégrer dans le modèle hydraulique. Des périodes de retour sont attribuées à chacun de ces scénarios pour toutes les stations jaugées. Une gamme étendue de période de retour étant couverte, il est possible de déterminer un coût moyen annuel de dommage à partir de ces 15 crues.
- un modèle hydraulique : C'est un modèle 2D calé et validé sur les 15 crues sélectionnées. En sortie du modèle, on trouve l'évolution dans le temps des surfaces inondées, ainsi que les profondeurs et vitesses d'écoulement pour les différents scénarios testés.
- un modèle économique : Deux types de dommages sont estimés pour chaque scénario envisagé : ceux directement liés à la surface de la zone inondée (dégâts sur les habitations, les industries et les autres activités économiques) et ceux liés aux réseaux (trafic routier, train, gaz, téléphone, électricité). Ce calcul des dommages se fait par croisement des zones inondées avec les cartes d'utilisation des sols (recensement des activités économiques de l'INSEE, occupation du sol de l'IAURIF). Suivant la densité et le type d'activité, le coût total est estimé à partir des coûts unités calculés pour

les différentes structures ainsi que leur degré d'endommagement. En ce qui concerne les réseaux, les coûts relatifs aux différents scénarios sont déterminés suite à des enquêtes spécifiques. Un modèle de simulation de trafic de la région Ile de France a été utilisé pour évaluer l'état de saturation du réseau routier, ainsi que l'accroissement des temps de transport.

A.2.5 Osiris (Operational Solutions for the management of Inundations Risks in the Information Society)

Objectif

OSIRIS était initialement le fruit d'un projet européen de l'IST (Information Society Technology), développé sur la période 2000-2003. Son but était d'améliorer l'information relative aux inondations, disponible pour les citoyens dans le but d'améliorer la prévention et la gestion de crise, tout en utilisant les technologies d'information et de communication. Un outil nommé OSIRIS-Inondation (Morel, 2005), (Morel and Talercio, 2002) a finalement été développé afin de proposer des solutions opérationnelles aux services concernés, et testé sur la Loire. L'objectif principal était de fournir une interface qui puisse permettre aux responsables locaux de faire bon usage des prévisions officielles et de les relier à d'autres documents : PPR, plan d'organisation des secours, ...

Le CETMEF est maintenant en charge du développement d'OSIRIS-Inondation et de sa distribution. Des informations plus détaillées sont disponibles à l'adresse suivante : <http://ist-osiris.org/indexOsiris.html>.

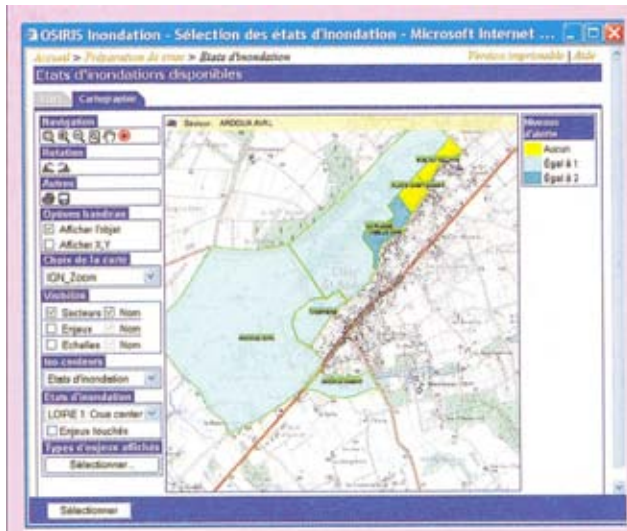
Description

OSIRIS-Inondation compile et rend disponible les informations pertinentes lors de la gestion de crise : rapport de prévision d'inondation, carte de scénario d'inondation, localisation des enjeux principaux, plan de secours ou fiche de procédure d'intervention.

Une fois que les données pertinentes ont été correctement acquises et structurées, elles peuvent être importées dans le modèle. Cet outil est construit autour de deux modules. Le premier propose une interface homme-machine qui permet aux organes décisionnels de compiler leur propre base de données. Le second module permet de transformer et d'extraire des informations complémentaires aux alertes officielles de crue à l'aide des modèles (hydraulique, hydrologique). Il décrit à l'intérieur d'un plan d'action quels secteurs et quelles cibles sensibles peuvent être inondés, quelles actions il faudra mettre en place pour en limiter les dommages et dans quelle gamme d'échelle de temps. Enfin, il énumère les ressources qui doivent être mobilisées pour rendre ces actions possibles.

L'ensemble de ces scénarios prédéfinis sont élaborés lors de la phase préparatoire. Chaque communauté se voit attribuer de plans et cartes spécifiques. Ils seront activés lors de la phase de gestion de crise suivant le nombre d'indicateurs enclenchés (un niveau d'eau supérieur à une certaine limite, la rupture d'une digue, ...). Ils sont continuellement mis à jour en temps réel. Les zones inondables définies ne sont donc pas véritablement

conformes à la réalité du terrain, mais le fruit de cartes pré-calculées utilisées suivant le niveau d'alerte atteint.



(a) Zone inondable



(b) Fiche personnalisée

FIG. A.2 – Fenêtre d'interface OSIRIS

Le système OSIRIS-Inondation a été testé avec succès sur divers bassins et communes en France en 2003-2004 en étroite collaboration avec les autorités locales et régionales. Encouragé par ce succès, le projet compte se muer en un outil plus professionnel et opérationnel en vue d'une distribution nationale. Il pourra d'ailleurs être transposable à d'autres types de risques (naturels ou technologiques).

A.2.6 AIGA (Adaptation d'Information Géographique pour l'Alerte de crue)

Objectif

Ce dispositif d'alerte de crue a été développé par la Direction interrégionale sud-est de Météo France (DIRSE) et le Cemagref d'Aix en Provence (Lavabre and Grégoris, 2005). Il a pour objectif d'apporter une réponse débitmétrique sur les cours d'eau pour lesquels aucune instrumentation spécifique n'est mise en place. Cela concerne plus particulièrement les petits bassins versants de quelques dizaines de km^2 , qui connaissent des crues rapides. Pour pallier ce manque d'information au sol, l'utilisation des radars météorologiques et l'exploitation des mesures en temps réel du réseau de base de Météo France a été plébiscitée.

Description

Fort des méthodes SHYPRE et SHYREG, AIGA propose de coupler un générateur stochastique de pluie horaire à un modèle Pluie/Débit. Ce générateur de pluie repose sur une

description géométrique du signal pluviométrique, au pas de temps horaire, reposant sur différentes variables (nombre d'événements pluvieux par an, nombre de périodes pluvieuses lors d'un événement, nombre d'averses par période pluvieuse, ...). Des grilles de quantiles de pluie, à la maille de 1 km² sont produites et cartographiées pour différentes durées de pluie.



FIG. A.3 – Affichage du risque hydrologique par AIGA (Lavabre and Grégoris, 2005)

Ces chroniques sont ensuite introduites dans le modèle hydrologique à l'échelle de la maille. Ce dernier calcule des débits spécifiques à l'aide des caractéristiques géographiques des sols et de l'occupation du sol pour des fréquences de retour et des durées données. Les estimations de débit en temps réel, issues des pluies Radar, sont ensuite comparées à cette base statistique de débits de crue. Cette information se traduit par l'utilisation d'un jeu de couleurs qualifiant la gravité de l'aléa : jaune, orange et rouge, pour des crues courantes, rares ou exceptionnelles. Agglomérés à l'échelle du sous-bassin, les débits spécifiques se traduisent par un jeu de couleurs équivalent sur les différents tronçons du réseau hydrographique (Fig. A.3).

Le fait ne de pas calculer numériquement des débits, mais de s'intéresser seulement à des niveaux de risque semble avantageux. Pour le moment, le cadre de diffusion des cartes d'alerte est en discussion. Cet outil, qui a pour but de devenir véritablement opérationnel, devrait faire l'objet d'une mise à disposition aux Service de Prévention des Crues (SPC) Méditerranée.

A.2.7 PACTES (Prévention Anticipation des Crues au moyen des Techniques Spatiales)

Objectif

En 2000, le projet PACTES a été lancé par la CNES et le Ministère de la Recherche pour s'intéresser aux crues « éclair » se produisant dans le sud-est méditerranéen français. Il a pour but d'améliorer la gestion opérationnelle des inondations et préconise une approche commune des utilisateurs, des scientifiques et des industriels pour cela. Il couvre divers

aspects de la gestion de risque : prévention, prévision et alerte, gestion de crise et analyse post-crise (Goutorbe et al., 2000), (Reuche, 2001). Les membres du projet PACTES ont décidé de travailler selon une approche originale qui consiste à utiliser, autant que possible, les bénéfices des techniques spatiales (télédétection, télécommunication, positionnement). L'idée directrice est de créer une chaîne globale de processus allant des données fournies par les instruments de mesure tant au sol que dans le ciel, jusqu'aux outils d'aide à la décision et de gestion de l'information. Chaque maillon de la chaîne intègre des modèles de simulation fournis par les laboratoires de recherche : météorologique, hydrologique, hydraulique, télécommunication spatiale et terrestre, navigation satellite.

Description

Pour le moment, PACTES dispose d'un modèle Pluie-Débit (MARINE développé par l'Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse) et d'un modèle hydraulique à une dimension (MAGE développé par le CEMAGREF). Sur la base des mesures et des prévisions d'intensités de pluie, réalisées à l'aide des données Radar, il peut calculer en temps réel des hydrogrammes de crue ainsi que les zones inondées par les rivières principales. Une interface à base SIG produit deux types de cartes : (i) une carte indiquant le niveau de risque (période de retour) des inondations prévues pour chaque bras de rivière, (ii) une carte des zones inondables superposées à une carte de l'utilisation des sols pour identifier les réseaux et bâtiments menacés.

Les objectifs du projet PACTES étaient très ambitieux, c'est pourquoi il est encore en développement. Deux obstacles ont contrarié ses résultats et l'émergence d'un produit final. Premièrement, l'outil a dû faire face aux très grandes incertitudes liées aux prévisions des débits -elles-mêmes issues des incertitudes relatives aux prévisions des cumuls de pluie- ainsi qu'aux faibles performances des modèles Pluie-Débit (encore accentuées pour les crues « éclair »). Deuxièmement, et totalement lié à ce qui précède, ces sources d'incertitudes ont conduit à calculer des zones inondables à l'aide de scénarios pré-définis, plutôt qu'en temps réel. Au final, le problème principal ne semble pas être l'amélioration du modèle et de ces données d'entrée - ce qui était le premier objectif du projet PACTES - mais plutôt la manière dont cette très grande incertitude sur la prévision doit être prise en compte par les autorités décisionnaires.

ENQUÊTE AUPRÈS DES DIFFÉRENTS ACTEURS DE LA GESTION DE CRISE

Questionnaire

Inondation sur le réseau routier

Présentation : Dans le cadre du projet européen FLOODsite, dont l'objectif est de mutualiser et de développer les connaissances en matière de gestion du risque inondation, un travail a été lancé sur la prévision du risque de coupure des itinéraires routiers. Concrètement, ce travail participe à la construction d'un outil capable de prévoir et de localiser les portions de routes submergées lors d'un événement pluvieux. Afin de l'orienter vers des solutions les plus adaptées possibles, ce questionnaire a pour but de mettre en lumière les besoins de l'utilisateur (DDE, gendarmerie, Service Départemental d'Incendie et de Secours).

Identité et fonction de la personne interrogée :

Personne interviewée :

Poste :

Description rapide du parcours professionnel :

Rôle pendant une crise hydrologique :

Généralité sur la gestion de crise :

Quel type d'action réalisez vos services lors d'une crise ?

De quels matériels et informations disposez-vous sur le réseau routier lors d'une crise hydrologique ?

Jugez-vous que cet existant soit suffisant ?

Avant de rentrer dans les détails, voyez-vous déjà des pistes d'amélioration?

Prévision des coupures de routes par submersion :

Les coupures du réseau routier vous paraissent-elles relever d'un enjeu peu important, important ou très important? Pourquoi?

Des coupures récurrentes par submersion du réseau routier sont-elles connues de vos services? Si oui, cette connaissance est-elle formalisée et sous quelle forme?

Un diagnostic de ces coupures a-t-il été conduit?

Comment tient-on compte de ce risque de coupure lors des actions de secours?

Une information en temps réel sur les coupures potentielles vous paraît-elle utile et possible? Pourquoi?

Dans le meilleur des cas, combien de temps avant une intervention, l'information d'une possible coupure doit-elle être donnée pour que vous puissiez en tenir compte?

Afin de répondre au mieux à vos besoins, à quel rythme cette information doit-elle être remise à jour en période de crise?

Quel mode de représentation/transmission serait le plus approprié: papier, numérique (carte sur un site internet par exemple), téléphonique, ...?

Aimeriez-vous disposer d'une information qualitative sur la dangerosité d'une submersion (voie praticable avec un véhicule 4x4, voie impraticable) ou la probabilité de coupure (coupure possible, coupure très probable, coupure certaine)?

Quelles informations complémentaires pourraient vous être utiles dans un outil d'information sur les coupures:

- calcul d'itinéraires alternatifs
- identification des secteurs non accessibles
- durée prévue des coupures de routes
- quantification du trafic touché
- secteurs possibles de mise en sécurité sur les itinéraires routiers
- Autres :

Evacuation :

Vous arrive-t-il de participer à des évacuations de personnes dans des zones sinistrées?

Si oui, par quelle voie (à pied, par la route, par des moyens aériens)?

Existe-t-il des plans d'évacuation contenant la procédure à mettre en place dans ce cas?

De quelle type d'information avez-vous besoin pour organiser une évacuation?

Une information sur l'état du réseau routier et submersions éventuelles vous serait-elle utile? Sous quelle forme?

Communication avec l'utilisateur :

Quel type d'information relative à la dangerosité d'une route transmettez-vous pour le moment aux usagers (automobilistes), et par quel moyen?

Selon vous, comment ces informations sont-elles perçues par les usagers?

Lorsque vous donnez des consignes de prudence, pensez-vous qu'elles soient respectées? (Presque toujours - souvent - peu souvent - rarement) Qu'est-ce qui vous fait dire cela?

Quels sont, selon vous, les raisons qui poussent les usagers à ne pas tenir compte des consignes que vous donnez?

Pensez-vous que le type d'information dont nous avons parlé à propos des coupures et des évacuations (lesquelles?) puisse être transmis à l'utilisateur?

Sous quel format et par quel mode de transmission?

Synthèse des réponses

Entretiens réalisés en juin 2006

Personnes interrogées :

- Monsieur Tourre : direction des routes, Conseil Général du Gard
- Monsieur Garrel, chef SIDPC, préfecture du Gard
- Monsieur Jouan, ingénieur responsable des barrages, Conseil Général du Gard
- Monsieur Durand, responsable de la cellule risque, DDE Gard
- Capitaine Olivier, chef risques naturels, Service Prévision Opération, SDIS (Service Départemental d'Incendie et de Secours)
- Monsieur Vialle, subdivisionnaire adjoint, DDE Gard
- Monsieur Aigoïn, subdivisionnaire, DDE Gard

Perception de la problématique « coupures du réseau routier » :

Il est indéniable que cette problématique apparaît comme très importante pour l'ensemble des intervenants. Les justifications sont nombreuses, mais que ce soit par voie directe ou indirecte, c'est bien la sécurité des biens et des personnes qui justifie un tel intérêt. En effet, certains y voient une cause de mortalité importante via les nombreux accidents que les submersions engendrent. Les victimes de 2002 sont bien sûr dans toutes les mémoires, mais on pense aussi aux automobilistes qui, chaque année, connaissent un sort tragique en prenant un itinéraire inapproprié lors d'un orage. Il faut d'ailleurs souligner que ce sont généralement des locaux qui sont victimes de ces accidents, souvent à moins de 5 *km* de leur domicile.

La coupure d'une route, perçue en tant que voie de communication, peut elle aussi avoir des conséquences fâcheuses en terme de sécurité. Cette vision est plus développée chez les personnes intervenant sur le terrain et qui connaissent bien les problèmes liés au choix d'un itinéraire praticable. Les déviations et coupures rendent alors difficile l'accès à certains bâtiments importants (clinique, maison de retraite, ...). La notion d'enjeux apparaît à travers ces propos, soulignée par certains interlocuteurs qui parlent des conséquences de ces inondations sur la vie économique locale.

L'importance de ces coupures est toutefois nuancée par certains pour deux raisons. La première tient dans la durée de la coupure qui peut être courte et n'occasionner que peu de gênes. La seconde raison renvoie au trafic véhiculé par la route coupée et son influence à l'intérieur du réseau. La coupure d'un tronçon d'autoroute est un événement grave et dommageable pour toute la région, tandis que la coupure d'une départementale ou d'une communale, malgré les risques d'accident sur la personne qu'elle peut engendrer, apparaît comme moins importante. On constate que ces remarques émanent souvent de membres des instances fédérales et non de personnel local.

Connaissance des coupures récurrentes du réseau :

D'un point de vue local, au niveau des subdivisions, ces informations sont connues des services. Elles ont été regroupées, il y a quelques années, pour cinq d'entre elles à l'intérieur d'un plan appelé PICH (Plan d'Intervention aux Crises Hydrologiques) qui avait

pour but d'élaborer un diagnostic pour chacune des coupures répertoriées. La suite de ces travaux devait être la correction des anomalies, ou l'amélioration de leurs prévisions. Il y a des regrets quant au non suivi de ce travail qui n'a pas abouti pour l'instant. Les autres subdivisions ont répertorié les coupures connues sous forme de tableau. Elles ont pu y adjoindre certaines informations complémentaires comme des fréquences de coupure basée sur l'observation faites ces 40 dernières années, mais aussi des ordres d'apparition de coupure liés au transfert des eaux de ruissellement. Il est à noter que toutes ces informations ne sont pas encore généralisées sur l'ensemble du département où chaque subdivision a agi indépendamment.

Des travaux pour formaliser ces informations sont aussi en cours au sein du Conseil Général, très impliqué dans l'exploitation routière, et qui par la force des choses (décentralisation) l'est encore davantage depuis la fin 2006. Un plan régional débuté en 2002 est actuellement en travaux. Du côté du SDIS (Service Départemental d'Incendie et de Secours), ces informations sont aussi en cours de formalisation en interne. En collaboration avec les DDE et les centres de terrain, des plans opérationnels, à base cartographique, sont établis pour indiquer les zones contenant des routes potentiellement coupées.

De nombreuses difficultés pour identifier ces coupures sont apparues au cours de ces études. En premier lieu, il semble quasiment impossible de connaître toutes les vulnérabilités structurelles du réseau. Des ouvrages de dépassement submersibles peuvent être répertoriés mais certaines coupures ont des origines plus difficilement perceptibles. On pense notamment à des fossés mal entretenus ou des aqueducs bouchés, qui peuvent être à l'origine d'autant de submersions ponctuelles d'une route. Les ruptures de digue que l'on rencontre sur le Rhône sont, elles aussi, impossibles à prévoir et à localiser.

Prise en compte de l'information pendant la crise :

Depuis 2002, la problématique des coupures du réseau routier est prise très au sérieux. De nombreux investissements ont été réalisés dans ce sens et cette donnée est prise en compte lors des interventions terrains (prévention ou secours). Les services de la DDE signalent assez rapidement les routes submergées à l'aide de panneaux et de barrières. Chaque subdivision ne connaît que les fermetures effectuées sur sa zone, mais pas celles des subdivisions limitrophes. Cela soulève des problèmes en terme d'itinéraire. De nombreux usagers appellent régulièrement les services locaux en période de crise pour connaître l'état du réseau. Le personnel ne peut leur fournir que des informations sur les routes situées à l'intérieur de leur subdivision. Lorsque l'utilisateur souhaite prendre un itinéraire traversant plusieurs subdivisions, il est réorienté vers le centre de Nîmes, seule entité à avoir une vision globale du réseau. Le CIGT (Centre d'Information et de Gestion du Trafic) y assure la coordination entre les subdivisions territoriales pendant un événement et reçoit l'ensemble des informations sur l'état du trafic. Elles sont synthétisées à l'intérieur d'un SIG et mises en ligne sur internet. Les usagers (connectés) peuvent alors avoir connaissance de l'accessibilité du réseau routier de leur département. Lors d'événements pluvieux intenses, ces informations sont remises à jour plusieurs fois dans la journée. Il apparaît néanmoins regrettable que l'information globale ne soit pas directement disponible au sein des subdivisions, le passage par le centre ralentissant la transmission de l'information.

De son côté, le SDIS effectue une expertise terrain lors de ces interventions après que la route soit coupée. Les événements de septembre 2002 ont été fatals aux services de secours avec plus de 200 véhicules emportés ou immobilisés par les eaux. Désormais, ils utilisent les informations de coupure pour anticiper les moyens terrestres nécessaires lors d'une intervention. Les échanges avec la DDE se font via le CIGT.

Amélioration de l'information disponible :

L'information, en temps réel, des coupures du réseau apparaît comme souhaitable pour l'ensemble des intervenants. Elle permettrait d'anticiper davantage la prise de décision et la pose de barrage. Elle semble néanmoins, de l'avis général, très difficile à mettre en oeuvre, car fortement liée à l'événement pluvieux. Le caractère orageux et intense des précipitations régionales engendre des coupures rapides et parfois courtes de la route. Ce qui sous-entend que le rafraîchissement de l'information doit être soutenu pour rendre compte des améliorations et/ou dégradations. Il apparaît aussi que l'instrumentation débitmétrique du réseau hydrographique n'est pas suffisante si l'on veut rapprocher les coupures de route de mesures de débit. Cela serait possible pour des cours d'eau importants tels le Vidourle ou le Gardon mais bien plus compliqué pour de petits affluents.

Néanmoins, dans le cas où ce serait possible, les différents intervenants estiment à 30-45 minutes l'intervalle de temps idéal entre la donnée de l'information et la coupure effective. C'est généralement le temps nécessaire pour intervenir. Celui-ci reste à moduler en fonction de la période de l'alerte. Il se peut qu'une intervention devant avoir lieu en pleine nuit d'un week-end prenne un peu plus de temps. Les avis sur le rafraîchissement de l'information semble très partagé. Certains estiment que l'information doit être mise à jour toutes les heures, tandis que d'autres estiment que 4 à 5 renouvellements journaliers sont suffisants. Un de nos interlocuteurs a même prôné 2 mises à jour journalières.

Concernant la représentation et la transmission de l'information, le SIG fait l'unanimité. Il apparaît comme l'outil moderne capable de synthétiser un grand nombre d'informations. Facile d'accès et d'utilisation, il est néanmoins lié au réseau téléphonique, via sa transmission internet ; et celui-ci s'est avéré particulièrement défaillant lors des événements de 2002 et 2005. Le support papier n'est pas oublié pour autant car il a l'avantage de « laisser des traces ». De nombreux intervenants pensent à un outil d'information global sur le département, relayé par des confirmations terrain faisant état des coupures longues du réseau. Une personne a même proposé de transmettre directement les informations GPS, mesurées au niveau de la coupure, vers l'outil. On se dirigerait donc vers une plate-forme globale, utilisable par tous, et qui localiserait précisément les coupures potentielles et avérées du réseau.

Les informations complémentaires proposées pour ce SIG sont diverses et variées. D'un point de vue qualitatif, nous avons déjà vu qu'il semblait très difficile d'évaluer la durée de la coupure. Cette donnée est laissée à l'initiative des équipes terrain. D'un point de vue qualitatif, la dangerosité de la submersion est, elle aussi, très difficilement accessible. En effet, lors d'un ruissellement important mais qui permettrait, à première vue, le passage d'un véhicule, la chaussée peut s'être effondrée. Ce danger invisible sous les eaux peut alors avoir des conséquences dramatiques, surtout à flanc de montagne. Pour intégrer cette donnée, un intervenant propose d'indiquer le revêtement de la chaussée et ainsi estimer le risque

d'érosion. Il n'est néanmoins pas confirmé que certains types de chaussées soient plus vulnérables que d'autres, la force du ruissellement étant très influente dans ce genre de situation.

Le calcul d'itinéraires alternatifs est aussi plébiscité. Cette réflexion a d'ailleurs été amorcée depuis quelques années par le SDIS. Plus particulièrement utiles pour les trajets longs, ces chemins de secours sont généralement connus d'un point de vue local. Il arrive toutefois qu'un orage très localisé soit à l'origine d'une coupure sur un itinéraire parallèle. Toutes ces connaissances devraient être inventoriées au niveau départemental, un véritable diagnostic concernant les chemins alternatifs devra alors être entrepris.

Le corollaire de ceci pourrait être l'identification des secteurs non accessibles par la route lors d'intempéries. Ces informations n'existent pas à l'heure actuelle mais apparaissent comme une donnée très importante. La notion d'enjeux, trop longtemps oubliée au profit de l'aléa dans la caractérisation du risque, doit apparaître clairement à l'intérieur du SIG. Ainsi les habitations isolées, les cliniques mais aussi les complexes industriels dangereux dont l'accès est assujéti à des coupures seront répertoriés et un intérêt leur sera particulièrement porté lors d'un événement pluvieux important.

Enfin, la localisation et l'accès à des secteurs de mise en sécurité devraient eux aussi être représentés. Cela existe déjà le long de la N106 dont les submersions bien connues ont permis la construction de zones protégées où les automobilistes peuvent se réfugier. Cet exemple est à généraliser, tout en étant conscient que lors d'une rupture de digue, comme c'est le cas pour le Rhône, il est impossible de savoir d'où le danger va venir. Il est donc encore plus intéressant de savoir où se trouve la zone de mise en sécurité la plus proche et comment y accéder.

D'une manière générale, une meilleure coordination est souhaitée par tous les protagonistes intervenants lors des crises hydrologiques. La politique volontariste développée depuis 2002 tend à encourager et faciliter les échanges transversaux. Néanmoins, cette communication est toujours perfectible. On peut citer pour l'exemple, les problèmes occasionnés par les reports de trafic suite à la coupure d'un tronçon autoroutier. Le manque de communication entre la société autoroutière, les représentants de l'état et les subdivisions a engendré en septembre 2005 un certain flou artistique dont les automobilistes ont été les premières victimes. La mise en place d'un SIG, partagé par tous, semble un bon moyen de répondre à ce besoin.

Evacuation :

Les évacuations de personnes représentent le paroxysme de ce qui peut se faire en terme d'intervention lors d'une crise hydrologique. Elles s'organisent, sous décision préfectorale ou communale, avec l'aide du SDIS et de la gendarmerie. Depuis quelques années, les plans communaux de sauvegarde (PCS) synthétisent toutes les informations nécessaires en cas d'évacuation : zones vulnérables particulièrement concernées, moyens à mettre en oeuvre tant pour communiquer que pour évacuer, lieux protégés pour la mise en sécurité ...

Dans ce cas, l'état du réseau doit aussi être établi en périphérie de la zone inondable afin de permettre l'accès aux véhicules de secours. Dans le même esprit, les submersions

doivent être bien anticipées, de sorte à ce que ces derniers ne soient pas bloqués.

Néanmoins, ce type de situation est extrêmement rare et difficile à mettre en place, puisqu'en plus des difficultés techniques, il faut souvent faire face à la forte réticence des populations à quitter leur domicile. Des évacuations de force peuvent être opérées comme ce fut le cas à Collias en 2002. Afin d'éviter ce cas de figure, une communication intensive est généralement réalisée en amont pour préparer à ce type d'opération. Des brochures informatives peuvent être distribuées comme c'est le cas dans l'Aude (Fig. B.1).



FIG. B.1 – Extraits de documents de prévention sur les risques majeurs <http://www.aude.pref.gouv.fr/ddrm>

Communication avec l'utilisateur :

Jusqu'à présent les informations sont transmises par le CIGT aux médias (souvent la radio) et l'état du trafic est cartographié sur internet. Les informations, de par une certaine lenteur de transmission, ne sont pas souvent renouvelées (3 à 4 fois par jour en période de crise). De plus, il n'est pas sûr que les usagers ont le réflexe ou les outils pour consulter ces

informations. Le téléphone est alors très utilisé.

Sur le terrain, ce sont des panneaux et des barrières qui indiquent aux automobilistes que les routes sont inondées et donc coupées. Il arrive, hélas, souvent que ces barrières soient déplacées et que les consignes ne soient pas respectées. Ces actes d'incivilité sont différemment perçus par les personnes interrogées, puisque certains estiment le respect des consignes très satisfaisant tandis que d'autres en regrettent l'absence. Outre la bêtise et l'inconscience, ce non-respect des consignes peut avoir d'autres origines comme celui de la surestimation du danger constaté *a posteriori*. Si une route signalée inondée ne l'est pas, ou plus, du fait de la rapidité de l'événement, il en va de la crédibilité des services de l'état quand un automobiliste la constate.

De même, il a été entendu que la surabondance de panneaux de signalisation orchestrée par le passé a nui à la confiance de l'utilisateur.

Au final, les différents intervenants estiment que l'on ne doit pas fournir trop d'information aux usagers. « Plus on fournit de l'information, plus ils en demandent et plus il est facile d'être mis en défaut quand on ne peut pas leur fournir » revient dans de nombreux discours. Le leitmotiv de base, lors d'une crise hydrologique, étant « restez chez vous ! », l'information complémentaire doit rester très simple. Il semble donc hors de question de livrer un quelconque SIG en temps réel aux usagers. Une carte du réseau peut simplement se construire autour de l'information ouverte/fermée pour les routes, et la désignation d'un itinéraire parallèle s'il existe. Un outil plus complexe doit être limité à un usage interne.

SYNTHÈSE SUR LES MODÈLES PLUIE/DÉBIT

C.1 Classification des modèles Pluie-débit

On trouve à travers la littérature de nombreuses classifications des modèles hydrologiques. Voici les plus importantes :

- Modèle global ou distribué : un modèle est dit global lorsqu'il traite le bassin versant comme un objet unidimensionnel. Au contraire, dans le modèle distribué, le bassin est fragmenté en sous unités qui seront prises en compte séparément. On parle aussi parfois de modèles semi-distribués. Malgré quelques confusions sur cette dernière dénomination, on dira qu'elle caractérise le découpage du bassin en sous-bassins versants élémentaires sur lesquels une approche globale est envisagée.

- Modèle conceptuel ou physique : Tandis que les modèles physiques cherchent à décrire les mécanismes internes du système en se basant sur la résolution d'équations différentielles de mécanique des fluides (Saint-Venant, Darcy, Richards, loi de conservation, . . .), les modèles conceptuels décomposent le comportement du bassin en sous processus globaux. Une représentation classique des bassins versants est celle du réservoir, ou d'une série de réservoirs qui se remplissent les uns les autres, et dont le fonctionnement et l'agencement sont régis par des paramètres souvent empiriques.

- Modèle déterministe ou stochastique : Un modèle est qualifié de déterministe si c'est une valeur unique qui est associée aux variables d'entrée et aux paramètres. On l'appelle stochastique lorsque ce sont des distributions de probabilité qui sont associées à ces grandeurs.

- Modèle événementiel ou continu : le mode événementiel, comme son nom l'indique, correspond à représenter le débit pour un événement pluvieux ponctuel (orage). Dans ce cas, on s'intéresse aux phénomènes les plus importants, responsables du pic de crue. La modélisation continue consiste à reproduire la variation du débit dans le temps (une saison,

une année). Elle tient compte de l'ensemble des processus hydrologiques.

C.2 Les processus hydrologiques

La genèse d'un débit de crue met en jeu de nombreux types d'échanges d'eau entre les différentes couches du sol. Nous présenterons ici les principaux, ainsi que la manière dont ils peuvent être représentés.

C.2.1 Evapotranspiration

On englobe sous cette dénomination les deux phénomènes physiques que sont la transpiration des végétaux et l'évaporation directe qui s'effectue sur les sols humides. C'est néanmoins l'évapotranspiration potentielle (ETP) qui est généralement évaluée. Cette dernière représente « l'ensemble des pertes en eau par évaporation et transpiration d'une surface de gazon de hauteur uniforme, couvrant totalement le terrain, en pleine période de croissance et abondamment pourvue en eau » (Musy, 2003). De nombreuses formules (Penman, Le Turc, Bouchet), à base physique ou empirique, ont été développées pour estimer l'ETP à l'aide des conditions climatiques (température, pression, humidité, rayonnement, ...). Ces valeurs d'ETP sont d'ailleurs fournies par Météo France qui dispose de données à travers la France, au pas de temps journalier. Elles servent à déterminer l'évapotranspiration réelle (ETR) qui rentre véritablement en compte lors du bilan hydrique. Cette dernière représente « la somme des quantités de vapeur d'eau évaporées par le sol et les plantes quand le sol est à son humidité spécifique actuelle et les plantes à un stade de développement physiologique et sanitaire réel » (Musy, 2003). La transformation de l'ETP en ETR fait l'objet d'un module spécifique en modélisation. *A priori*, l'évapotranspiration joue un rôle mineur lors de la genèse des crues. Elle intervient davantage sur l'état initial d'humidité au début de crue dans les simulations en continu.

C.2.2 Écoulement de surface

Dans certains cas, quand l'intensité de la pluie est importante ou quand le sol est imperméable ou déjà saturé, l'eau précipitée peut directement ruisseler sur la surface du sol. Etant donnée la forte dynamique des crues « éclair », ce phénomène, par son caractère quasi instantané, joue un rôle important. On distingue deux types de ruissellement :

- Ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration : Cette notion introduite par Horton (Horton, 1933) induit une valeur limite d'intensité au-delà de laquelle le sol n'est plus capable d'infiltrer l'eau de pluie. Cette valeur seuil dépend des caractéristiques des sols : structure, végétation, état de surface (rugosité), taux d'humidité. Suivant l'intensité de la pluie, une partie de la précipitation ne pénétrera pas dans le sol et participera directement au ruissellement de surface.

- Ruissellement par saturation : Ce phénomène physique survient quand la nappe de versant remonte et atteint la surface du sol. Celui-ci ne peut plus transmettre l'écoulement

latéral vers l'aval et réagit aux précipitations comme s'il était imperméable. Le ruissellement est alors composé de l'intégralité de la pluie, mais aussi de l'eau restituée par la nappe. Cette dernière sera fonction de la charge hydraulique, de la pente et de la conductivité hydraulique du sol.

Au-delà de ces deux phénomènes, on peut plus simplement retrouver du ruissellement sur des terrains où la roche mère imperméable est affleurante. C'est une des caractéristiques des terrains schisteux que l'on retrouve dans la région des Cévennes. Quelle que soit l'intensité de la pluie ou le passé pluviométrique, l'eau de pluie ne s'infiltre pas.

C.2.3 Écoulement de subsurface ou hypodermique

Une partie des précipitations infiltrées chemine quasi horizontalement dans les couches supérieures du sol (humus, zone racinaire). Cette nappe perchée peut constituer une zone d'écoulement préférentiel pour certains auteurs (Hewlett, 1974), mais demeure un sujet polémique quant à son influence (voire son existence!) sur les débits de crue. Il est généralement démontré que les écoulements, à cet endroit, sont très majoritairement verticaux (Jackson, 1992). Néanmoins, des expérimentations in-situ réalisées en amont du bassin d'Anduze (Ayrat, 2005) ont révélé la présence d'un ruissellement hypodermique non négligeable (de 5 à 50% du ruissellement suivant la parcelle).

C.2.4 Écoulements souterrains

Une fois que l'eau a traversé la première couche du sol, elle peut à nouveau, soit être stockée, soit contribuer aux flux latéraux. Ce type d'écoulement encore mal connu est sujet à de nombreuses théories pour le décrire. Voici succinctement la description des mécanismes les plus connus :

- écoulement par effet piston : l'eau de pluie se déplace lentement dans le sol et, poussée par une onde de pression, elle chasse l'eau déjà présente.

- écoulement par intumescence de la nappe : une montée rapide de la nappe en bas des versants crée un gradient de charge hydraulique important qui conduit à une augmentation des apports d'eau à la rivière.

- écoulement par macroporosité : la structure du sol (conduites d'animaux, racines, fissures naturelles) favorise la constitution de chemins d'écoulement préférentiels et permet d'accélérer la recharge de la nappe, ainsi que le déclenchement de l'effet piston.

A cause des faibles vitesses d'écoulement, l'eau de pluie qui rejoint le sous-sol pendant l'orage n'intervient que pour une faible part dans le débit de crue. Les traçages géochimiques montrent néanmoins des apports prépondérants de ces eaux souterraines (mais provenant d'événements intérieurs) dans le débit de crue.

C.3 Fonction de production

En modélisation hydrologique, la fonction de production permet de déterminer la portion de la pluie brute (appelée pluie nette ou efficace) qui va participer à l'écoulement et contribuer au débit à l'exutoire. Elle cherche à représenter l'interaction entre le sol et la lame d'eau précipitée pour connaître quelle partie de la pluie va être stockée dans le sol, quelle sera celle qui va ruisseler et dans quelles conditions. Nous présentons ici quelques-unes des fonctions de production couramment utilisées lors de la modélisation des débits en région cévenole.

C.3.1 GR4 (génie rural 4 paramètres)

C'est un modèle conceptuel global issu d'une amélioration du modèle journalier GR3 (Edijatno and Michel, 1989), initialement calé pour 3 paramètres. Cette version (Perrin et al., 2003) en comprend désormais 4 avec l'utilisation de deux réservoirs, l'un matérialisant la surface du sol, l'autre les écoulements gravitaires. Notons que ce modèle englobe une fonction de transfert, dont dépendent trois paramètres, et une fonction de production. Nous nous intéresserons ici qu'à cette dernière partie.

La première donnée prise en compte est l'interception due à l'évapotranspiration E (issue de l'ETP). En supposant que celle-ci soit connue au pas de temps approprié, elle est soustrait à la pluie brute P :

$$P_n = P - E \text{ et } E_n = 0 \text{ si } P \geq E \quad (\text{C.1})$$

$$P_n = 0 \text{ et } E_n = E - P \text{ sinon} \quad (\text{C.2})$$

où E_n représente la capacité d'évapotranspiration du sol et P_n la pluie nette

Une partie P_s de cette première estimation de la pluie nette P_n est ensuite stockée dans le sol, assimilé à un réservoir de niveau variable S (calculé à la fin de chaque pas de temps pour le suivant). Son niveau maximum est décrit par un paramètre x_1 . La fraction instantanée de la pluie nette qui peut s'infiltrer dans le sol s'exprime sous la forme :

$$1 - \left[\frac{S}{x_1}\right]^2 \quad (\text{C.3})$$

Dans le cas où P_n est différent de 0, l'évolution de P_s suit, après intégration, une loi de tangente hyperbolique :

$$P_s = x_1 \tanh\left(\frac{P_n}{x_1}\right) \left[\frac{1 - \left(\frac{S}{x_1}\right)^2}{1 + \frac{S}{x_1} \tanh\left(\frac{P_n}{x_1}\right)} \right] \quad (\text{C.4})$$

Dans le cas contraire, où E_n est différent de 0, et que toute l'eau de pluie est évaporée, on détermine la partie d'eau E_s contenue dans le réservoir qui va à son tour s'évaporer :

$$E_s = \frac{S(2 - \frac{S}{x_1}) \tanh(\frac{E_n}{x_1})}{1 + (1 - \frac{S}{x_1}) \tanh(\frac{E_n}{x_1})} \quad (\text{C.5})$$

On a alors une nouvelle expression du niveau de stockage du réservoir :

$$S = S - E_s + P_s \quad (\text{C.6})$$

La partie restante $P_n - P_s$ de la pluie brute va donc contribuer à l'écoulement. On y ajoute l'exfiltration du réservoir P_{exf} définie à l'aide d'une fonction puissance :

$$P_{exf} = S \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{4}{9} \frac{S}{x_1} \right)^4 \right]^{-\frac{1}{4}} \right\} \quad (\text{C.7})$$

Le niveau du réservoir est une nouvelle fois réévalué :

$$S = S - P_{exf} \quad (\text{C.8})$$

La partie de la pluie qui va effectivement participer à l'écoulement s'exprime donc comme la somme de l'eau qui n'est pas rentrée dans le réservoir et de celle qui est vidangée :

$$P_r = P_{exf} + P_n - P_s \quad (\text{C.9})$$

Au final, le modèle de production est régi par le seul paramètre x_1 . Une initialisation précise du niveau du réservoir S n'est pas nécessaire pour avoir de bons résultats. Après une année de calculs, le modèle s'auto-stabilise, et le niveau S en vigueur correspond à une valeur cohérente.

Bien que peu d'études aient été effectuées pour rattacher ce paramètre x_1 aux données géographiques du terrain, Mouelhi (2003) note une certaine stabilité géographique du paramètre.

C.3.2 SCS (Soil Conservation Service)

Ce modèle empirique, développé par l'USDA (1956), dépend d'un paramètre CN appelé Curve Number. Celui-ci décrit la capacité d'infiltration du sol, soit son aptitude à créer du ruissellement. Il peut être rapporté aux caractéristiques du terrain.

Le principe de ce modèle repose sur une égalité empirique entre le coefficient d'écoulement global à un instant t et le taux de saturation des sols :

$$\frac{\text{rétention au temps } t}{\text{rétention potentielle}} = \frac{\text{lame d'eau écoulée au temps } t}{\text{lame d'eau écoulée potentielle}} \quad (\text{C.10})$$

soit :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q(t)}{P(t) - I_a} \quad (\text{C.11})$$

où :

F est la rétention du sol au temps t
 S la rétention maximale potentielle
 $Q(t)$ le cumul de pluie nette à l'instant t
 $P(t)$ le cumul de pluie brute à l'instant t

I_a les pertes initiales qui englobe l'évapotranspiration

En posant : $F = P(t) - I_a - Q(t)$, on obtient :

$$Q(t) = \frac{(P(t) - I_a)^2}{(P(t) - I_a) + S} \quad (\text{C.12})$$

On admet généralement que I_a et S sont liés par la relation :

$$I_a = 0.2 \times S \quad (\text{C.13})$$

S est, quant à lui, directement lié à la valeur du Curve Number :

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25.4 \quad (\text{C.14})$$

Le tableau du Nationale Engineering Handbook (section4) NEH-4 fournit des valeurs du CN en fonction des caractéristiques du sol : type de sol, utilisation du terrain, condition hydrologique et humidité initiale. CN varie donc de 0 à 100 suivant les types de sol, les conditions hydrologiques et le taux d'humidité initiale du sol.

On parvient finalement à une expression du cumul de pluie nette qui dépend uniquement de CN via S :

$$Q(t) = \frac{(P(t) - 0.2S)^2}{(P(t) + 0.8S)} \quad (\text{C.15})$$

Pour déterminer le volume d'eau participant au débit pendant un pas de temps Δt , on soustrait les cumuls de pluie nette entre les deux instants t et $t + \Delta t$.

Le CEMAGREF d'Aix-en-Provence, lors d'approches régionales, a été amené à déduire le paramètre S des cartes hydrogéologiques et d'occupation des sols. Le projet AIGA (voir Annexe A.2.6) bénéficie de cette régionalisation du paramètre de production.

C.3.3 SCS continu

Etabli pour travailler en événementiel, la fonction de production SCS peut être utilisée aussi en continu. On ajoute pour cela un réservoir matérialisant le comportement hydrologique du sol. Son niveau décrit l'évolution en continu du stock hydrique. Cet outil est disponible sur la plate-forme ATHYS (<http://www.athys-soft.org>).

A partir de la formulation de base du SCS (Eq. C.15), on peut définir un coefficient de ruissellement instantané $C(t)$:

$$C(t) = \frac{\partial Q}{\partial P} = \frac{P^*(t) - 0,2S}{P^*(t) + 0,8S} \left(2 - \frac{P^*(t) - 0,2S}{P^*(t) + 0,8S} \right) \quad (\text{C.16})$$

où $P^*(t)$ correspond au cumul de la pluie, diminué en fonction de la vidange du réservoir sol (cf. Eq. C.27)

Pendant un pas de temps donné, la proportion de pluie $i(t)$ qui va contribuer directement au ruissellement $Ruis_1(t)$ est déterminée à l'aide de ce coefficient de ruissellement :

$$Ruis_1(t) = C(t) \times i(t) \quad (C.17)$$

La partie restante alimente le réservoir sol :

$$f(t) = (1 - C(t)) \times i(t) \quad (C.18)$$

Le réservoir sol, de type linéaire, se vidange en fonction de son niveau de remplissage $S(t)$, à l'instant t , et d'un paramètre DS :

$$Vid(t) = DS \times S(t) \quad (C.19)$$

L'équation de continuité s'exprime alors grâce à $Vid(t)$ et $f(t)$:

$$\frac{dS}{dt} = f(t) - Vid(t) \quad (C.20)$$

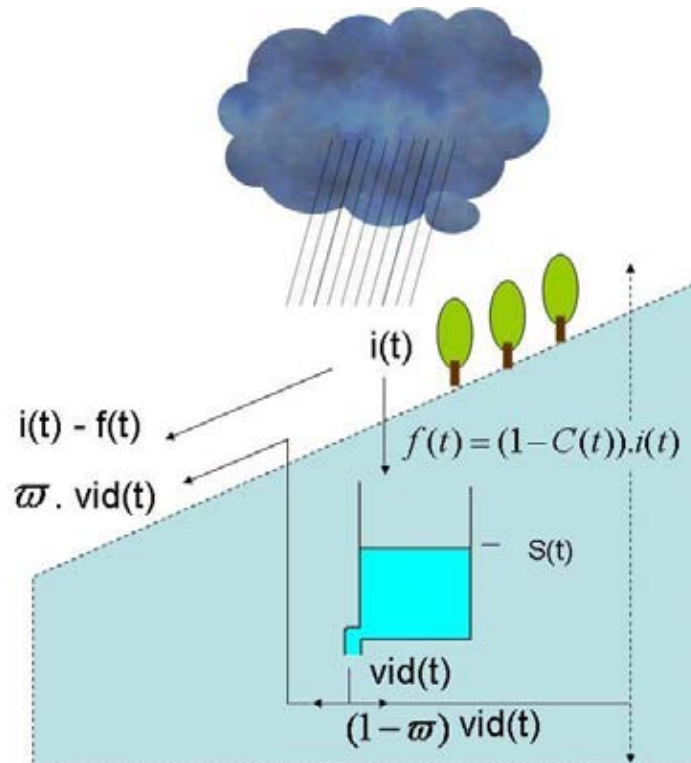


FIG. C.1 – Schéma du SCS (www.athys-soft.org)

Si le flux d'infiltration $f(t)$ est nul, la variation du réservoir entre t_0 et t obéit à une loi exponentielle, solution de l'équation sans second membre :

$$S(t) = S(t_0) \cdot \exp(-DS(t - t_0)) \quad (C.21)$$

Si ce flux n'est pas nul, le schéma est résolu de manière explicite, entre deux pas de temps t et $t + \Delta t$:

$$S^* = S(t) + f(t) \cdot \Delta t \quad (\text{C.22})$$

$$Vid^* = \frac{S^* + S(t)}{2} (1 - \exp(-DS \times \Delta t)) \quad (\text{C.23})$$

$$S(t + \Delta t) = S^* - Vid^* \quad (\text{C.24})$$

où Vid^* correspond au volume vidangé entre les instants t et $t + \Delta t$.

Une fraction de l'eau vidangée va alors exfiltrer, tandis que la partie restante rejoint la zone d'écoulement gravitaire. On appelle $Ruis_2$ ce nouveau ruissellement de surface :

$$Ruis_2 = \varpi \cdot Vid^* \quad (\text{C.25})$$

Pour plus de cohérence, et afin de ne pas additionner indéfiniment les pluies, la vidange appliquée au réservoir sol est aussi appliquée au cumul des pluies. Lors des périodes sèches, quand le réservoir sol est vide, le coefficient de ruissellement est égal à 0, et le cumul des pluies est également nul. Cela se traduit par :

$$Vid_2(t) = \frac{P^*(t)}{S(t)} \cdot Vid(t) \quad (\text{C.26})$$

$$P^*(t) = P^*(t) - Vid_2(t) \quad (\text{C.27})$$

Au final, le modèle comprend trois paramètres à caler : S (ou CN), DS et ϖ . Marchandise (2007) a montré qu'il était difficile de rapporter ces paramètres aux types de sol rencontrés dans la région cévenole.

C.3.4 VIC (Variable Infiltration Capacity)

Décrit par Wood et al. (1992), le model VIC suppose une variation de la capacité d'infiltration en fonction de la topographie du terrain et des changements de sol et de végétation. La capacité d'infiltration du sol, soit la profondeur maximale d'eau qu'il peut stocker, obéit à une loi de distribution de type Xinanjiang :

$$i = i_m [1 - (1 - A)^{\frac{1}{B}}] \quad (\text{C.28})$$

où :

A représente la portion du bassin dont la capacité d'infiltration est inférieure à i

i_m la capacité d'infiltration maximale du sol

B un paramètre lié à la forme du bassin.

Seule la partie du terrain, dont la capacité d'infiltration est inférieure à celle en cours, crée du ruissellement. On parle de zone contributive.

Au début d'un événement pluvieux, la capacité d'infiltration du sol i_0 caractérise un possible stockage en eau W_0 . W_c représente le stockage maximal pour l'ensemble du bassin. Après intégration de i sur l'ensemble du bassin, on obtient (Fig. C.2) :

$$W_c = \frac{i_m}{1 + B} \quad (\text{C.29})$$

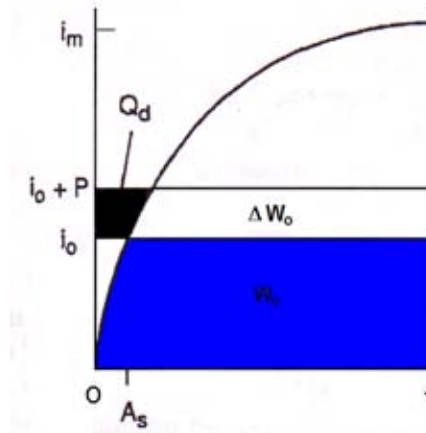


FIG. C.2 – Schéma de principe de VIC

Lorsqu'une pluie P est précipitée, la partie du sol qui ne peut plus infiltrer génère un débit Q_d :

$$Q_d = P - (W_c - W_0) \quad \text{si } i_0 + P \geq i_m \quad (\text{C.30})$$

$$Q_d = P - W_c + W_0 + W_c \left[1 - \frac{i_0 + P}{i_m}\right] + B \quad \text{si } i_0 + P \leq i_m \quad (\text{C.31})$$

L'eau stockée dans le sol participe, quant à elle, au débit de base (Q_b) en suivant une évolution de type réservoir linéaire.

$$Q_b = k_b W_0 \quad \text{avec : } 0 \leq k_b \leq 1 \quad (\text{C.32})$$

Le débit total occasionné vaut donc :

$$Q = Q_b + Q_d \quad (\text{C.33})$$

Ainsi, à la fin de chaque pas de temps, la capacité de stockage du sol W_0^- évolue en W_0^+ , pour le pas de temps suivant (e représente l'évapotranspiration réelle) :

$$W_0^+ = W_0^- - Q_b - e \quad (\text{C.34})$$

W_0^+ est utilisée dans les équations Eq. C.30 et Eq. C.31 et W_0^- dans Eq. C.32.

Au final, le modèle repose sur trois paramètres : W_c , B et k_b . Notons qu'une analogie peut être faite avec TOPMODEL, décrit ci-dessous, en représentant la fonction de distribution $i = f(A)$ à l'aide de la topographie et de l'indice topographique (Kavetski et al., 2003), (Sivapalan et al., 1997).

C.3.5 TOPMODEL (TOPography based hydrological MODEL)

TOPMODEL a été développé dans les années 70 par Beven and Kirkby (1979) à l'Université de Lancaster. Le modèle est décrit ici dans ces grands principes. Son fonctionnement

est par ailleurs largement détaillé dans la thèse de Saulnier (1996).

La base conceptuelle du modèle est la génération de ruissellement sur surfaces saturées dites contributives. Lors d'un événement pluvieux, une partie du bassin versant se sature en eau par affleurement de la nappe à la surface du sol, limitant ainsi les infiltrations. La nappe modélisée ici est une nappe temporaire, dite de versant, qui apparaît lors d'une pluie et disparaît après une longue période sèche. La saturation du sol est directement liée à sa topographie par le biais d'un indice topographique.

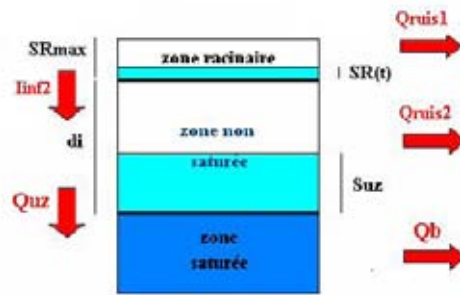


FIG. C.3 – Schéma TOPMODEL

Cet indice topographique est défini à l'échelle du pixel. Il lie l'aire drainée a_i en amont du pixel à la pente locale β_i :

$$\lambda_i = \ln\left(\frac{a_i}{\tan \beta_i}\right) \quad (\text{C.35})$$

Chaque pixel est aussi subdivisé en trois parties (Fig. C.3) : une zone racinaire, représentant la surface du sol, une zone non saturée relative à la partie à perméabilité variable du sol et une zone saturée représentant la nappe d'eau. Les échanges de flux sont calculés à l'aide d'une conductivité hydraulique à profil exponentiel :

$$K_i = K_0 \exp\left(\frac{-d_i}{M}\right) \quad (\text{C.36})$$

où :

K_0 est la valeur de la conductivité au niveau du sol

M un coefficient de décroissance

d_i le déficit de la zone non saturée directement relié à l'indice topographique par la relation :

$$\bar{D}_t - d_i = -M \cdot (\bar{\lambda} - \lambda_i) \quad (\text{C.37})$$

où :

\bar{D}_t est le déficit moyen initialisé au premier pas de temps

$\bar{\lambda}$ l'indice topographique moyen.

Zone racinaire

Lorsque la pluie entre en contact avec la surface du sol, une partie de celle-ci peut ruisseler par refus d'infiltration. Suivant la version de TOPMODEL utilisée, on peut trouver différents modèles pour tenir compte de ce ruissellement (Horton, Green-Ampt, ...). Cela revient à introduire un, voire plusieurs, paramètres supplémentaires. Dans tous les cas, une valeur I_{inf} s'infiltrer et une autre Q_{ruis1} ruisselle.

Cette étape franchie, la zone racinaire peut être perçue comme un premier réservoir représentant la couche superficielle du sol. Elle est caractérisée par une hauteur maximale SR_{MAX} et une valeur initiale SR_0 . La pluie I_{inf} remplit ce réservoir dont le niveau $SR(t)$ fluctue à chaque pas de temps. Dès que celui-ci est plein, le surplus est transmis à la zone non saturée (ZNS) :

– si $SR(t) + I_{inf} > SR_{MAX}$ alors :

$$SR(t) = SR_{MAX} \text{ et } SR(t) + I_{inf} - SR_{MAX} = I_{inf2} \text{ pénètre dans la ZNS} \quad (C.38)$$

– si $SR(t) + I_{inf} < SR_{MAX}$ alors :

$$SR(t) = SR(t) + I_{inf} \text{ et rien ne pénètre dans la ZNS} \quad (C.39)$$

A ce niveau, la perte due à l'évapotranspiration (ETP) est prise en compte et déduite du niveau de la zone racinaire pour le prochain pas de temps :

$$SR(t + 1) = SR(t) - ETP \quad (C.40)$$

Zone non saturée

C'est le second réservoir caractérisé par son niveau $S_{uz}(t)$ et son déficit d_i , représentant sa capacité maximale.

Si $d_i < 0$, la nappe d'eau est haute et le réservoir de la zone non saturée est plein. Dans ce cas, toute l'eau transmise, ajoutée à celle contenue dans le réservoir, forme un deuxième ruissellement Q_{ruis2} et rien n'est transmis à la zone saturée, le débit de percolation Q_{uz} est donc nul :

$$Q_{ruis2} = I_{inf2} + S_{uz} \quad (C.41)$$

$$Q_{uz} = 0 \quad (C.42)$$

Si $d_i > 0$, la zone non saturée peut stocker une partie ou l'intégralité de l'eau qu'elle reçoit.

Si l'eau qui rentre dans la ZNS, ajoutée au niveau S_{uz} , dépasse la valeur maximale d_i , la totalité va participer au ruissellement de surface Q_{ruis2} . Dans le cas contraire, il n'y a pas de ruissellement et une vidange Q_{uz} est possible vers la zone saturée :

Si $I_{inf} + S_{uz} \geq d_i$, on a :

$$Q_{ruis2} = S_{uz} + I_{inf2} - d_i \quad (C.43)$$

$$Q_{uz} = 0 \quad (C.44)$$

Si $I_{inf2} + S_{uz} \leq d_i$, on a :

$$Q_{ruis2} = 0 \quad (C.45)$$

$$Q_{uz} = K_0 \exp\left(-\frac{d_i}{M}\right) \quad (C.46)$$

Zone saturée

C'est la partie qui représente la nappe d'eau. Elle est à l'origine du débit de base Q_b , indépendant de la maille sur laquelle on se trouve. Il est donc le même pour l'ensemble du bassin à chaque pas de temps :

$$Q_b = T_0 \exp\left(-\frac{\bar{D}_t}{M}\right) \exp(-\bar{\lambda}) \quad (C.47)$$

où :

T_0 représente la transmissivité

La transmissivité qui caractérise les échange de flux latéraux s'exprime à l'aide de K_0 et de M , et ne nécessite pas l'introduction d'un nouveau paramètre.

Bilan final

A la fin de chaque pas de temps, chaque pixel génère un débit Q_i , somme de l'eau ruisselée et du débit de base :

$$Q_i = Q_{ruis1} + Q_{ruis2} + Q_b \quad (C.48)$$

Le déficit moyen est alors ré-initialisé en faisant un bilan au niveau de l'interface zone non saturée/zone saturée :

$$D_{t+1}^- = \bar{D}_t + Q_b - Q_{uz} \quad (C.49)$$

Ce modèle repose finalement sur quatre paramètres : SR_0 , SR_{MAX} , K_0 et M , auxquels d'autres peuvent s'ajouter suivant l'utilisation d'un modèle de ruissellement. Saulnier (1996) montre qu'il est difficile de trouver des valeurs de K_0 en rapport avec les caractéristiques du sol.

C.3.6 IHACRES (Identification of unit Hydrographs and Component flows from Rainfalls, Evaporation and Streamflow data)

Le modèle IHACRES initialement développé par Jakeman et al. (1990), (Evans and Jakeman, 1998) comporte une fonction de production non linéaire et une fonction de transfert uniquement basée sur les données de pluie, de température et de débit. Nous nous intéressons ici uniquement au module de production.

Le comportement du sol vis à vis de la pluie est caractérisé par son déficit CMD (Catchment Moisture Deficit), soit sa capacité à stocker de l'eau. Celui-ci est calculé à chaque pas de temps grâce à la relation suivante :

$$CMD_k = CMD_{k-1} - P_k + E_k + D_k \quad (C.50)$$

où :

P_k est la pluie brute

E_k est l'évapotranspiration

D_k est le drainage.

La valeur de drainage est calculée à partir du déficit calé au pas de temps précédent : CMD_{k-1} .

$$D_k = \begin{cases} \frac{-c_3}{c_4} CMD_k + c_3 & \text{si } CMD_{k-1} < c_4 \\ 0 & \text{si } CMD_{k-1} \geq c_4 \end{cases} \quad (C.51)$$

où :

c_3 représente le drainage maximum qu'il peut se produire

c_4 représente la valeur maximale de CMD avant que celui-ci ne soit trop important pour qu'il y ait génération d'un débit d'exfiltration.

Si le déficit CMD_k devient positif, cela signifie que le sol est saturé et que l'eau ruisselle par refus d'infiltration. La pluie efficace peut donc prendre deux valeurs selon le signe du déficit CMD_k :

$$U_k = \begin{cases} D_k & \text{si } CMD_k \geq 0 \\ D_k - CMD_k & \text{si } CMD_k < 0 \end{cases} \quad (C.52)$$

C.3.7 ALHTAïR

On détaille ici le module de production du modèle Pluie-Débit contenu dans ALHTAïR, et basé sur un fonctionnement hortonien. Cet outil opérationnel fait l'objet d'une étude détaillée à travers les travaux d'Ayral (2005).

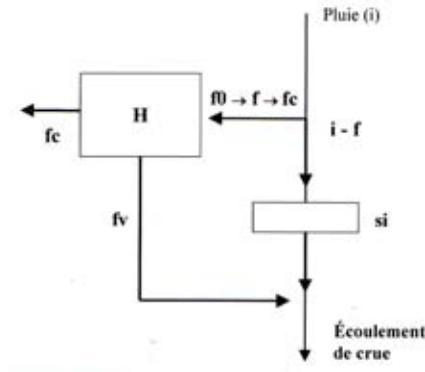


FIG. C.4 – Schéma de la fonction de production d'ALTHAÏR (Ayrat, 2005)

A chaque pas de temps, la pluie brute $i(t)$ est comparée à la capacité d'infiltration instantanée f qui dépend de la capacité d'infiltration initiale f_0 :

$$f = f_0 - (k \times H_{t-1}) \quad (\text{C.53})$$

où :

k est une constante exprimant la rapidité avec laquelle le sol arrive à saturation
 H_{t-1} le stockage hortonien au pas de temps précédent

Si l'intensité $i(t)$ est inférieure à f , l'eau est emmagasinée et le volume représenté par la pluie hi est infiltré dans le sol. Le stockage hortonien H augmente :

$$H = H_{t-1} + hi \quad (\text{C.54})$$

Si l'intensité $i(t)$ est supérieure à f , alors la différence $(i - f)$ ruisselle. Le volume correspondant $(hi - hf)$ transite ensuite par un réservoir d'imbibition (si) avant de participer activement à l'écoulement de crue. Ce réservoir ne se vide complètement qu'à la fin de l'événement.

L'écoulement hypodermique f_v a pour origine la vidange du stockage hortonien H et participe à retardement aux écoulements générateurs de crue. Il est caractérisé par un coefficient de variation de débit de fuite C_{DF}

$$C_{DF} = \left(H \times \frac{k}{(f_0 - f_c)^\alpha} \right) \quad (\text{C.55})$$

où :

f_c est la capacité d'infiltration profonde
 α est une constante

La valeur du stockage hortonien est modifiée et devient :

$$H = H_{t-1} + hf - (h_{fv} + h_{fc}) \times C_{DF}$$

où :

hf est le volume de la capacité d'infiltration instantanée

h_{fv} est le volume de l'écoulement hypodermique lié à la hauteur d'eau f_v

h_{fc} est le volume de la capacité d'infiltration profonde lié à la hauteur d'eau f_c

Le volume vidangé (écoulement hypodermique) h_v s'écrit alors :

$$h_v = h_{fv} \times C_{DF}$$

Finalement, pour un pas de temps donné, le volume total ruisselé h_R vaut :

$$h_R = (h_i - h_f) + h_v$$

Le module de production d'ALTHAÏR dépend donc de 6 paramètres: f_0 , f_c , f_v , k , α et *si*. f_0 apparaît comme le paramètre principal du modèle et a été l'objet d'une tentative de régionalisation (Ayrat, 2005). Il a été rapporté aux cartes de perméabilité, élaborée à l'aide de l'analyse conjointe de plusieurs couches du sol (géologie et occupation des sols), complétée par des mesures *in situ*.

C.4 Fonction de transfert

Une fois la pluie nette (ou efficace) calculée, il faut généralement établir une fonction de transfert pour déterminer la distribution dans le temps de ces volumes d'eau à l'exutoire. Dans le cas de bassins non jaugés, on ne dispose que de peu d'informations sur ces phénomènes dynamiques. Les données topographiques prennent alors une place prépondérante pour les représenter. Nous allons synthétiser ici un ensemble des connaissances et de méthodes issues de l'étude géomorphologique d'un bassin versant, dans l'optique d'en définir sa fonction de transfert. Dans un premier temps, nous verrons comment le modèle numérique de terrain (MNT) est traité pour en extraire le bassin versant et son réseau hydrographique. Ensuite nous nous focaliserons plus précisément sur la définition de sa fonction de transfert, basée principalement sur ces caractéristiques géomorphologiques.

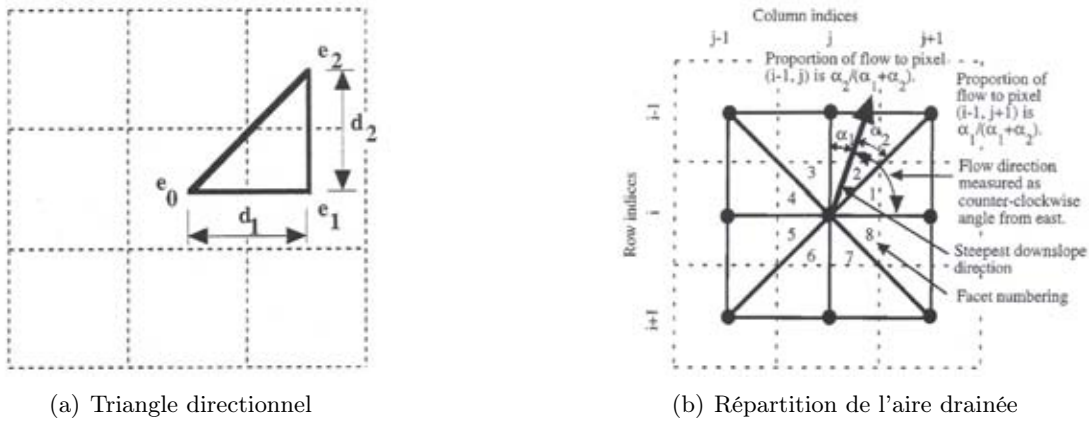
C.4.1 Traitement du MNT

Le Modèle Numérique de Terrain (MNT) représente la topographie à l'aide d'un maillage où l'on retrouve une valeur d'altitude par pixel (30 à 150 m de côté). Il permet de reconstituer le relief d'une région avec une relative précision, c'est à dire qu'il rend compte des dénivelées générales mais pas des petits interstices de type talweg ou fossé. Néanmoins, un traitement informatique à l'aide d'un logiciel approprié comme la méthode RST (Mitasova and Mitas, 1993a), (Mitasova and Mitas, 1993b) disponible sous GRASS permet, à travers un lissage de la surface, la représentation du comportement hydrodynamique de la zone. Nous décrivons brièvement dans ce qui suit comment, en analysant les relations existantes entre chacun des pixels de ce maillage, on peut déterminer le réseau hydrographique ainsi que l'agencement des surfaces contributives.

Bassin versant et schéma de drainage

Avant toute manipulation, les dépressions du réseau (mailles dont les valeurs sont inférieures à toutes celles qui les entourent) sont « corrigées ». Soit elles sont artificiellement

remontées pour permettre à l'eau « tombant » sur ce point de la grille de pouvoir s'en échapper, soit elles sont ignorées lors de la suite de la procédure. Un modèle de drainage D8 (O'Callaghan and Mark, 1984) se construit ensuite en analysant les relations qu'entretient chaque pixel avec ses huit voisins environnants. Une direction privilégiée est définie selon le principe de la « pente maximale ». Physiquement, cela signifie que le drainage s'effectue dans la direction de la pente la plus forte. Cette méthode a l'inconvénient de n'autoriser que huit directions possibles et schématise beaucoup les comportements réels. Pour remédier à cela, on peut utiliser un modèle $D\infty$ (Tarboton, 1997) qui représente un modèle de directions multiples des flux. A partir de la même situation de départ (un pixel entouré de 8 autres), on représente 8 triangles ayant pour sommet le pixel central (Fig. C.5). La direction principale correspond à la pente la plus importante calculée dans ces triangles. Elle est caractérisée par un vecteur (direction, gradient de la pente) qui se décompose sur la base de deux directions simples définies à partir de 2 pixels voisins.


 FIG. C.5 – Schéma $D\infty$ Tarboton (1997)

On calcule alors les pentes dans ces deux directions :

$$s_1 = (e_0 - e_1)/d_1 \quad (\text{C.56})$$

$$s_2 = (e_1 - e_2)/d_2 \quad (\text{C.57})$$

Et on en déduit la direction r et le gradient de la ligne de plus grande pente s :

$$r = \tan^{-1}(s_1/s_2) \quad (\text{C.58})$$

$$s = (s_1^2 + s_2^2)^{1/2} \quad (\text{C.59})$$

Dans le cas où la valeur de r serait en dehors de l'intervalle $[0, \tan^{-1}(d_2/d_1)]$, c'est à dire en dehors du triangle, on utilise :

$$r < 0 : r = 0 \text{ et } s = s_1 \quad (\text{C.60})$$

$$r > \tan^{-1}(d_2/d_1) : r = \tan^{-1}(d_2/d_1) \text{ et } s = (e_0 - e_2)/(d_1^2 + d_2^2)^{1/2} \quad (\text{C.61})$$

Une fois chaque pixel relié à au moins un de ses voisins suivant ce principe, les cheminement sont tracés. On calcule alors pour chaque pixel sa surface d'aire drainée. Dans une modélisation D8, cela représente juste le nombre de pixels amont convergeant vers celui-ci. Dans le cas de figure D ∞ , on incrémente, à chaque pixel concerné lors du transfert, un pourcentage de l'aire drainée proportionnel à sa participation dans la direction d'écoulement. Il est ensuite possible de déterminer le bassin versant à partir de son seul exutoire. En introduisant la position de celui-ci, le logiciel extrait l'ensemble des pixels contribuant à l'écoulement en ce point.

Extraction du réseau hydrographique

Il reste maintenant à distinguer les mailles « rivière » des mailles « versant » à l'intérieur du bassin. Quelle que soit la taille des pixels, on nomme généralement maille « rivière » une maille qui est traversée par un cours d'eau bien qu'elle puisse être aussi constituée de versants. En définissant un seuil à la surface d'aire drainée, on reconstitue le réseau hydrographique comme l'ensemble des cellules dont l'aire drainée est supérieure à ce seuil. Les autres sont des mailles « versant ». Cette opération simple ne doit pas faire oublier que les processus hydrologiques sont différents suivant que l'on se trouve sur un versant ou sur le réseau hydrographique. Il est donc important de bien estimer ce seuil d'aire drainée afin de représenter au mieux le réseau hydrographique dans son ensemble. Plus la valeur du seuil sera élevée et plus la densité de drainage sera faible, au risque de ne pas représenter des cours d'eau existants.

La définition d'un seuil optimal, a été à l'origine de nombreux travaux dont nous présentons rapidement les plus importants. Ces méthodes utilisent généralement la distribution spatiale de l'altitude ou de la pente qui sont liées à la densité du réseau hydrographique. Les travaux de Montgomery and Dietrich (1989), Montgomery and Foufoula-Georgiou (1993) ont ainsi conduit à une formule empirique reliant le seuil minimum d'aire drainée A_t à la pente locale S :

$$A_t = CS^{-\phi} \quad \text{avec } \phi > 0 \quad (\text{C.62})$$

Dans cette lignée, La Barbera and Roth (1994) ont étudié la dispersion de la distribution de fréquence de $A_t S^k$ observée par rapport à la distribution théorique. Ils l'ont rapportée à la différence entre le réseau hydrographique extrait et le réel. Notons que k peut être relié à la dimension fractale

Calcul de la fonction de transfert

Lorsque les deux types de surface (versant, rivière) sont distingués, on leur affecte à chacun une vitesse pour évaluer le temps de transfert jusqu'à l'exutoire. Sur les versants, les vitesses sont assez faibles (0,01 m/s), tandis que dans les cours d'eau, elles peuvent atteindre 2 à 3 m/s lors d'une crue « éclair ».

Il n'est néanmoins pas nécessaire de déterminer un seuil d'aire drainée et de faire la distinction entre les mailles « rivière » et les mailles « versant ». C'est le cas de la fonction de transfert utilisé par Marchandise (2007), disponible sous la plate-forme ATHYS

(www.athys-soft.org). Pour chaque maille du bassin versant (Fig. C.6), la vitesse de propagation est calculée en fonction de la pente p de la maille et de la surface drainée S par la relation :

$$V = V_0 p^{0,5} S^{0,2} \quad (C.63)$$

où V_0 est un paramètre à caler

Le temps de transition jusqu'à l'exutoire T_m est alors déterminé à l'aide de cette expression de la vitesse et de la distance qui sépare le pixel de l'exutoire, aisément calculable à l'aide du SIG. Un facteur de diffusion est ensuite ajouté à cette maille sous la forme d'un modèle de stockage de type réservoir linéaire. Celui-ci est doté d'une capacité K_m définie par :

$$K_m = K_0 T_m K_0 \quad (C.64)$$

où K_0 est le second paramètre à caler

Comme la surface drainée est utilisée lors du calcul de la vitesse de transfert, on tient compte implicitement de la position de la maille au sein du bassin. Les mailles situées en aval d'une importante surface drainée, donc sûrement traversée par une rivière, sont caractérisées par une vitesse d'écoulement conséquente. Ce type de simplification permet de ne pas « figer » le réseau hydrographique et de tenir compte de sa variabilité (cours d'eau temporaire).

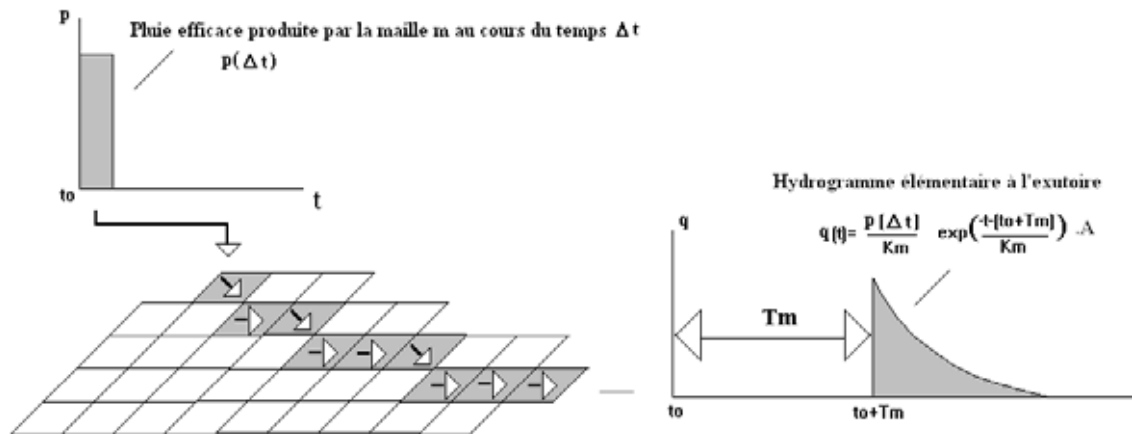


FIG. C.6 – Schéma du transfert sans différentiation des pixels (www.athys-soft.org)

De la même manière, le module de transfert utilisé par ALTHAIR incrémente une vitesse à chaque maille directement calculée en fonction de la distance qui la sépare de l'exutoire :

$$V = \left(1 + \frac{p-1}{9} \times L^{0,25}\right) \quad (C.65)$$

où :

V est la vitesse de propagation (m/s)

p est la pente (%)

L la distance à l'exutoire (km)

C.4.2 Fonctions de transfert géomorphologique (GIUH)

Les caractéristiques géomorphologiques établies sur un bassin versant peuvent servir à décrire son comportement hydrologique et plus particulièrement sa fonction de transfert. Généralement, cela consiste à définir l'hydrogramme unitaire, c'est à dire la réponse du bassin à une pluie efficace unitaire et distribuée uniformément sur celui-ci. Cet outil repose sur deux hypothèses : une linéarité et une invariance temporelle des phénomènes de transfert.

Rodriguez-Iturbe and Valdès (1979) puis Gupta et al. (1980) ont été les premiers à décrire une méthode globale pour l'établissement de l'hydrogramme unitaire géomorphologique d'un bassin (GIUH). Contrairement aux méthodes déterministes qui reposaient sur des séries de mesure, cette méthode -et c'est ce qui fait son originalité- propose d'assimiler la fonction de transfert à une fonction de distribution de probabilité.

En voici succinctement la description :

Rappelons d'abord que la valeur au temps t de l'hydrogramme $h(t)$ unitaire peut s'exprimer comme la variation dans le temps de volume V , cumul de la pluie efficace unitaire qui s'écoule à l'exutoire :

$$h(t) = \frac{dV(t)}{dt} \quad (\text{C.66})$$

Ce volume V peut aussi s'exprimer comme le pourcentage cumulé de ces gouttes de pluie se retrouvant à l'exutoire au temps t . C'est aussi la fonction de répartition correspondant à la probabilité pour qu'une goutte quelconque parvienne à l'exutoire avant le temps t . On la nomme : $P(T_p < t)$ où T_p représente le temps de parcours de la goutte de son lieu de chute initial à l'exutoire. On obtient alors :

$$h(t) = \frac{dP(T_p \leq t)}{dt} \quad (\text{C.67})$$

A l'intérieur du bassin, le réseau hydrographique est décrit comme la l'interconnexion de tronçons classés par ordre de Horton-Stralher. On appelle « état », l'ordre correspondant à la localisation de la goutte d'eau à l'instant t et « transition » le passage d'un état à un autre. Si ω est l'ordre du bassin, l'état $N = \omega + 1$ représente le « récipient » en sortie de l'exutoire. Enfin, on nomme « région » la surface (rive gauche et rive droite) reliée à un tronçon. Elle est caractérisée par le même ordre.

Pour une goutte d'eau, l'ordonnancement des différents tronçons du bassin permet d'évaluer un nombre fini de chemins possibles jusqu'à l'exutoire. Soit C cet ensemble de chemins. Chaque chemin $c \in C$ commence à partir d'une région d'ordre quelconque (i pour

l'exemple) puis transite par différents tronçons d'ordres croissants jusqu'à l'exutoire :

$$\text{Ex : } c : i(\text{région}) \rightarrow j(\text{tronçon}) \rightarrow k(\text{tronçon}) \rightarrow w$$

La présence initiale de la goutte d'eau dans la région d'ordre i est caractérisée par une probabilité $\theta_i(0)$. Chaque passage d'un état i à un état j est caractérisé, lui aussi, par une probabilité p_{ij} .

La fonction de répartition $P(T_p < t)$, à la base de la définition de l'hydrogramme unitaire, correspond alors à la réunion de deux conditions :

- Premièrement, la probabilité $P(c)$ que la goutte parcourt le chemin c soit le produit de la probabilité $\theta_i(0)$ et des p_{ij} concernés par le parcours. Dans l'exemple : $P(c) = \theta_i(0) \times p_{ij} \times p_{jk} \times p_{kw}$
- Deuxièmement que son temps T_c de parcours sur ce chemin c soit inférieur à t : $P(T_c < t)$

On obtient donc pour tout chemin c :

$$P(T_g < t) = \sum_{c \in C} P(T_c < t) \cdot P(c) \quad (\text{C.68})$$

et :

$$h(t) = \sum_{c \in C} \frac{dP(T_c < t)}{dt} \cdot P(c) \quad (\text{C.69})$$

Pour calculer $P(T_c < t)$, on définit une fonction de densité de probabilité pour chacun de ces tronçons : $f_i(t)$. Elle caractérise le temps de parcours de la goutte dans chaque tronçon. Pour l'ensemble du parcours, on obtient par produit de convolution :

$$P(T_c < t) = \int_0^t f_i(t') \otimes f_j(t') \otimes \dots \otimes f_w(t')$$

Les temps de transition ne sont pas les mêmes dans chacun des tronçons, puisque suivant l'endroit où l'on se trouve dans le bassin, la dynamique change. Pour en tenir compte de cette variabilité, la fonction de densité de probabilité est décrite en tant que processus semi-markovien simplifié. C'est à dire que l'occupation successive des états sera gouvernée par une probabilité de transition markovienne (ne dépendant que de l'état de départ i) et dont le temps de transition de cet état i à un état j dépendra, lui aussi, uniquement de l'état de départ.

On fait ensuite l'hypothèse que la forme de la fonction de densité est décrite à l'aide d'une fonction exponentielle :

$$f_i(t') = \lambda_i e^{-\lambda_i t'} , \lambda_i > 0 \quad (\text{C.70})$$

En mettant de côté le postulat markovien, et dans la perspective de baser la définition de la fonction de densité de probabilité sur des critères physiques, Gupta et al. (1980) justifient l'utilisation de la fonction exponentielle comme la représentation du bassin versant

sous forme de réservoirs en série et/ou en parallèle.

Il reste maintenant à identifier tous ces termes : p_{ij} , λ_i et $\theta_i(0)$ en fonction des propriétés géomorphologiques du bassin.

- Définition des $\theta_i(0)$: c'est donc la probabilité que le processus commence à l'état i , i.e. que la goutte commence son trajet sur une région d'ordre i , drainée par un cours d'eau d'ordre i . On écrit :

$$\theta_i(0) = \frac{A_i^*}{A_T} \quad (\text{C.71})$$

où A_i^* représente l'aire totale drainée directement par des ruisseaux d'ordre i et A_T l'aire totale du bassin versant. Ces termes peuvent s'écrire en fonction du rapport d'Horton R_A .

- Définition des p_{ij} : c'est la probabilité que les tronçons d'ordre i soient drainés ensuite par des tronçons d'ordre j :

$$p_{ij} = \frac{N_{i,j}}{N_i} \quad (\text{C.72})$$

où $N_{i,j}$ représente le nombre de tronçons d'ordre i qui se connectent à des tronçons d'ordre j et N_i le nombre de tronçon d'ordre i . Il est possible de simplifier ces calculs à l'aide des expressions des N_i et N_j , donc à l'aide du rapport d'Horton R_B .

- Définition des λ_i : on fait l'hypothèse d'une vitesse uniforme sur l'ensemble du bassin lors des transitions. On peut ainsi définir un temps de parcours moyen pour chaque ordre: $\bar{T}_i = \frac{\bar{L}_i}{v}$ où \bar{L}_i est la longueur moyenne des tronçons d'ordre i et v la vitesse constante.

Ensuite, par définition on a: $\lambda_i = \frac{1}{\bar{T}_i}$.

Il est alors possible d'exprimer les coefficients \bar{T}_i en fonction du ratio d'Horton R_L .

On obtient au final une expression de l'hydrogramme unitaire en fonction des ratios d'Horton (invariables par changements d'échelle) et d'une valeur de la vitesse constante pour l'ensemble du bassin.

C.4.3 Fonction de transfert basée sur les équations de Saint-Venant

Ces équations sont généralement utilisées pour simuler les écoulements en rivière ou en conduite. Dans ce type de situation, elles sont établies pour des écoulements unidimensionnels, dont la direction privilégiée x est celle de la pente principale.

Pour $Q(x,t)$ le débit exprimé en m^3/s à l'abscisse x et au pas de temps t , $A(x,t)$ la section mouillée en m^2 et q le débit latéral d'alimentation d'un bief par unité de longueur

en m^2/s (ou l'intensité de pluie nette en m/s si on simule l'écoulement sur un versant), l'équation de conservation de la masse s'écrit :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{C.73})$$

La seconde équation qui régit les écoulements filaires unidimensionnels est celle de la conservation de la quantité de mouvement. On y retrouve la vitesse moyenne d'écoulement $V(x,t) = Q(x,t)/A(x,t)$ en m/s , h le tirant d'eau et I la pente du lit du cours d'eau :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (\text{C.74})$$

gJ correspond au travail des forces de frottement.

Approximation par l'onde diffusante

Il est convenu (Woolhiser and Liggett, 1967), (Ponce et al., 1978) que les écoulements sur un versant peuvent être modélisés à l'aide d'une onde cinématique. A partir du système de Saint-Venant, on montre que l'équation de l'onde diffusante, pour un bief hydrographique sans apport latéral (entrée et sortie), et sous condition que l'on néglige les termes d'accélération, peut s'écrire :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} - D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{C.75})$$

C est la célérité et D la diffusivité, deux fonctions du débit Q

On s'intéresse dans ce cas à une propagation rectiligne d'un bout à l'autre du bief de longueur L . Hayami (1951), Dooge (1973) et Natale and Todini (1975), par des méthodes différentes, sont parvenus à mettre en lumière une solution de l'équation Eq. C.75 à l'aide de valeurs constantes de C et de D :

$$Q(x,t) = Q(x,0) + \frac{x}{2(\pi D)^{1/2}} \exp \frac{Cx}{2D} \int_0^t [Q(0,t-\tau) - Q(0,0)] \exp \frac{[-\frac{Cx}{4D}(\frac{x}{C\tau} + \frac{C\tau}{x})]}{\tau^{3/2}} d\tau \quad (\text{C.76})$$

$$C = [\frac{5}{3} - \frac{4}{3} \frac{z}{B+2z}]V \quad (\text{C.77})$$

$$D = \frac{Q}{2 \cdot S \cdot B} \quad (\text{C.78})$$

où :

B est la largeur transversale du cours d'eau

z est le tirant d'eau moyen dans le cas d'une section rectangulaire

V la vitesse d'écoulement issu de Manning Strickler et S la pente locale.

On peut déterminer les débits d'entrée et de sortie en soustrayant les débits de base :

$$Q_e(t) = Q(0,t) - Q(0,0) \quad (\text{C.79})$$

$$Q_s(t) = Q(L,t) - Q(L,0) \quad (\text{C.80})$$

On définit alors le « noyau de Hayami » :

$$K(t) = \frac{L}{2(\pi D)^{1/2}} \frac{\exp[\frac{CL}{4D}(2 - \frac{L}{Ct} - \frac{Ct}{L})]}{t^{3/2}} = \left(\frac{\theta \cdot z}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \frac{\exp[z(2 - \frac{\theta}{t} - \frac{t}{\theta})]}{t^{\frac{3}{2}}} \quad (\text{C.81})$$

avec :

$$\theta = \frac{L}{C} \text{ et } z = \frac{CL}{4D} \quad (\text{C.82})$$

Et en combinant les équations Eq.C.75, C.79, C.80 et C.81, on obtient :

$$Q_s(t) = \int_0^t Q_e(t - \tau) \cdot K(\tau) d\tau = Q_e(t) \otimes K(t) = \frac{L}{2\sqrt{\pi D}} \int_0^t Q_e(t - \tau) e^{\frac{-\frac{CL}{4D}[\frac{L}{C\tau} + \frac{C\tau}{L}]}{\tau^{3/2}}} d\tau \quad (\text{C.83})$$

On peut ainsi propager indéfiniment l'onde d'entrée à l'aide du produit de convolution $K(t)$, dépendant des caractéristiques du bief L , C et D . On considère alors que l'hydrogramme unitaire est défini comme la relation entre une entrée d'eau Q_e , correspondant à une pluie efficace unitaire uniforme, et une sortie Q_s représentant la réponse du bassin à l'exutoire.

Moussa (1996) propose d'étendre ce type de formulation pour définir une fonction de transfert à l'exutoire d'un réseau hydrographique complexe. Pratiquement, l'utilisation de cette fonction se fait en deux étapes: d'abord, bassin est découpé en sous-bassins et chacun d'eux est constitué d'une surface d'aire drainée et d'un bief hydraulique. Le débit à l'exutoire est donc vu comme la somme des contributions de chacun des sous-bassins directement reliés à celui-ci. Dans un deuxième temps, on s'attache à déterminer l'hydrogramme unitaire de chaque sous-bassin à l'exutoire par la méthode qui suit. (structure en parallèle)

Pour chaque sous-bassins, on étudie le transport de l'eau le long du bief hydrographique. Celui-ci est découpé en un certain nombre de segments caractérisés par leur pente locale. Pour chacun de ces segments on peut déterminer une loi d'entrée sortie de type $Q_s(t) = Q_e(t) \otimes K(t)$ où l'entrée de chaque tronçon correspond à la sortie du précédent. Pour l'entrée initiale, on prend le volume correspondant à la pluie unitaire tombée sur la surface du sous-bassin. La dernière sortie correspond au débit à l'exutoire. La relation entre ces deux valeurs est donc caractérisée par le produit de convolution de tous les noyaux rencontrés sur le parcours :

$$Q_s(t) = Q_e(t) \otimes K_e(t) \quad (\text{C.84})$$

avec:

$$K_e(t) = K_1(t) \otimes K_2(t) \otimes K_3(t) \otimes \dots \otimes K_n(t) \quad (\text{C.85})$$

Cette fonction $K_e(t)$ est caractérisée par deux coefficients θ_e et z_e que l'on peut exprimer en fonction des θ_i et z_i :

$$\theta_e = \sum_{i=1}^n \theta_i \quad z_e = \frac{\theta_e^2}{\sum_{i=0}^n \frac{\theta_i^2}{z_i}} \quad (\text{C.86})$$

Et grâce aux définitions de θ_e et z_e :

$$\theta_e = \frac{L_e}{C_e} \quad z_e = \frac{C_e L_e}{4d_e} \quad (\text{C.87})$$

On peut déterminer les expressions de célérité et diffusivité sur tout le bassin :

$$C_e = \frac{L_e}{\sum_{i=0}^n \frac{L_i}{C_i}} \quad (\text{C.88})$$

et

$$D_e = \frac{C_e^3}{L_e} \cdot \sum_{i=0}^n \frac{L_i \cdot D_i}{C_i^3} \quad (\text{C.89})$$

Afin de déterminer simplement les couples (C_i, D_i) pour chaque tronçon de cours d'eau, on peut faire l'hypothèse d'une cohérence géographique et déterminer un couple (C_m, D_m) de coefficients moyens :

$$C_i = C_m \sqrt{\frac{S_i}{S_m}} \quad \text{et} \quad D_i = D_m \frac{S_m}{S_i} \quad (\text{C.90})$$

où S_i représente la pente sur chaque tronçon et S_m la pente moyenne sur le bief hydrographique. Ces données sont facilement calculables grâce aux données topographiques. Les coefficients C_m et D_m sont les paramètres à caler du modèle.

Grâce à cette méthode, on obtient un hydrogramme unitaire pour chaque sous-bassin à l'exutoire du grand bassin. Afin d'obtenir l'hydrogramme unitaire de l'ensemble, il suffit de sommer ces derniers.

Approximation par l'onde cinématique

Toujours à partir des équations de Saint-Venant, on peut simplifier encore d'avantage la résolution du système. Le modèle d'onde cinématique en est une bonne approximation, puisque les effets cinématiques sont dominants lors de la propagation d'une crue sur des distances de plusieurs kilomètres. Pour cela, on utilise une formule classique qui relie le débit aux caractéristiques géométriques du cours d'eau, comme c'est le cas de « Manning-Strickler » :

$$J = \left(\frac{Q}{KA^{\frac{5}{3}} P^{-\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (\text{C.91})$$

avec :

K est le paramètre de rugosité

P le périmètre mouillé en m

L'approximation de l'onde cinématique conduit à la relation $I = J$. C'est à dire qu'à chaque instant, la ligne d'énergie est parallèle au lit du cours d'eau. Le système d'équation se simplifie alors en :

$$\frac{\partial A}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{C.92})$$

avec :

$$Q = KA^{\frac{5}{3}} P^{-\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{C.93})$$

La « méthode des caractéristiques » est une des méthodes de résolution du modèle d'onde cinématique. Gaume (2002) qui l'a utilisée dans ces travaux écrit à son sujet: « Les conditions d'écoulement lors des crues éclair -valeurs élevées de débits et de célérités d'onde de crues, forte réactivité des bassins versants aux pluies lié à la prédominance du ruissellement superficiel- peuvent conduire à des évolutions très brutales des débits que la méthode de résolution (...) peut reproduire et que les méthodes de résolutions classiques par différences finies ont tendance à lisser ». C'est cette méthode qui est utilisée par CINECAR, on en retrouve la description dans l'encart ci-dessous.

Notons que l'utilisation d'un tel modèle montre que, généralement, la célérité ($\frac{Q}{A}$), soit la vitesse de propagation de l'amont vers l'aval, augmente avec le débit. Il est donc possible qu'une onde amont « ratrape » une onde aval et constitue ainsi un front d'onde vertical. Ce cas de figure est géré par le modèle.

Résolution par la méthode des caractéristiques Gaume (2002), Borah et al. (1980)

La dérivée totale de A par rapport au temps est :

$$\frac{dA}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t}$$

On peut coupler cette dernière avec l'équation de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

Le long de la caractéristique d'équation $\frac{dx}{dt} = \frac{\partial Q}{\partial A}$, ces équations sont équivalentes au système suivant :

$$\frac{dA}{dt} = q$$

Connaissant les valeurs de $A_{i-1,j-1}$ et de $Q_{i-1,j-1}$ au temps t et à une abscisse x d'un bief de cours d'eau uniforme, et en supposant q constant sur le pas de temps Δt , on déduit :

$$S_{i,j} = A_{i-1,j-1} + q\Delta t$$

$$Q_{i,j} = f(A_{i,j}) \text{ (Manning-Strickler)}$$

et :

$$Q_{i,j} = Q_{i-1,j-1} + q\Delta x_i$$

d'où :

$$\Delta x_i = \frac{1}{q} [Q_{i,j} - Q_{i-1,j-1}]$$

$$\text{ou } \Delta x_i = \frac{\partial Q}{\partial A_{A_{i,j}=A_{i-1,j-1}}} \text{ si } q = 0$$

L'algorithme de calcul fonctionne de la manière suivante : Connaissant les valeurs de $A_{i-1,j-1}$ et de $Q_{i-1,j-1}$ en un certain nombre d'abscisses $x_{i-1,j-1}$ d'un bief, il suffit de recalculer les nouvelles valeurs $A_{i,j}$, $Q_{i,j}$ et $x_{i,j}$ pour chaque pas de temps. Lorsque $x_{i,j}$ est supérieur à la longueur d'un bief, l'instant de sortie du bief et le débit correspondant sont estimés à partir du système d'équations précédent en fixant Δx_i et non plus Δt . Cette date de sortie du bief et le débit correspondant sont enregistrés pour reconstituer l'hydrogramme aval du bief. A chaque « sortie » du bief une nouvelle caractéristique provenant de l'extrémité amont du bief ($x_{i-1,j-1}=0$) est prise en compte pour conserver un nombre constant de courbes caractéristiques par bief dans l'algorithme. Il est possible que deux courbes caractéristiques se croisent, on parle dans ce cas de « choc cinématique ». La caractéristique aval n'est alors plus prise en compte dans la suite du calcul.

C.5 Utilisation de l'information géographique

A travers la littérature, nous allons essayer de mettre en lumière la plus-value apportée par l'information géographique dans la modélisation des débits et plus précisément dans le calage des paramètres.

Devant la multitude d'informations potentiellement utilisables en modélisation, il faut, dans un premier temps, connaître quelles sont celles qui améliorent véritablement les résultats. L'information topographique apparaît au départ comme la plus utile puisqu'elle fait part d'un rapport sans équivoque avec la dynamique du bassin. Elle est aussi la plus facile à obtenir. Elle n'est néanmoins pas suffisante pour appréhender l'ensemble des processus hydrologiques et d'autres types de données ont ainsi été testés.

Wooldridge and Kalma (2001), dans leurs travaux, ont proposé différents scénarios de calage de paramètres : global sur l'intégralité du bassin, semi-distribué suivant l'occupation du sol (forestier - non forestier), l'épaisseur de sol (superficiel, profond), ainsi qu'une combinaison de ces deux informations. Au final, il apparaît que l'utilisation de l'information géographique, et plus particulièrement de l'occupation des sols, améliore nettement les prévisions de leur modèle de calcul de débit hebdomadaire. De plus, les valeurs des paramètres trouvées représentent physiquement le type de la surface sur laquelle il est calé (une capacité de stockage élevée pour la forêt par exemple). Par contre, ils notent que leurs données, dans l'état actuel des choses, ne permettent pas de distinguer une différence notable entre les réponses calculées à l'aide des données d'occupation et d'épaisseur des sols. Cela dénote une corrélation assez forte entre ces deux jeux de données, l'information d'épaisseur étant contenue implicitement dans celle d'occupation des sols.

Dans la même veine, de nombreux travaux ont essayé de combiner les différentes informations géographiques du bassin versant, classées par catégories, pour en déduire des hydrotypes, et caler les paramètres du modèle à partir de celles-ci. Kite and Kouwen (1992), Liang et al. (1994) ont déterminé des subdivisions de l'espace en fonction de l'occupation du sol (étendue herbacée, forêt de conifères, ...) et des caractéristiques végétales (type de la zone racinaire) pour caler leur modèle de débit journalier. Flügel (1995) a combiné à son tour les données de pente, d'aspect, de sol et d'occupation du sol. La grande sensibilité des paramètres décrivant la capacité de stockage en eau quand ils sont liés aux informations de végétation l'a conduit à conclure de la grande importance de l'occupation des sols. Celle-ci a été par la suite de nouveau confirmée à l'aide des travaux de Mitchell and De-Walle (1998) qui ont constaté une amélioration perceptible des simulations de débits grâce à l'ajout des informations d'occupation des sols à celles d'ordre topographique. Alors que les processus de fonte des neiges étaient dominants, ils ont constaté une nette amélioration des simulations en séparant les zones forestières des non forestières.

L'occupation des sols apparaissant donc comme une donnée particulièrement pertinente, nous avons essayé de savoir comment elle peut être utilisée. Tang et al. (2005) l'ont mise au coeur de leurs travaux, via un modèle d'évolution de l'occupation des sols, pour décrire les répercussions engendrées par ces changements d'un point de vue hydrologique et sanitaire (en majorité due à l'urbanisation). Pour cela, le Curve Number est utilisé (modèle L-THIA)

via les tables USDA STATSGO (STATSGO, 1996). Un découpage trivial en zone agricole, forestière, eau et urbaine (plus détaillé pour cette dernière catégorie) est réalisé pour cela. On retrouve ce même type de classification dans le modèle hydrologique SWAT-G (Fohrer et al., 2002) pour les mêmes conclusions ; à savoir une augmentation des ruissellements rapides due à la déforestation, à l'implantation de prairies ou à l'introduction de culture sur des pentes. Cela a d'ailleurs été constaté sur le terrain avec une augmentation des volumes ruisselés et une baisse des recharges de nappe comme du débit de base.

Ces données peuvent être davantage détaillées. C'est ainsi qu'on les trouve dans la base de données du National Land Cover Dataset (NLCD92) qui détermine 21 catégories d'occupation des sols. Elles peuvent ensuite être ré-agrégées en 7 catégories plus générales comme c'est le cas dans le modèle hydrologique HEC-HMS (Knebl et al., 2005). Celui-ci utilise un CN , moyenné par surface de $4km^2$, pour calculer la capacité d'infiltration des sols. Le calage a montré une très grande sensibilité du modèle au CN , ainsi qu'aux pertes initiales qui en découlent. Au final, les valeurs rentrées *a priori* à l'aide des tables sont diminuées de 20% en moyenne pour retrouver les débits mesurés. Cette difficulté à quantifier l'infiltration de l'eau dans le sol est expliquée par la présence diffuse de zone karstique. La dynamique est modifiée avec une résurgence de ces eaux souterraines lors de la décrue. Le SCS n'est alors pas l'outil adéquat pour retranscrire une telle hétérogénéité du sol.

Une autre classification plus complexe se retrouve à l'intérieur de la base anglosaxonne HOST. Celle-ci distingue 29 classes hydrologiques distinctes basées sur les attributs des sols et les principales voies de transfert de l'eau du sol au substratum. Les sols sont d'abord classés selon les 3 critères physiques suivants :

- les sols qui recouvrent un substratum perméable dans lequel une nappe existe à une profondeur supérieure à 2 m.
- les sols recouvrent un substratum perméable mais pour lequel la nappe est peu profonde (inférieur à 2 m) dans le sol ou le substratum
- il n'y a pas de nappe ou aquifère significative mais un substratum imperméable qui empêche le mouvement vertical de l'eau.

Chacune de ces classes est ensuite subdivisée selon des modèles de réponses (11 au total), qui décrivent les mécanismes d'écoulement et qui identifient les groupes de sols qui sont supposés réagir de la même manière aux précipitations.

Cette classification a été utilisée pour caler les paramètres de plusieurs modèles. Citons par exemple Dunn and Lilly (2001) qui ont réussi à rapprocher les trois quarts des paramètres du modèle DIY aux différentes classes de sols. Maréchal and Holman (2005) l'ont, à leur tour, utilisé pour caler le modèle CRASH avec un relatif succès en calant un jeu de paramètre pour chaque classe HOST rencontrée. Notons qu'une fois de plus on s'intéresse plutôt à des volumes écoulés puisque ces deux modèles sont journaliers.

Comme c'est implicitement le cas avec la base de données HOST, les données d'occupation du sol peuvent être couplées avec les données de sol. Smemoe et al. (2004) ont, eux aussi, essayé de caler leur fonction de production sur les propriétés géographiques des bassins versants. Afin de tenir compte des effets d'infiltration, ils ont utilisé un modèle HEC-1 reposant sur l'équation de Green et Ampt dont les paramètres requis sont : la conductivité

hydraulique, la succion, le déficit d'humidité, le pourcentage d'imperméabilité du bassin et les pertes initiales. Utilisant les travaux de Sabol et al. (1995), ils déterminent une partie des paramètres de Green et Ampt en fonction du sol et des propriétés de celui-ci. A travers la classification en triangle USDA (Rawls et al., 1983), où chaque sol est associé à son pourcentage de sable, de limon et d'argile, on détermine les valeurs de la conductivité hydraulique, de la succion et du déficit d'humidité. Les deux derniers paramètres du modèle, le pourcentage d'imperméabilité du bassin et les pertes initiales, sont déterminés en fonction de l'occupation du sol. Suivant le bassin ou sous-bassin considéré, on moyenne les valeurs calculées en fonction du pourcentage de surface représentées dans l'entité.

Cette classification triangulaire USDA est aussi utilisé par Anderson et al. (2005). Les pourcentages de sable et d'argile permettent de calculer certaines propriétés physiques des sols qui seront utiles pour déterminer les paramètres du modèle de prévision de crue (SAC-SMA) : conductivité hydraulique, contenu en humidité saturée, . . . Les pertes initiales sont calculées à l'aide du Curve Number et plus particulièrement des 4 groupes de sol hydrologique qui qualifie la capacité d'infiltration et de transmission du sol. Deux résolutions différentes de données sont utilisées. Les auteurs ont noté une nette amélioration des résultats lorsque les données dotées de la plus grande résolution étaient introduites, notamment là où elles diffèrent significativement des données les plus grossières.

RÉSULTATS DE MODÉLISATION

D.1 Présentation des bassins versants jaugés

Bassin	S(km ²)	%sed	%imp	%perm	%plut	%karst	%urb	%agr	%for
Anduze	542	4	9	1	78	8	1	4	95
Corbès	262	4	7	1	81	7	1	4	95
Généralgues	244	3	3	1	87	6	0	2	98
Mialet	219	3	0	1	95	1	0	2	98
Saumane	99	3	0	2	94	1	0	1	99
St-Jean	153	3	0	1	95	1	0	1	99
Ste-Cécile	116	3	0	1	96	0	0	3	97
Ceyrac	45	14	4	58	0	24	0	27	73
Conqueyrac	83	10	10	40	18	22	1	14	85
La Rouvière	92	31	53	9	0	7	1	66	33
Les Mages	43	9	65	0	21	5	12	9	79
Sénéchas	112	3	3	0	94	0	0	5	95

TAB. D.1 – Propriétés des bassins versants jaugés

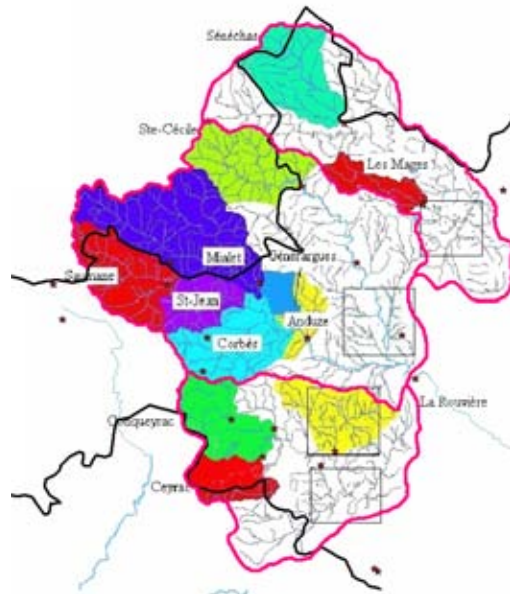


FIG. D.1 – Bassins jaugés à l'intérieur de la fenêtre de krigeage

D.2 Résultats de la modélisation Pluie-Débit par événement

D.2.1 Événement du 19 septembre 2000

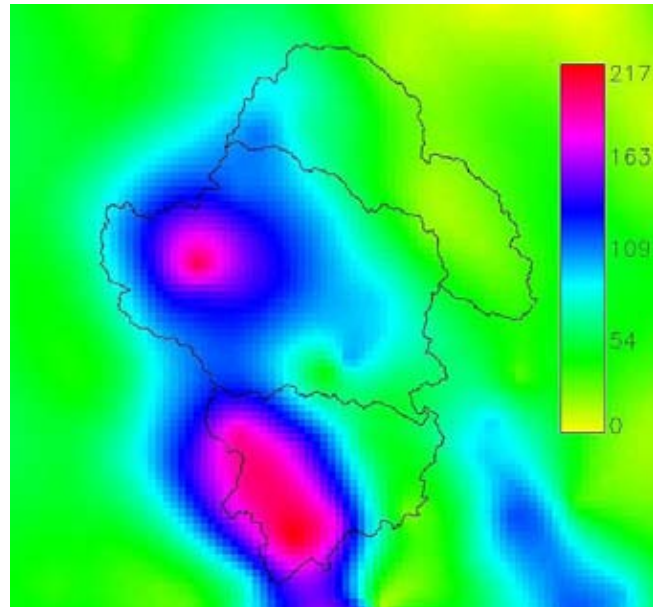


FIG. D.2 – Cumul des pluies (mm) - 19/09/00

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	Qspé max ($m^3/s/km^2$)
Sénéchas	0	148,76	0,11	1,31
Les Mages	0,057	67,96	0,075	0,20
Ste-Cécile	0	108,56	0,078	0,86
Mialet	2,15	114,92	0,112	0,37
Généralgues	0,131	114,96	0,08	0,72
Corbès	0,12	133,64	0,06	0,37
St-Jean	-	-	-	-
Anduze	-	-	-	-
Conqueyrac	0	102,72	0,001	0,08
Ceyrac	-	-	-	-
La Rouvière	0	53,96	0,06	0,21

TAB. D.2 – Synthèse sur l'événement du 19 septembre 2000 par station

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	55	40	45	-	-	35	-	60
L	4	12	4	-	-	4	-	12
Nash	0,17	0,48	0,61	-	-	0,45	-	0,77

TAB. D.3 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 1 & CN=[40;50]

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,33/-0,08	0,34/-0,9	0,21/0,38	-	-	-0,01/-9,17	-	-0,14/0,09

TAB. D.4 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	90	60-90	80-90	-	-	90	-	70
CNfor	40	40	40	-	-	30	-	40
CNurb	70-80	70-80	70-80	-	-	70-80	-	70-80
L	4-8	8	4	-	-	4	-	8
Nash	0,60	0,40	0,57	-	-	0,58	-	0,82

TAB. D.5 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 1 & CNagr=[80;90], CNagr=[30;40] et CNagr=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,01/0,55	0,02/0,35	0,06/0,47	-	-	0,39/-0,82	-	-0,78/-22,67

TAB. D.6 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généragues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	70	70	70	-	-	50-60	-	50
CNimp	60	60-80	80	-	-	80	-	60
CNper	40-50	40-50	40-50	-	-	40-50	-	40
CNplut	30	40	40	-	-	30	-	30-40
CNkarst	40-50	40-60	60	-	-	50-60	-	50-60
L	4	12	4	-	-	8-12	-	12
Nash	0,56	0,52	0,61	-	-	0,94	-	0,57

TAB. D.7 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 2 & CN all=[60;70], CNimp=[60;70], CNper=[40;50], CNplut=[30;40] et CNkarst=[50;60].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généragues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	0,27/-4,96	-0,06/0,42	0,06/0,41	-	-	0,60/-2,43	-	0,45/-5,38

TAB. D.8 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.2 Événement du 27 septembre 2000

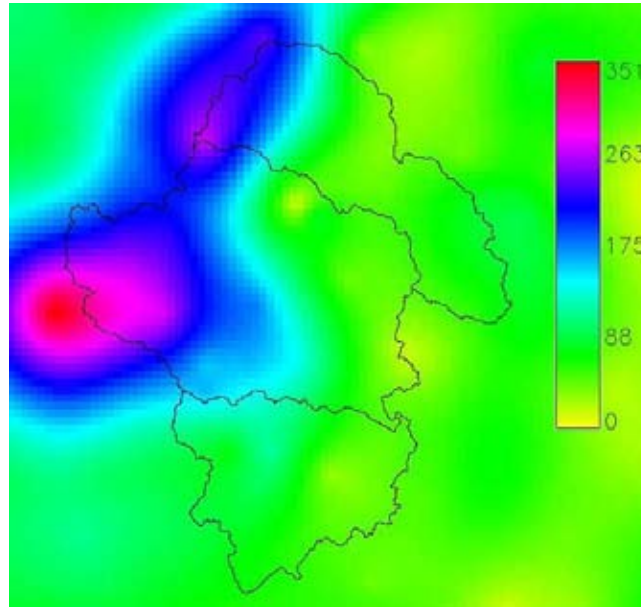


FIG. D.3 – *Cumul des pluies (mm) - 27/09/00*

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	Qspé max ($m^3/s/km^2$)
Sénéchas	0,83	182,56	0,237	1,13
Les Mages	0,114	87,20	0,043	0,11
Ste-Cécile	0	167,08	0,231	1,50
Mialet	3,26	224,0	0,264	2,02
Généralgues	0,48	218,68	0,249	1,875
Corbès	0,27	230,52	0,274	2,04
St-Jean	-	-	-	-
Anduze	4,00	220,92	0,23	1,60
Conqueyrac	-	-	-	-
Ceyrac	45,2	116,64	0,34	1,91
La Rouvière	0	99,64	0,10	0,55

TAB. D.9 – *Synthèse sur l'événement du 27 septembre 2000 par station*

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	45	35	35	-	-	35	-	45
L	4-12	12	12	-	-	12	-	8-12
Nash	0,26	0,26	0,73	-	-	0,84	-	0,52

TAB. D.10 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 3 & CN=[40;50]

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,07/-3,45	0,13/-0,80	0,53/-0,57	-	-	0,63/-0,58	-	0,29/0,42

TAB. D.11 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	70	80-90	70-90	-	-	70-90	-	60
CNfor	30	30	30	-	-	30	-	30
CNurb	80	70-80	70-80	-	-	70-80	-	70-80
L	8	8	8	-	-	8	-	8-12
Nash	0,65	0,18	0,66	-	-	0,81	-	0,83

TAB. D.12 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 2 & CNagr=[70;80], CNagr=[30] et CNagr=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	0,60/0,52	0,17/0,18	0,64/0,65	-	-	0,79/0,80	-	-0,13/-2,93

TAB. D.13 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	50	70	70	-	-	50-70	-	50
CNimp	60	60-80	70-80	-	-	60-70	-	60
CNper	40-50	40-50	50	-	-	40-50	-	40
CNplut	30	30	30	-	-	30	-	30-40
CNkarst	40-50	50-60	60	-	-	40-60	-	40-50
L	12	12	12	-	-	12	-	12
Nash	-9,37	0,25	0,75	-	-	0,86	-	0,15

TAB. D.14 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 3 & CN all=[50;60], CNimp=[60;70], CNper=[40;50], CNplut=[30] et CNkarst=[40;50].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-9,37/-53,25	0,23/0,24	0,68/0,72	-	-	0,85/0,86	-	0,15/-4,43

TAB. D.15 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.3 Événement du 17 octobre 2001

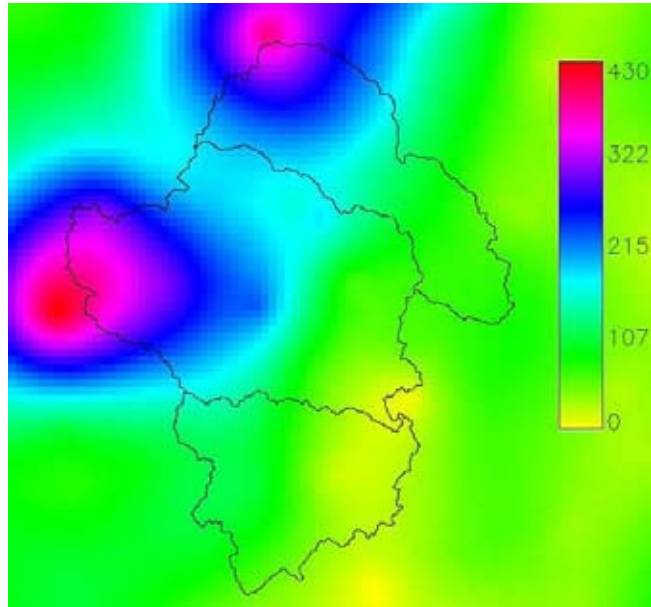


FIG. D.4 – Cumul des pluies (mm) - 17/10/01

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	$Q_{spé} \text{ max } (m^3/s/km^2)$
Sénéchas	-	-	-	-
Les Mages	0,32	154,88	0,187	1,59
Ste-Cécile	1,81	195,16	0,237	0,70
Mialet	2,87	271,16	0,26	1,147
Généralgues	0,64	263,28	0,283	1,28
Corbès	0,98	259,80	0,315	1,06
St-Jean	-	-	-	-
Anduze	1,05	249,92	0,23	1,09
Conqueyrac	0	140,28	0,06	0,39
Ceyrac	0	126,48	0,34	0,66
La Rouvière	1,64	65,68	0,316	0,37

TAB. D.16 – Synthèse sur l'événement du 17 octobre 2001 par station

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	35	40	30	35	-	30	40	70
L	8-12	12	12	4	-	12	12	12
Nash	-0,17	-0,21	0,24	0,98	-	0,29	0,52	-0,13

TAB. D.17 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 3 & CN=[30;40].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,16/-0,28	-0,59/-0,21	0,24/-0,23	0,98/0,97	-	0,29/-0,30	-0,32/0,52	-1,55/-1,47

TAB. D.18 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	90	50-70	50-90	50-80	-	70-90	90	90
CNfor	30	40	30	30	-	30	30	30
CNurb	70-80	70-80	70-80	70-80	-	70-80	70-80	70-80
L	8	8	8	4-8	-	8	8	8
Nash	-0,09	-0,36	0,17	0,99	-	0,18	0,57	0,24

TAB. D.19 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 2 & CNagr=[80;90], CNagr=[30;40] et CNagr=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,14/-0,37	-0,53/-0,31	0,16/-0,28	0,94/0,89	-	0,19/-0,52	0,48/0,02	-0,15/0,13

TAB. D.20 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	50	50	50	50	-	50	50-60	50-60
CNimp	60	60	60-80	60-80	-	70-80	60-80	70
CNper	40-50	40-50	40-50	40	-	40-50	40	40
CNplut	30	40	30	30	-	30	30	30-40
CNkarst	40-50	40-60	40-50	40-50	-	40-50	40	40
L	4	12	12	12	-	12	12	12
Nash	-0,24	-0,16	0,32	0,99	-	0,37	0,49	-0,44

TAB. D.21 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 3 & CN all=[50;60], CNimp=[60;70], CNper=[40;50], CNplut=[30;40] et CNkarst=[40;50].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,62/-1,23	-0,53/-0,17	0,31/-0,26	0,99/0,97	-	0,36/-0,42	0,45/-1,93	-0,83/-0,46

TAB. D.22 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.4 Événement du 8 septembre 2002

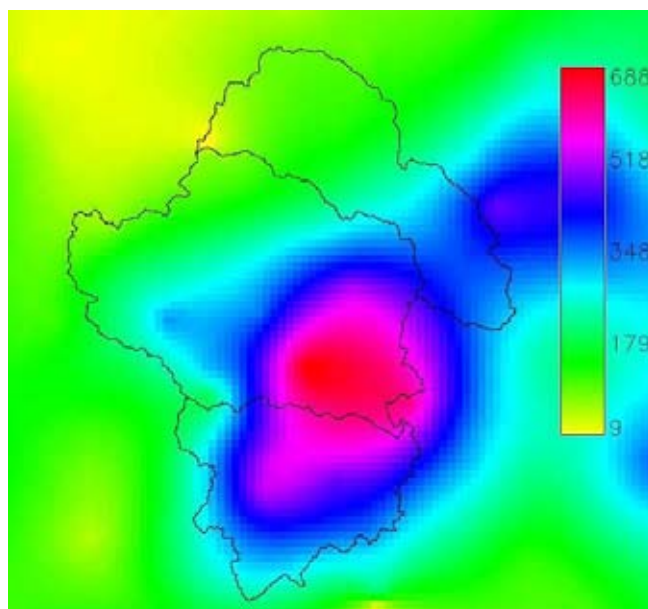


FIG. D.5 – *Cumul des pluies (mm) - 08/09/02*

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	$Q_{spé\ max} (m^3/s/km^2)$
Sénéchas	-	-	-	-
Les Mages	-	-	-	-
Ste-Cécile	-	-	-	-
Mialet	4,98	198,52	0,33	3,63
Généralgues	0,74	223,24	0,41	3,06
Corbès	0,8	293,16	0,433	2,71
St-Jean	-	-	-	-
Anduze	0	287,48	0,45	5,02
Conqueyrac	0	338,32	0,29	5,78
Ceyrac	0	384,48	0,58	12,66
La Rouvière	0,13	559,28	0,85	15,78

TAB. D.23 – *Synthèse sur l'événement du 8 septembre 2002 par station*

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	-	-	35-40	45-50	-	35	50	50-60
L	-	-	12	4-8	-	8-12	8-12	12
Nash	-	-	0,72	0,75	-	0,65	0,78	0,79

TAB. D.24 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 2 & CN=[40;50].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-	-	0,56/0,27	0,22/0,75	-	0,64/-0,41	0,39/0,77	0,53/0,76

TAB. D.25 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	-	-	50-60	80-90	-	90	50-90	50
CNfor	-	-	40	40	-	30	50	50-60
CNurb	-	-	70-80	70-80	-	70-80	70-80	70-80
L	-	-	8	4	-	8	8	8
Nash	-	-	0,65	0,72	-	0,73	0,77	0,76

TAB. D.26 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 2 & CNagr=[80;90], CNfor=[30;40] et CNurb=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-	-	0,63/0,67	0,26/0,66	-	0,72/0,33	0,62/0,76	0,74/0,70

TAB. D.27 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	-	-	60-70	70	-	50	50-60	50
CNimp	-	-	70-80	70-80	-	60-70	70-80	60
CNper	-	-	40-50	50	-	40-50	40	40-50
CNplut	-	-	30	40	-	30	40	30-40
CNkarst	-	-	60	50-60	-	40-50	60	40-50
L	-	-	12	4	-	12	12	12
Nash	-	-	0,76	0,69	-	0,75	0,75	0,74

TAB. D.28 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 3 & CN all=[50;60], CNimp=[60;70], CNper=[40;50], CNplut=[30;40] et CNkarst=[50;60].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-	-	0,73/0,71	0,25/0,63	-	0,75/0,28	0,71/0,72	0,74/0,71

TAB. D.29 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.5 Événement du 30 septembre 2003

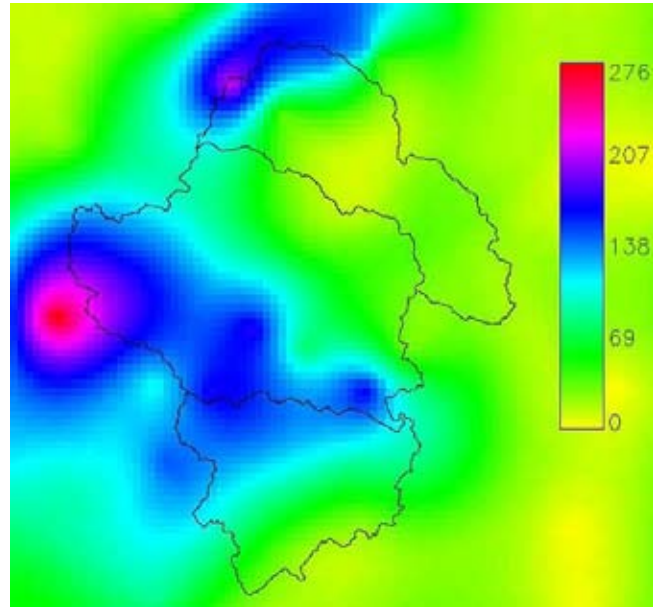


FIG. D.6 – Cumul des pluies (mm) - 30/09/03

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	$Q_{spé\ max} (m^3/s/km^2)$
Sénéchas	-	-	-	-
Les Mages	0,01	30,52	0,173	0,16
Ste-Cécile	0,36	70,44	0,22	0,42
Mialet	4,20	129,36	0,16	0,58
Généralgues	0,58	128,52	0,168	0,71
Corbès	0,50	165,08	0,176	0,85
St-Jean	-	-	-	-
Anduze	6,81	145,20	0,16	0,67
Conqueyrac	-	-	-	-
Ceyrac	0	107,72	0,016	0,49
La Rouvière	-	-	-	-

TAB. D.30 – Synthèse sur l'événement du 30 septembre 2003 par station

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	75	60-65	50	-	-	40	-	-
L	12	12	8-12	-	-	18-2	-	-
Nash	0,12	0,69	0,91	-	-	0,88	-	-

TAB. D.31 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 3 & CN=[40;50].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,56/-0,56	-0,24/0,11	0,33/0,91	-	-	0,88/0,03	-	-

TAB. D.32 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	90	50-60	50-60	-	-	50-60	-	-
CNfor	60-70	60-70	50	-	-	40	-	-
CNurb	70-80	70-80	70-80	-	-	70-80	-	-
L	8	8	8	-	-	8	-	-
Nash	-0,08	0,54	0,79	-	-	0,84	-	-

TAB. D.33 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 2 & CNagr=[50;60], CNa=[50;60] et CNagr=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,56/-0,47	0,19/0,63	0,89/0,05	-	-	-0,06/-3,31	-	-

TAB. D.34 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	60	70	60-70	-	-	50-60	-	-
CNimp	80	60-80	80	-	-	60-70	-	-
CNper	40-50	40-50	40	-	-	40-50	-	-
CNplut	40	40	40	-	-	40	-	-
CNkarst	40	40-60	60	-	-	40-50	-	-
L	12	4	4	-	-	12	-	-
Nash	-0,09	-0,21	0,69	-	-	0,91	-	-

TAB. D.35 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 2 & CN all=[60;70], CNimp=[70;80], CNper=[40;50], CNplut=[40] et CNkarst=[40;50].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,33/0,16	-0,23/-0,22	0,49/0,59	-	-	0,90/0,82	-	-

TAB. D.36 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.6 Événement du 15 novembre 2003

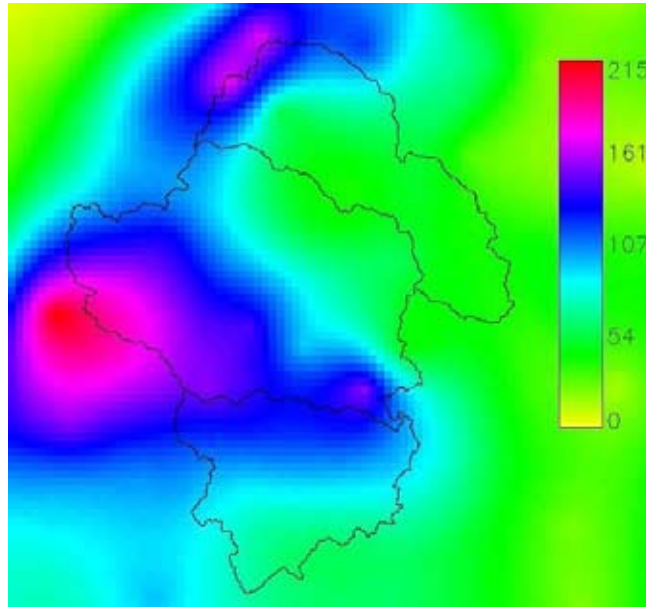


FIG. D.7 – Cumul des pluies (mm) - 15/11/03

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	Qspé max ($m^3/s/km^2$)
Sénéchas	5,11	104,16	0,65	0,85
Les Mages	0,49	62,2	0,65	0,48
Ste-Cécile	2,29	89,92	0,655	0,75
Mialet	7,47	130,76	0,47	0,88
Généralgues	3,17	129,0	0,55	1,17
Corbès	3,4	158,12	0,68	1,31
St-Jean	25,1	165,12	0,30	1,15
Anduze	18,75	144,08	0,44	0,94
Conqueyrac	0	129,52	0,10	0,63
Ceyrac	0	99,32	0,018	0,34
La Rouvière	2,26	129,08	0,317	1,00

TAB. D.37 – Synthèse sur l'événement du 15 novembre 2003 par station

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	80	70	60-70	-	50-60	50-60	50-60	50-60
L	8-12	8-12	12	-	12	12	12	12
Nash	0,10	0,19	0,62	-	0,09	0,49	0,85	0,55

TAB. D.38 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 3 & CN=[50;60].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,79/-0,47	-0,49/-0,05	0,25/0,60	-	0,00/0,04	0,48/0,49	0,72/0,48	0,36/0,55

TAB. D.39 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	90	80-90	50-60	-	80-90	80-90	50-60	60-70
CNfor	60-70	60-70	60-70	-	50-60	50-60	50-60	50-60
CNurb	80	70-80	70-80	-	70-80	70-80	70-80	70-80
L	4-8	8	8	-	8	8	8	8
Nash	-0,05	0,12	0,56	-	0,08	0,48	0,86	0,53

TAB. D.40 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 2 & CNagr=[70;80], CNfor=[60;70] et CNurb=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,34/-0,01	-0,04/0,16	0,57/0,44	-	-0,02/-0,76	0,43/-0,01	0,19/-2,20	0,26/-0,66

TAB. D.41 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	70	70	70	-	70	70	50-70	60
CNimp	80	70-80	80	-	60-80	80	60-80	60
CNper	40-50	40-50	40-50	-	50	40-50	50	40-50
CNplut	40	40	40	-	40	40	30-40	30-40
CNkarst	60	40-60	60	-	60	60	60	40-60
L	12	4	4	-	4	4-12	12	12
Nash	0,02	-0,78	-0,07	-	-0,51	0,22	0,85	0,49

TAB. D.42 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 3 & CN all=[60;70], CNimp=[70;80], CNper=[40;50], CNplut=[30;40] et CNkarst=[50;60].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,37/0,02	-0,87/-0,79	-0,44/-0,09	-	-1,43/-0,59	-0,83/0,22	0,54/0,76	0,36/-0,38

TAB. D.43 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.7 Événement du 21 novembre 2003

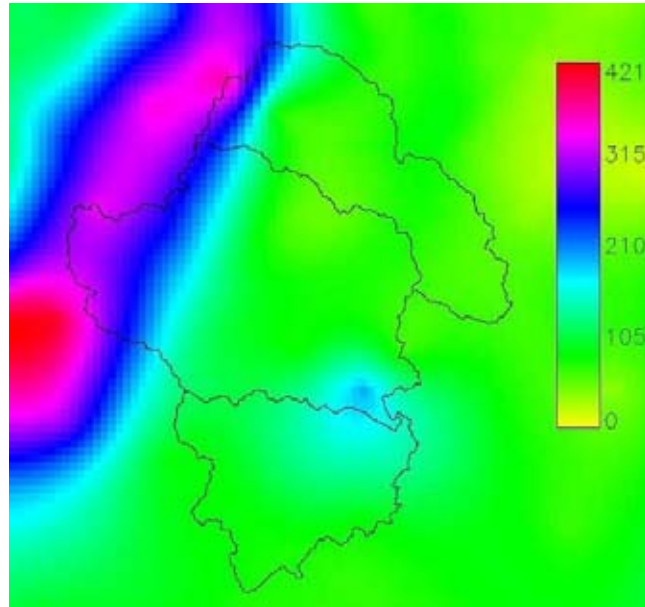


FIG. D.8 – Cumul des pluies (mm) - 21/11/03

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	$Q_{spé\ max}$ ($m^3/s/km^2$)
Sénéchas	9,60	146,64	0,82	1,18
Les Mages	1,11	87,60	0,68	0,99
Ste-Cécile	5,06	159,44	0,616	1,02
Mialet	13,77	221,0	0,35	1,02
Généralgues	8,27	209,2	0,61	1,68
Corbès	12,1	185,44	0,785	1,67
St-Jean	25,09	229,52	0,26	0,82
Anduze	34,98	187,84	0,54	1,63
Conqueyrac	0	118,8	-	0,46
Ceyrac	-	-	-	-
La Rouvière	3,72	162,88	0,38	2,29

TAB. D.44 – Synthèse sur l'événement du 21 novembre 2003 par station

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	70	50-60	50	-	40	50-60	50-60	50-60
L	8-12	8	12	-	4	12	12	8-12
Nash	0,62	-0,16	0,31	-	0,98	0,23	0,99	0,82

TAB. D.45 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 3 & CN=[50;60].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-0,16/0,29	-0,18/-0,24	0,31/0,22	-	0,51/-2,88	0,20/0,21	0,99/0,99	0,80/0,81

TAB. D.46 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	90	80-90	50-80	-	50-70	60-90	60-80	50-60
CNfor	60-70	50-60	50-60	-	40-50	50-60	50-60	60-70
CNurb	70-80	70-80	70-80	-	70-80	70-80	70-80	70-80
L	8	8	8	-	4	8	8	8
Nash	0,64	-0,16	0,29	-	-1,02	0,19	0,99	0,82

TAB. D.47 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 2 & CNagr=[80;90], CNfor=[60;70] et CNurb=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	0,46/0,60	-0,25/-0,75	0,21/-0,13	-	-3,2/-5,57	0,18/-0,12	0,99/0,99	0,64/0,45

TAB. D.48 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	70	70	60-70	-	50-60	70	70	50
CNimp	80	70-80	70-80	-	70-80	80	60-80	60
CNper	40-50	40-50	50	-	40-50	40-50	50	40-50
CNplut	40	40	40	-	40	40	40	30-40
CNkarst	60	40-60	60	-	60	60	50-60	50-60
L	8-12	12	12	-	4	12	12	12
Nash	0,66	-0,38	0,26	-	-0,93	0,05	0,99	0,80

TAB. D.49 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 3 & CN all=[60;70], CNimp=[70;80], CNper=[40;50], CNplut=[30;40] et CNkarst=[50;60].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	0,40/0,66	-0,83/-0,38	-0,14/0,26	-	-1,31/-0,98	-0,42/0,05	0,99/0,99	0,76/0,61

TAB. D.50 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.8 Événement du 29 novembre 2003

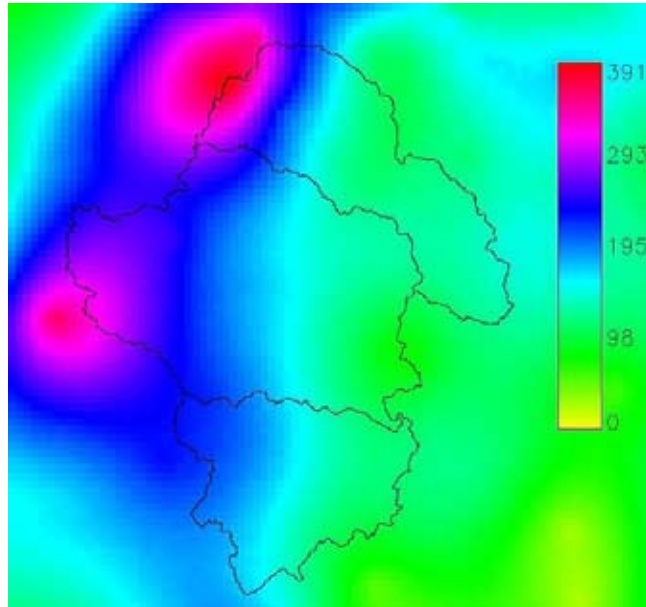


FIG. D.9 – Cumul des pluies (mm) - 29/11/03

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	$Q_{spé\ max}$ ($m^3/s/km^2$)
Sénéchas	10,46	290,84	0,92	1,18
Les Mages	1,82	227,92	0,71	1,16
Ste-Cécile	-	-	-	-
Mialet	25,66	293,12	0,40	1,56
Généralgues	-	-	-	-
Corbès	-	-	-	-
St-Jean	-	-	-	-
Anduze	39,55	288,68	0,58	1,79
Conqueyrac	-	-	-	-
Ceyrac	-	-	-	-
La Rouvière	2793	231,88	0,77	2,46

TAB. D.51 – Synthèse sur l'événement du 29 novembre 2003 par station

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	70-80	-	-	-	-	-	-	80
L	12	-	-	-	-	-	-	12
Nash	0,60	-	-	-	-	-	-	0,80

TAB. D.52 – Calage des paramètres par station

Paramètres moyens : largeur 3 & CN=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	0,60/0,22	-	-	-	-	-	-	0,74/0,80

TAB. D.53 – Résultat d'un calage moyen sur les stations

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	80-90	-	-	-	-	-	-	90
CNfor	60-70	-	-	-	-	-	-	60-70
CNurb	70-80	-	-	-	-	-	-	70-80
L	8	-	-	-	-	-	-	12
Nash	0,60	-	-	-	-	-	-	0,70

TAB. D.54 – Calage des paramètres par station

Les deux bassins possédant des valeurs de mesure de débit étant calés pour les mêmes valeurs de paramètres, on conserve celle-ci : largeur 2, CNagr=[90], CNfor=[70] et CNurb=[80].

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	70	-	-	-	-	-	-	70
CNimp	80	-	-	-	-	-	-	80
CNper	40-50	-	-	-	-	-	-	50
CNplut	30	-	-	-	-	-	-	30-40
CNkarst	40-60	-	-	-	-	-	-	60
L	12	-	-	-	-	-	-	8-12
Nash	0,63	-	-	-	-	-	-	0,76

TAB. D.55 – Calage des paramètres par station

Paramètres moyens : Largeur 3 & CN all=[70], CNimp=[80], CNper=[40;50], CNplut=[30;40]
 et CNkarst=[50;60].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	0,63/0,61	-	-	-	-	-	-	0,74/0,75

TAB. D.56 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

D.2.9 Événement du 25 octobre 2004

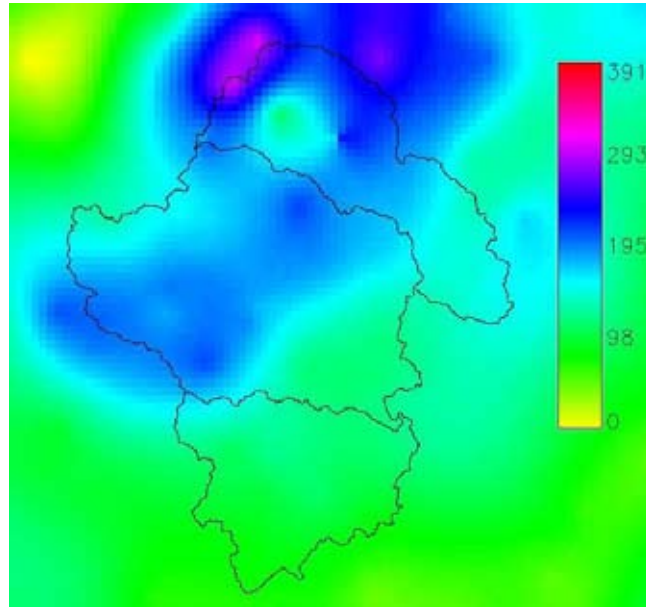


FIG. D.10 – Cumul des pluies (mm) - 25/10/04

	Q_0	Cumul pluie (mm)	Coeff écoulement	$Q_{spé\ max}$ ($m^3/s/km^2$)
Sénéchas	37,26	170,0	-	0,75
Les Mages	7,49	171,12	6,01	7,64
Ste-Cécile	-	-	-	-
Mialet	4,35	161,12	0,25	0,37
Généralgues	0,58	160,92	0,21	0,47
Corbès	0,63	172,68	0,27	0,54
St-Jean	0	175,76	0,157	0,43
Anduze	0	166,96	0,21	0,45
Conqueyrac	-	-	-	-
Ceyrac	45,2	94,76	0,19	0,42
La Rouvière	0,11	115,16	0,16	0,44

TAB. D.57 – Synthèse sur l'événement du 25 octobre 2005 par station

Calage d'un CN unique

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CN	50-80	-	40-50	40-50	40	40	-	50-60
L	12	-	12	12	12	12	-	4
Nash	-1,08	-	0,58	0,33	0,67	0,49	-	0,84

TAB. D.58 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 3 & CN=[40;50].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-1,28/-1,21	-	0,57/0,18	0,31/0,00	0,67/-0,88	0,49/-0,25	-	-0,26/0,41

TAB. D.59 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à l'occupation des sols

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNagr	70-80	-	80-90	80-90	50-60	50-70	-	60
CNfor	60-70	-	40	40	40	40	-	40
CNurb	70-80	-	70-80	70-80	70-80	70-80	-	70-80
L	8	-	12	12	12	12	-	4-8
Nash	-1,11	-	0,63	0,34	0,67	0,48	-	0,83

TAB. D.60 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : largeur 3 & CNagr=[60;70], CNfor=[40] et CNurb=[70;80].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-1,25/-1,23	-	0,60/0,61	0,32/0,33	0,66/0,66	0,47/0,46	-	0,80/0,59

TAB. D.61 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*

Calage de CN liés à la géologie

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
CNall	70	-	70	70	50	50	-	50
CNimp	80	-	60-80	60-70	60-80	60	-	60
CNper	40-50	-	50	50	40-50	40-50	-	40-50
CNplut	40	-	40	40	40	40	-	30-40
CNkarst	50-60	-	40-60	50-60	40-50	40	-	50-60
L	12	-	12	12	12	12	-	8-12
Nash	-1,11	-	0,64	0,36	0,67	0,49	-	0,81

TAB. D.62 – *Calage des paramètres par station*

Paramètres moyens : Largeur 3 & CN all=[50;60], CNimp=[60;70], CNper=[40;50], CNplut=[40] et CNkarst=[40;50].

	Les Mages	Ste-Cécile	Généralgues	Saumane	St-Jean	Corbès	Conqueyrac	La Rouvière
Nash	-1,19/-1,14	-	0,61/0,64	0,33/0,35	0,67/0,65	0,49/0,42	-	0,80/-0,11

TAB. D.63 – *Résultat d'un calage moyen sur les stations*