



HAL
open science

Fonctionnement hydro-sédimentaire des bras morts de rivière alluviale

Jérôme Le Coz

► **To cite this version:**

Jérôme Le Coz. Fonctionnement hydro-sédimentaire des bras morts de rivière alluviale. Sciences de l'environnement. Doctorat Mécanique, Ecole centrale de Lyon, 2007. Français. NNT: . tel-02589897

HAL Id: tel-02589897

<https://hal.inrae.fr/tel-02589897>

Submitted on 15 May 2020

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.

THÈSE

présentée pour obtenir le titre de

DOCTEUR DE L'ÉCOLE CENTRALE DE LYON

Ecole doctorale Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique
Spécialité *Mécanique*

FONCTIONNEMENT HYDRO-SÉDIMENTAIRE DES BRAS MORTS DE RIVIÈRE ALLUVIALE

Préparée dans l'Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique, *Cemagref*

par

Jérôme LE COZ

Soutenue publiquement le 27 septembre 2007 à Lyon devant le jury composé de :

M. Philippe BELLEUDY	Professeur (UJF Grenoble)	Président du jury
M. Erik MOSSELMAN	Senior Researcher (TU Delft, Pays-Bas)	Rapporteur
M. Eric BARTHELEMY	Professeur (ENSHMG Grenoble)	Rapporteur
M. Richard PERKINS	Professeur (ECL Lyon)	Directeur de thèse
M. André PAQUIER	Chercheur HDR (<i>Cemagref</i> Lyon)	Directeur de thèse
M. Bernard CHASTAN	Chercheur (<i>Cemagref</i> Lyon)	Examineur

Remerciements

Plus bas que moi, toujours plus bas que moi se trouve l'eau. C'est toujours les yeux baissés que je la regarde. Comme le sol, comme une partie du sol, comme une modification du sol.

Elle est blanche et brillante, informe et fraîche, passive et obstinée dans son seul vice : la pesanteur ; disposant de moyens exceptionnels pour satisfaire ce vice : contournant, transperçant, érodant, filtrant. [...]

*

L'eau m'échappe... me file entre les doigts. Et encore ! Ce n'est même pas si net (qu'un lézard ou une grenouille) : il m'en reste aux mains des traces, des taches, relativement longues à sécher ou qu'il faut essuyer. Elle m'échappe et cependant me marque, sans que j'y puisse grand-chose.

Idéologiquement c'est la même chose : elle m'échappe, échappe à toute définition, mais laisse dans mon esprit et sur ce papier des traces, des taches informes.

*

Inquiétude de l'eau : sensible au moindre changement de la déclivité. Sautant les escaliers les deux pieds à la fois. Joueuse, puérile d'obéissance, revenant tout de suite lorsqu'on la rappelle en changeant la pente de ce côté-ci.

Francis Ponge, *Le parti pris des choses*, Gallimard, Paris, 1942.

Je remercie tout d'abord, pour avoir suivi et encadré mon travail de doctorat :

- Bernard Chastan, qui dès l'élaboration du sujet en 2002, n'a cessé de guider mon cheminement scientifique, et a su me communiquer son enthousiasme pour les nouvelles techniques de mesure hydro-acoustique ;
- André Paquier, qui m'a véritablement formé au métier de chercheur en hydrodynamique fluviatile, en me fournissant quotidiennement un exemple de persévérance et de disponibilité difficile à égaler ;
- Richard Perkins, qui a accepté de diriger cette thèse et d'y apporter le regard du mécanicien des fluides ;

- Hervé Piégay, qui au cours d'une collaboration fructueuse a permis d'ancrer ce travail dans le concret des problématiques géomorphologiques ;
- Philippe Belleudy, qui avec enthousiasme m'a encouragé dans ma démarche d'expérimentations sur le terrain ;
- Gérard Degoutte, qui m'a inoculé le virus des rivières, et Gudrun Bornette, pour le lien avec les questions d'habitat écologique.

Je remercie également chaleureusement Erik Mosselman et Eric Barthélemy pour avoir accepté d'examiner mon manuscrit en vue de sa soutenance publique.

La préparation de cette thèse a fortement bénéficié de l'efficacité et de l'excellente ambiance de travail qui règnent à l'Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique (sous la houlette avisée de Jean-Michel Grésillon, puis Michel Lang). J'ai également beaucoup apprécié le professionnalisme du service de documentation du groupement de Lyon. Sur le plan matériel, le projet a reçu le soutien du *Cemagref*, des ministères chargés de l'Agriculture et de la Recherche et de la Région Rhône-Alpes.

J'adresse toute ma reconnaissance aux partenaires scientifiques et opérationnels dont la collaboration me fut précieuse et agréable :

- les laboratoires régionaux (UMR5600, LTHE, LMFA, CEREGE, ZABR...)
- les laboratoires étrangers : le VUVH à Bratislava (Katarína Holubová, Marek Čomaj *et al.*), l'université du Chili (Yarko Niño, Wernher Brevis), l'INGHA (Mary-Jeanne Adler, Eugenia Rotaru) et l'UCBL (Radu Drobot) à Bucarest
- les gestionnaires et opérationnels : SIVU Basse Vallée de l'Ain, CNR (Gilles Pierrefeu), DIREN Rhône-Alpes (Jean-François Brochot), ...

Bien peu de résultats présentés dans ce manuscrit auraient pu être produits sans le concours de l'équipe métrologie HH, en particulier de Céline Boudard (responsable du site de Blyes jusqu'en 2004) et de Guillaume Dramais, à qui cette thèse est extrêmement redevable. Merci à Jean-Pierre Laskowski pour l'élaboration de structures métalliques grises à façon. Merci également à Eric Hérouin, Christine Poulard et Alain Recking, mes précurseurs sur les lônes à HHLY. Ont directement contribué à ces travaux mes trois stagiaires Cédric Drevet, Fabien Védie et Loïc Moulin, Alexandre Hauet (alors en thèse au LTHE), Magalie Rival, Anne-Julia Rollet, Valery Bondarev, Julien Levrat, Loïc Grosprêtre et Monika Micháľková (UMR5600). Le manuscrit a pu être amélioré grâce à l'œil critique de mes collègues de l'équipe *Hydraulique des rivières* animée par André Paquier : Benoît Camenen, Kamal El Kadi Abderrezzak, Jean-Baptiste Faure, Magali Jodeau, Sébastien Proust.

Mes pensées vont naturellement à mes amis, à ma famille et à Flora, sans qui je serais sans doute mort de faim, d'insomnie ou de déprime avant le terme de cette épreuve. La musique et la pratique du chant m'ont également été d'un grand secours (merci à mes professeurs et amis chanteurs et pianistes!).

Il m'est impossible d'établir, sans risque d'omission fâcheuse, la liste exhaustive de celles et ceux qui ont participé directement ou indirectement à ce travail de thèse. En effet, si ces années furent comme pour tout thésard une longue traversée en solitaire ponctuée de hauts et de bas, ce fut également une période de ma vie particulièrement riche en rencontres professionnelles et amicales (souvent les deux à la fois). L'expression de ma gratitude la plus sincère va donc à tous ceux qui reconnaîtront une part d'eux-mêmes dans un mot, une ligne, un graphique, un chapitre ou encore la démarche générale de ce travail.



Présentation des membres du jury

- Erik MOSSELMAN Docteur-ingénieur, Senior Researcher
en ingénierie fluviale à l'Université Technique de Delft
et WL | Delft Hydraulics (Pays-Bas)
- Eric BARTHELEMY Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure
d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble (ENSHMG),
enseignant-chercheur au Laboratoire des Ecoulements Géophysiques
et Industriels (LEGI), équipe HOULE
- Philippe BELLEUDY Professeur à l'Université Joseph-Fourier (UJF Grenoble),
enseignant-chercheur au Laboratoire d'étude des Transferts
en Hydrologie et Environnement (LTHE)
- Richard PERKINS Professeur à l'Ecole centrale de Lyon,
enseignant-chercheur au Laboratoire de Mécanique des Fluides
et d'Acoustique (LMFA)
- André PAQUIER Ingénieur en chef du Génie Rural, Eaux et Forêts,
ingénieur-chercheur au *Cemagref* (Institut de recherche pour
l'ingénierie de l'agriculture et de l'environnement),
Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique (HHLY)
- Bernard CHASTAN Ingénieur en chef du Génie Rural, Eaux et Forêts,
ingénieur-chercheur au *Cemagref* (Institut de recherche pour
l'ingénierie de l'agriculture et de l'environnement),
Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique (HHLY)

Résumé

FONCTIONNEMENT HYDRO-SÉDIMENTAIRE DES BRAS MORTS DE RIVIÈRE ALLUVIALE

Cette thèse s'est attachée à explorer le fonctionnement hydro-sédimentaire courant des bras morts de rivière alluviale (ou « lônes »). Ce fonctionnement courant – en particulier pendant les crues fréquentes ou moyennes – est généralement celui qui détermine la pérennité d'une action de restauration écologique de ce type de milieu.

La structure spatiale et la dynamique temporelle complexes des écoulements à l'embouchure d'un bras mort pendant les connexions aval ont été étudiées à travers un cas de terrain (lône de Port-Galland, Ain) et un cas de laboratoire (modèle réduit d'un bras mort de la Morava, Slovaquie). Pour chaque cas, des méthodes expérimentales innovantes ont été mises en œuvre et l'analyse s'est appuyée sur une modélisation hydrodynamique bidimensionnelle (code RUBAR20TS).

Plusieurs chenaux abandonnés contrastés ont ensuite fait l'objet d'un suivi hydro-sédimentaire et d'une étude expérimentale et numérique du fonctionnement en crue : décantation dans la lône de la Table-Ronde (Rhône court-circuité) ; débordements amont/aval dans le chenal étroit de Ricotti et dans l'ancien méandre du Planet (site instrumenté de Blyes, Ain). A l'aide de simulations numériques 1D et 2D, les circulations et les échanges de sédiments sont analysés en fonction du forçage hydro-sédimentaire (phases de crue) et de la configuration des bras morts.

Abstract

HYDRO-SEDIMENTARY PROCESSES IN ABANDONED CHANNELS OF ALLUVIAL RIVERS

This PhD work is focused on ordinary hydro-sedimentary processes in channels abandoned by alluvial rivers. Generally indeed, the permanence of ecological restoring operations depends on the hydro-sedimentary impact of frequent and intermediate floods.

The complex spatial structure and temporal dynamics of flows in the abandoned channel outlet during downstream connections were investigated through a field case (*Port-Galland*, Ain river) and a physical model (Morava river, Slovakia). For each case innovating experimental methods were used and the analysis was supported by bidimensional hydrodynamical modelling (RUBAR20TS code).

Several contrasted abandoned channels have been monitored and their hydro-sedimentary behaviour during floods was studied experimentally and numerically : fine sediment settling in the *Table-Ronde* former channel (Rhône river) ; upstream/downstream connection of the narrow *Ricotti* channel and of the *Le Planet* former meander, both part of the *Blyes* experimental site (Ain river). Through 1D and 2D numerical simulations, sediment routing and exchange were analyzed according to hydro-sedimentary forcing (flood sequence) and to the configuration of abandoned channels.

Table des matières

1	Introduction	3
1.1	Les chenaux abandonnés par les rivières	3
1.1.1	Définitions	3
1.1.2	Mécanismes de formation	5
1.1.3	Contexte et enjeux	9
1.1.4	Restauration écologique des bras morts	10
1.2	Fonctionnement hydro-sédimentaire des annexes fluviales	12
1.2.1	Connectivité hydro-sédimentaire	12
1.2.2	Evolution morphodynamique	15
1.2.3	Facteurs de contrôle de l'alluvionnement	16
1.3	Démarche scientifique	18
1.3.1	Observations et modélisation hydraulique	18
1.3.2	Organisation du mémoire	22
I	Processus hydro-sédimentaires à l'embouchure aval	25
2	Méthodes expérimentales	27
2.1	Le profileur Doppler (aDcp)	27
2.1.1	L'aDcp et son application aux cours d'eau	27
2.1.2	Principe de fonctionnement	30
2.1.3	Limitations techniques et qualité de la mesure	37
2.1.4	Application à l'exploration hydro-sédimentaire des hydrosystèmes	41
2.2	Méthodes développées pour les mesures aDcp	44
2.2.1	Déploiement et positionnement	44
2.2.2	Méthodes de post-traitement	47
2.2.3	Tests de sensibilité et vérifications	51
2.3	Mesures par analyse d'images vidéo	54
2.3.1	Vélocimétrie par vidéo (LS-PIV)	54
2.3.2	Limnimétrie par vidéo (LIMPIX)	60

3	Etude de l’embouchure aval de la lône de Port-Galland (Ain)	69
3.1	Campagnes d’observation et outil numérique	69
3.1.1	Site expérimental	69
3.1.2	Campagnes de mesure et conditions hydrodynamiques	71
3.1.3	Etablissement et calage du modèle (RUBAR20)	74
3.2	Structure du champ de vitesse moyen	79
3.2.1	Interprétation des formes 2D planes observées par aDcp	79
3.2.2	Investigations complémentaires : simulations numériques et LS-PIV	85
3.2.3	Structure tridimensionnelle de l’écoulement	89
3.2.4	Lien avec la morphodynamique	92
3.3	Dynamique temporelle et échanges	95
3.3.1	Seiches et échanges en cavités latérales simples	95
3.3.2	Dynamique temporelle du champ de vitesse	99
3.3.3	Lien avec les processus sédimentaires	105
4	Etude sur modèle réduit d’un méandre recoupé de la Morava (Slovaquie)	107
4.1	Objectifs et dispositif expérimental	107
4.1.1	Éléments de contexte	107
4.1.2	Modèle réduit	109
4.1.3	Règles de similitude	109
4.1.4	Simulation physique du transport par charriage	111
4.2	Expérimentations et observations	114
4.2.1	Méthodes expérimentales	114
4.2.2	Plan d’expérience	116
4.2.3	Observations hydro-sédimentaires	120
4.3	Etablissement et évaluation d’un modèle hydrodynamique 2D	121
4.3.1	Etablissement du modèle	121
4.3.2	Calage et évaluation hydrodynamique	124
4.3.3	Confrontation aux mesures LS-PIV	126
4.4	Simulation du charriage et de l’évolution du fond	132
4.4.1	Représentation numérique	132
4.4.2	Simulations hydro-sédimentaires	135
4.4.3	Mise en mouvement des sédiments dans l’embouchure	137
4.4.4	Dépôts et érosions simulés	139
	Conclusion de la Partie I	143

II	Fonctionnement hydro-sédimentaire en crue	147
5	Une lône-décanteur : la Table-Ronde (Rhône)	149
5.1	Éléments de contexte	149
5.1.1	Position du site dans le réseau hydrographique	149
5.1.2	Historique et projet de restauration	152
5.1.3	Fonctionnement hydro-sédimentaire depuis la restauration	153
5.2	Observations de la charge en suspension	154
5.2.1	Méthodes de mesure	154
5.2.2	Interprétation du signal de concentration dans la Saône	158
5.2.3	Estimation du signal de concentration dans le RCC	161
5.2.4	Cartographie des concentrations pendant les crues du printemps 2006	164
5.3	Fonctionnement hydro-sédimentaire en crue	167
5.3.1	Représentation numérique du transport en suspension et de la décantation	167
5.3.2	Etablissement du modèle hydro-sédimentaire	168
5.3.3	Sensibilité aux paramètres sédimentaires	170
5.3.4	Echanges sédimentaires en crue	176
6	Site instrumenté des lônes de Blyes (Ain)	179
6.1	Contexte fluvial	179
6.1.1	La basse vallée de l'Ain	179
6.1.2	La lône du Planet de l'Ile	181
6.1.3	La lône de Ricotti et le méandre des Taffanelles	183
6.2	Campagnes de mesure et suivi hydrologique	184
6.2.1	Topographie (Ain et lônes)	184
6.2.2	Dispositif instrumental	185
6.2.3	Suivi limnimétrique	189
6.2.4	Suivi piézométrique	191
6.2.5	Jaugeages et prélèvements dans les lônes	195
6.3	Observations hydro-sédimentaires	196
6.3.1	Apports phréatiques et fonctionnement hydrogéologique	196
6.3.2	Sondage des dépôts du Planet	198
6.3.3	Dépôts événementiels dans le Planet	199
7	Débordements amont/aval : le Planet et Ricotti (Ain)	205
7.1	Fonctionnement hydro-sédimentaire de l'Ain	205
7.1.1	Modélisation hydrodynamique 1D	205

7.1.2	Charge en suspension de l'Ain	208
7.2	Fonctionnement hydro-sédimentaire de la lône de Ricotti	210
7.2.1	Modélisation hydrodynamique 1D	210
7.2.2	Fonctionnement hydro-sédimentaire en connexion amont	212
7.3	Fonctionnement hydro-sédimentaire de la lône du Planet	214
7.3.1	Etablissement d'un modèle hydro-sédimentaire 2D	214
7.3.2	Fonctionnement hydro-sédimentaire en connexion aval	216
7.3.3	Scénarios de reprise sédimentaire par connexion amont	223
	Conclusion de la Partie II	225
	Conclusion générale et perspectives	231
	Annexes	235
A	Profils verticaux moyens de vitesse établis à partir de jaugeages par aDcp	237
B	Cavités latérales : comparaison d'un cas de terrain et d'un cas de laboratoire	249
C	Dynamique de la charge en suspension de la Saône à Lyon pendant les crues du printemps 2006	259
	Bibliographie	271

Liste des tableaux

2.1	Incertitude sur la vitesse de l'eau mesurée par aDcp	41
3.1	Conditions hydrodynamiques pendant les campagnes aDcp	73
3.2	Caractéristiques des événements hydrologiques	74
4.1	Résumé des lois de similitudes	114
4.2	Résumé des simulations et mesures	117
5.1	Valeurs de concentration à travers la section mouillée	159
6.1	Caractéristiques des enregistreurs à capteur de pression	187
6.2	Caractéristiques des sédiments piégés	201
7.1	Dépôts simulés au niveau des 5 pièges	222

Table des figures

1.1	Bras morts du Rio Madre de Dios	3
1.2	Les différentes unités composant un bras mort	4
1.3	Recoupements de méandres	6
1.4	Formation d'un bras mort par concaténation de basses de convexité	7
1.5	Formation des bras morts du secteur de Blyes	8
1.6	Répartition des bras morts sur quatre niveaux trophiques	12
1.7	L'évolution d'un méandre recoupé par tangence	14
1.8	Lien entre l'angle de diffluence et la formation du bouchon primaire	16
1.9	Etude sur modèle réduit d'une diffluence	17
1.10	Modèle statistique de la sédimentation dans des lônes (Ain, Doubs)	19
1.11	Modélisation hydro-sédimentaire d'un méandre recoupé	20
1.12	Localisation des sites expérimentaux	21
2.1	Exemples de profileurs Doppler utilisés en rivière	27
2.2	L'effet Doppler	30
2.3	Equivalence du décalage Doppler et du changement d'angle de phase	31
2.4	Configuration Janus d'un aDcp monostatique à quatre faisceaux	34
2.5	Mesure des composantes de la vitesse	35
2.6	Exemple de suivi de fond faussé en présence de transport solide actif	36
2.7	Parties de l'écoulement que l'aDcp ne peut pas explorer	38
2.8	Champ de vitesse homogène et inhomogène dans la couche horizontale	39
2.9	Exemple de profil de concentration et de calibration	45
2.10	Mesures par aDcp dans la lône de Port-Galland	46
2.11	Profileurs équipés de prismes topographiques et de GPS	46
2.12	Exemple de grille régulière d'interpolation	48
2.13	Intégration sur la verticale des profils de vitesse mesurés par aDcp	51
2.14	Tests de sensibilité du paramètre N_n sur trois profils verticaux	52
2.15	Traversées aDcp sur un transect de Port-Galland	53
2.16	Effet de différentes méthodes de post-traitement sur les vitesses	54

2.17	Principe de la PIV	56
2.18	Algorithme de correction des vecteurs LS-PIV	58
2.19	Implantation des GRP en trois étapes à Port-Galland	60
2.20	Principe de la mesure de limnimétrie par vidéo	61
2.21	Exemples d'images traitées par LIMPIX	63
2.22	Exemples de limnigrammes obtenus par LIMPIX	66
3.1	Site expérimental de Port-Galland	70
3.2	Morphologie de la cavité de Port-Galland	71
3.3	Conditions hydrodynamiques pendant les campagnes d'observation 2005-2006	72
3.4	Géométrie de calcul du modèle bidimensionnel de Port-Galland	77
3.5	Cotes simulées au point de contrôle (station CNR)	78
3.6	Extrait de la maquette de nivellement (Agence de Bassin RMC)	78
3.7	Cavité latérale et paramètres géométriques associés	79
3.8	Formes d'écoulement moyen en cavité latérale	80
3.9	Formes des écoulements 2Dh moyens (Régimes I et II)	81
3.10	Formes des écoulements 2Dh moyens (Régime III)	82
3.11	Régimes d'écoulement dans la cavité	83
3.12	Vitesses moyennes en surface (LS-PIV)	85
3.13	Résultats de simulation RUBAR20	87
3.14	Vitesses et hauteurs d'écoulement simulées dans le chenal principal	88
3.15	Structure interne de l'écoulement	89
3.16	Distribution verticale adimensionnelle des vitesses mesurées par aDep	90
3.17	Courants secondaires intégrés sur la verticale	92
3.18	Evolution morphologique de l'embouchure aval en 2005-2006	93
3.19	Dépôt aval et érosion de berge amont	94
3.20	Contraintes adimensionnelles simulées	95
3.21	Analyse de cavités de la littérature	98
3.22	Suivi des échanges cavité / chenal	98
3.23	Enregistrements ponctuels de niveaux par vidéo (LIMPIX)	99
3.24	Exemples d'enregistrements de vitesse sur position fixe	100
3.25	Vitesses en surface mesurées par LS-PIV	102
3.26	Exemple de détection des bouffées de vitesse	103
3.27	Exemple d'oscillations hauteur / vitesse dans le modèle RUBAR20	104
3.28	Vues de la partie aval de la lône de Port-Galland	105
3.29	Cartes des dépôts sédimentaires	106

4.1	Vue « aérienne » du méandre étudié	108
4.2	Schéma en plan du modèle physique	110
4.3	Section type du modèle réduit de Bratislava	110
4.4	Courbe granulométrique des particules de charbon	112
4.5	Schéma de principe du profileur acoustique Doppler UVP	114
4.6	Exemple de repositionnement d'une image orthorectifiée	116
4.7	Ensemble des angles de vue des séquences vidéo	119
4.8	Topographie finale et champ de vitesse LS-PIV	120
4.9	Géométries de calcul	122
4.10	Champs de vitesse et hauteurs d'eau simulés	124
4.11	Lignes d'eau simulées et observées	125
4.12	Vitesses et tirants d'eau mesurés et simulés	126
4.13	Profils verticaux de vitesse adimensionnels	127
4.14	Vitesses LS-PIV et RUBAR20 dans le chenal principal – géométrie m512	128
4.15	Vitesses LS-PIV et RUBAR20 dans le chenal principal – géométrie m712	129
4.16	Vitesses LS-PIV et RUBAR20 dans l'embouchure	130
4.17	Vitesses simulées avec prise en compte du buisson	132
4.18	Vitesses et concentrations en régime stabilisé	136
4.19	Contraintes adimensionnelles inférieures à la valeur critique	138
4.20	Oscillations dans le modèle numérique	139
4.21	Zones d'érosion pour le cas m712	140
4.22	Topographies mesurées et simulées pour les cas m512/m712	141
5.1	Photographies aériennes de l'aménagement CNR de Pierre-Bénite	150
5.2	Hydrogrammes CNR pendant les crues du printemps 2006	151
5.3	Profondeurs de sédiments fins mesurées en juillet 2003	154
5.4	Méthodes de mesure des sédiments en suspension	155
5.5	Sonde multi-paramètre HORIBA U-22XD	156
5.6	Positions des prélèvements à travers la section mouillée (Saône à St-Georges)	158
5.7	Conditions hydro-sédimentaires à la station Saint-Georges	160
5.8	Mélange des eaux de deux rivières qui se rejoignent	162
5.9	Dynamique de la charge en suspension dans le RCC de Pierre-Bénite	163
5.10	Campagnes de mesure de concentration de MES	165
5.11	Cartes de concentration à 1 m de profondeur	166
5.12	Limnigrammes calculés à l'entrée de la lône et recalage altimétrique	168
5.13	Modèle 2D de la lône de la Table-Ronde	169

5.14	Cotes et concentrations imposées à l'entrée de la lône	170
5.15	Cartes de concentration simulées et observées	171
5.16	Signaux de MES imposé en entrée et simulés aux points de contrôle	173
5.17	Champs de concentrations simulés (2006)	175
5.18	Taux de dépôt instantanés pour différentes phases de crue	176
5.19	Distribution spatiale des dépôts simulés	177
6.1	Localisation de bras morts de la basse vallée de l'Ain	180
6.2	Vues aériennes de la lône du Planet	182
6.3	Vue aérienne de la lône de Ricotti	183
6.4	Implantation de l'instrumentation du site de Blyes	186
6.5	Instrumentation et méthodes hydrométriques	188
6.6	Contrôles manuels des stations limnimétriques	190
6.7	Chroniques limnimétriques enregistrées en 2005	190
6.8	Contrôles manuels des niveaux des tubes piézométriques	192
6.9	Chroniques de niveau et de température dans les tubes piézométriques	194
6.10	Contexte géologique du site des lônes de Blyes	197
6.11	Sondage des dépôts de sédiments fins (Le Planet)	199
6.12	Relevés de taux de sédimentation événementiels en 2005	200
6.13	Enregistrements sur le site de la lône du Planet, en 2005-2006	202
7.1	Modèle 1D de l'Ain	206
7.2	Rupture de pente de l'Ain aux Taffanelles	207
7.3	Calage du modèle 1D	208
7.4	Compilation des concentrations MES observées dans l'Ain	209
7.5	Modèle 1D de la lône de Ricotti	211
7.6	Bouchon amont de la lône de Ricotti pendant une connexion	211
7.7	Vitesses et concentrations le long de la lône de Ricotti	213
7.8	Modèle hydro-sédimentaire 2D de la lône du Planet	215
7.9	Conditions aux limites (Le Planet, 7/12/2006 et 6/03/2001)	217
7.10	Concentrations simulées dans la lône du Planet le 7 décembre 2006	217
7.11	Plan d'eau central du Planet pendant la connexion aval du 6 mars 2001	218
7.12	Conditions aux limites (Le Planet, crues de 2005)	220
7.13	Circulations d'eau et de sédiments simulées dans la lône du Planet	220
7.14	Dépôts événementiels simulés	222
7.15	Hydrogramme de la crue du 21 février 1999	224
7.16	Extrémité aval de la géométrie de calcul avec et sans la digue existante	224

Introduction

1 Introduction

1.1 Les chenaux abandonnés par les rivières

1.1.1 Définitions

Le lit majeur des rivières alluviales comporte souvent des zones humides qui sont périodiquement reconnectées au cours principal lors des crues (Fig. 1.1). L'objet d'étude de la présente thèse correspond aux annexes hydrauliques formées par d'anciens chenaux d'écoulement, ou « bras morts ».



FIG. 1.1 – Bras morts et chenaux secondaires du Rio Madre de Dios, en Amazonie (*d'après R. Muller 2004*)

Schématiquement, un bras mort est généralement séquencé en une succession linéaire de deux types de milieux : une ou plusieurs zones humides périfluviales, et un ou plusieurs tronçons terrestres, notamment les bouchons alluviaux (Fig. 1.2).

Chaque zone humide périfluviale est composée :

- **d'une zone aquatique**, prenant l'aspect de plans d'eau quasi-permanents dont l'eau stagnante ou courante peut être renouvelée par des apports phréatiques ou de surface lors des crues ; ces plans d'eau peuvent être colonisés par une végétation aquatique immergée ;

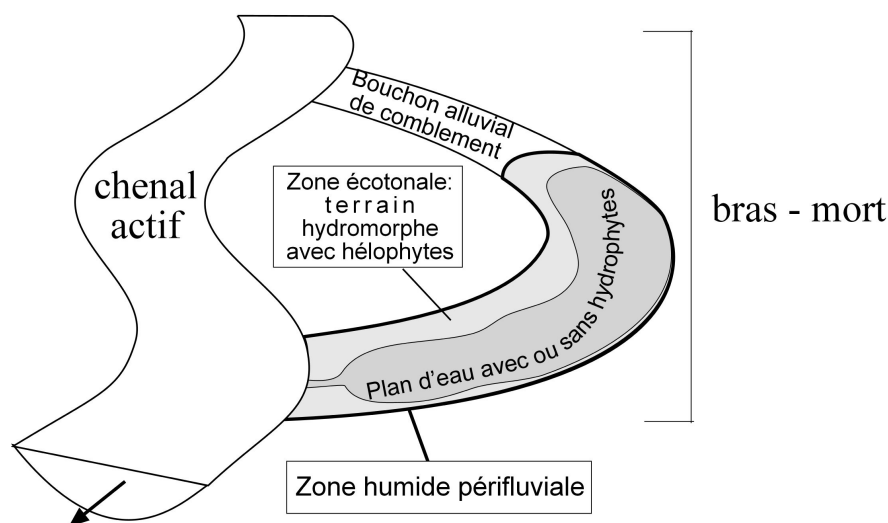


FIG. 1.2 – Les différentes unités composant un bras mort, d'après Rollet *et al.* (2005)

- **d'une zone écotonale**, espace de transition entre un milieu aquatique et un milieu terrestre, caractérisé par des communautés d'héliophytes sur un substrat gorgé d'eau. La plupart du temps, la zone écotonale correspond au pourtour des plans d'eau ou aux seuils séparant deux plans d'eau, milieux en cours d'atterrissement par l'apport de sédiments allogènes et/ou par la décomposition de la matière organique produite sur place.

Les tronçons terrestres de l'ancien chenal correspondent :

- **à des bouchons alluviaux**, créés par des dépôts importants obstruant l'ancien chenal. Un bouchon alluvial est presque toujours visible sur la partie amont du bras mort, parfois à l'aval, parfois entre deux zones humides. La plupart des bouchons alluviaux s'appuient sur un dépôt de sédiments grossiers (« bouchon primaire ») recouvert d'un alluvionnement de sable et de sédiments fins conduisant à une végétalisation terrestre arborée ou prairiale.
- **à des tronçons asséchés** par déconnexion hydraulique, que ce soit par incision du chenal actif et/ou par réduction des apports phréatiques. Ces milieux se distinguent parfois du reste du lit majeur par une dépression topographique et une végétation originale.

Dans le bassin du Rhône, on utilise fréquemment le terme régional « lône » (parfois orthographié « laune »), absent du Petit Robert, mais faisant l'objet d'un article¹ dans le Trésor de la Langue

¹ **LÔNE**, LONE, subst. fém.

« Eau stagnante de peu d'étendue et sans profondeur en communication périodique ou permanente avec une rivière » (HUSSON 1970).

En partic., région. , « Nom donné dans le Lyonnais aux bras du Rhône que l'on colmate pour en exhausser les rives » (*Nouv. Lar. ill.*). *En face, vers la rive gauche, au nord de Sablons, verdoient les îles que séparent des lônes et des bras morts* (ARNOUX, *Rhône*, 1944, p. 183). *Ils connaissent parfaitement le pays et peuvent en recevoir de fréquents*

Française Informatisé (INALF, Nancy 2, <http://atilf.atilf.fr/tlf.htm>, dernier accès le 13 mai 2007). La définition donnée : « Eau stagnante de peu d'étendue et sans profondeur en communication périodique ou permanente avec une rivière » montre que le terme comporte à la fois l'idée de zone aquatique périfluviale et d'annexe hydraulique. Dans cette thèse, il est employé pour désigner par métonymie le bras mort dans son ensemble.

1.1.2 Mécanismes de formation

L'abandon d'un chenal principal ou secondaire par un cours d'eau est la marque de sa dynamique morphologique. Par conséquent, des styles fluviaux différents et des processus de formation plus ou moins complexes donnent naissance à des types de bras morts très diversifiés, y compris le long d'un même linéaire. Les principaux types géomorphologiques distingués dans la littérature sont ainsi les suivants : ancien méandre, ancien bras de tresses, ancien chenal d'anastomose, recoupement de banc mobile et concaténation de basses de convexité.

Le cas le plus classique est l'ancien méandre. Un cours d'eau méandriforme présente une succession de boucles, ou train de méandres, qui se déplace de l'amont vers l'aval dans un mouvement de translation. En même temps, chaque boucle de méandre se développe suivant une extension latérale et/ou une rotation de l'axe du méandre (Brice, 1974; Hooke, 1984). Cette dynamique est fonction de la puissance du cours d'eau, de la force de résistance et de la hauteur de la berge, du rayon de courbure et de la largeur du chenal (Hickin et Nanson, 1984).

Le recoupement semble inhérent au processus de méandrage, dont il constitue un état critique (Hooke, 2004). Un méandre, parfois une série de méandres, peut être naturellement abandonné à travers les principaux mécanismes suivants :

le recoupement par déversement (Fig. 1.3-a) touche en particulier les rivières de piémont, à pente forte, à sédiments grossiers, à crues brutales et à faible sinuosité. La pente et la faible cohésion des sédiments de la berge favorisent, lors des crues, la création d'un chenal de déversement qui, à terme, court-circuite la boucle de méandre pour devenir le chenal principal (Lewin, 1983). C'est le processus de formation de la lône du Planet (Fig. 1.5 et § 6.1.2) ;

courriers (...) au cours de leur lente promenade, quand ils vont visiter les nouveaux bâtiments de l'Hôtel-Dieu ou les chantiers du sculpteur Antoine-Michel Perrache, qui se propose de gagner tout un quartier sur les marécages ou « lones », au sud de la ville (E. SCHNEIDER, *Charbon*, 1945, p. 143).

Prononc. : [lo :n]. **Étymol. et Hist.** 1766 *laune* (CARPENTIER, add. à DU CANGE, s.v. *launa*); 1829-31 *lône* (BREGHOT DU LUT, *Nouv. mél. biogr. et littér. pour servir à l'hist. de Lyon* d'apr. FEW t. 16, p. 488b).

Mot fr.-prov. et prov. (1160, Avignon ds DAO 237, 7-1), également attesté en lat. médiév. (979 *launa* ds *Nov. Gloss.* et NIERM.), empr. au germ. occ. **luhnô* « fossé rempli d'eau », cf. l'a. nord. *lôn* « eau stagnante », norv. « eau qui s'écoule lentement », dialectalement « mare » (FALK-TORP).

le **recouplement par tangence** (Fig. 1.3-b) est observé essentiellement sur des cours d'eau de plaine qui présentent une pente faible, des sédiments relativement fins donc cohésifs, un régime hydrologique pondéré et une sinuosité élevée. Le développement d'un méandre peut alors conduire à un resserrement de la base de la boucle, et au recouplement par érosion du pédoncule ;

l'**avulsion** consiste en un changement radical du tracé en plan et au creusement d'un nouveau chenal à l'occasion des crues. Ce processus n'est pas spécifique du style à méandres et est généralement lié à l'exhaussement du lit.

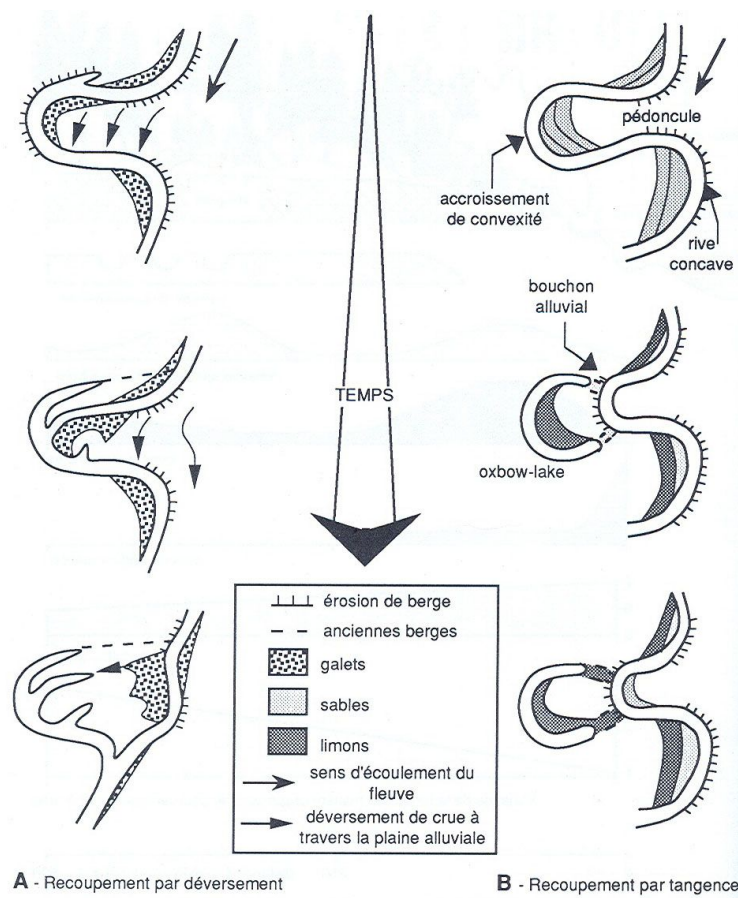


FIG. 1.3 – Recouplements de méandres, d'après Amoros et Petts (1993)

Un nouveau chenal court-circuitant une boucle de méandre a naturellement une pente et une capacité de transport accrues par rapport à l'ancien chenal plus sinueux. Ainsi une érosion régressive se produit classiquement à partir du point de confluence entre les deux chenaux (Handy, 1972; Hooke, 1995). Cette érosion, nécessaire pour retrouver un profil d'équilibre, est d'autant plus importante que la distance de recouplement est courte, donc que la boucle de l'ancien méandre est resserrée.

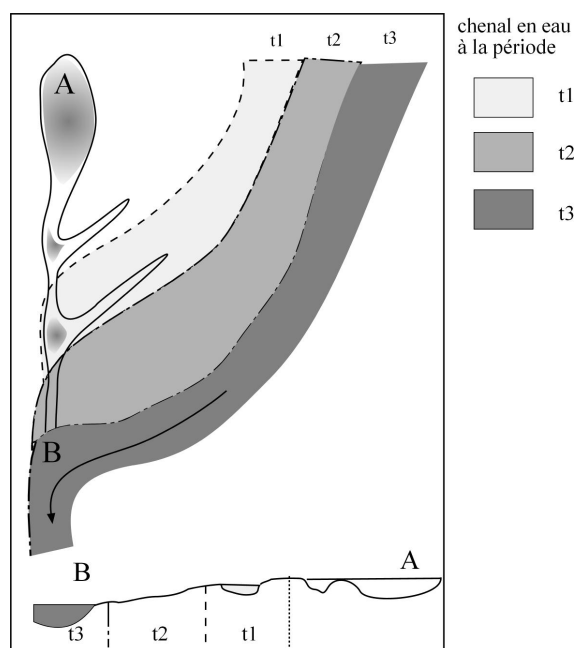


FIG. 1.4 – Formation d’un bras mort par concaténation de basses de convexité, d’après Rollet *et al.* (2005)

Lewis et Lewin (1983) distinguent les recoupements de méandres à boucle unique des recoupements de méandres à boucles multiples. Bravard (1986) observe sur la rivière d’Ain un processus de recoupement par « sauts successifs de manière à mettre en place des chenaux de courbure décroissante et de plus en plus récents » jusqu’à ce que le chenal actif soit quasi-rectiligne.

Les recoupements de banc mobile (« mobile bar cutoffs ») observés par Lewis et Lewin (1983) correspondent à la fermeture d’un chenal marginal ou à l’abandon d’une mouille du fait du déplacement d’un banc de galets. Il en résulte un bras mort de petite taille et faiblement arqué. Ce processus se rapproche de la concaténation de basses de lobe convexe décrite par Bravard (1986). Ces dépressions, situées à l’aval des bancs de galets, et connectées au chenal actif par leur extrémité aval, peuvent en effet former un bras mort au gré des migrations du chenal principal (Fig. 1.4). C’est vraisemblablement ce type de mécanisme qui a permis le développement de la lône de Ricotti (Fig. 1.5 et § 6.1.3).

Enfin, il ne faut pas oublier que les rivières aménagées présentent fréquemment des bras morts dus à l’intervention humaine, principalement par des mesures de « rectification » et de chenalisation visant la protection des ouvrages d’art, l’amélioration de la navigabilité (pour la Saône, voir Astrade, 1996), la prévention des inondations, etc. Il s’agit souvent de méandres recoupés artificiellement, comme la lône de Port-Galland sur l’Ain (§ 3.1.1) ou les bras morts de la Morava (§ 4.1.1), ou de bras secondaires isolés du cours principal comme la lône de la Table-Ronde sur le Vieux-Rhône (§ 5.1.1).

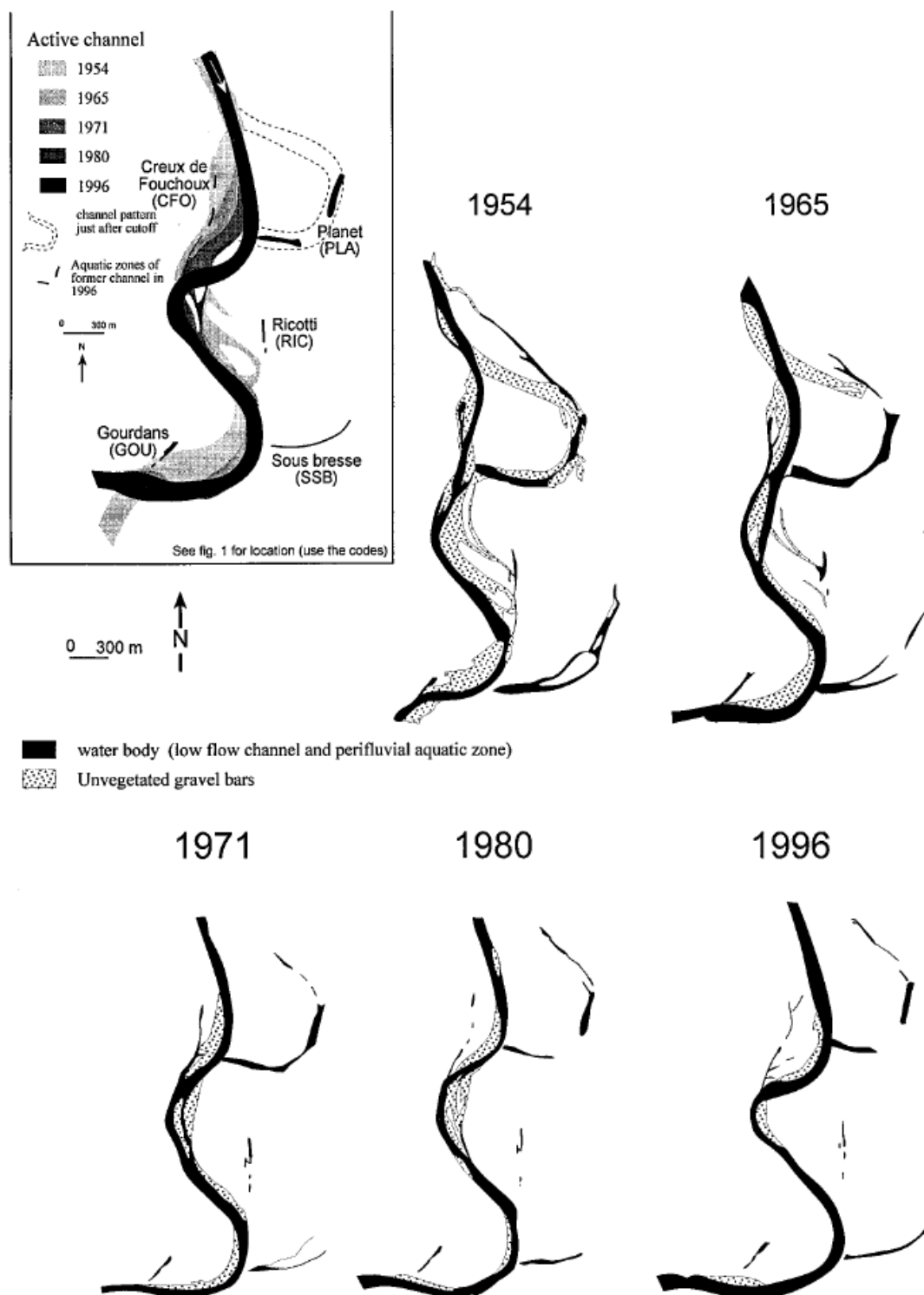


FIG. 1.5 – Formation des bras morts du secteur de Blyes, à partir de l’analyse diachronique de photographies aériennes (Piégay *et al.*, 2000a)

Formation de la lône du Planet par recouplement simple de méandre et développement de la lône de Ricotti, vraisemblablement par concaténation de basses de convexité

1.1.3 Contexte et enjeux

Jusqu'à il y a deux ou trois décennies, les zones humides n'étaient pas considérées comme un patrimoine à protéger ou à restaurer mais comme des milieux insalubres à assainir, des terres incultes à assécher, des obstacles à la navigation fluviale à supprimer. Aujourd'hui, dans les pays développés, un consensus semble s'être instauré sur l'intérêt de leur préservation, au moins au titre de leurs aménités écologiques et paysagères, voire au titre de zones d'expansion de crue et d'auto-épuration. Leur intérêt économique peut être important pour certains pays en voie de développement comme le Bangladesh par exemple. Dans le sud-ouest du pays, on trouve plus de 500 lacs de méandres recoupés (« oxbow-lakes ») et un programme de développement vise à mettre en place une gestion durable de l'aquaculture par élevage en nasses dans ces milieux (Chowdhury et Yakupitiyage, 2000).

En France, les zones humides ont vu leur fonctionnement hydrologique et écologique fortement perturbé par l'activité humaine. Leur superficie a considérablement diminué lors des dernières décennies. Une définition opérationnelle, permettant notamment le recensement des zones humides, est difficile à trouver. La Loi sur l'Eau de 1992 les définit comme des *terrains exploités ou non, habituellement gorgés d'eau douce, salée ou saumâtre, de façon permanente ou temporaire; la végétation, si elle existe, y est dominée par des plantes hygrophiles pendant au moins une partie de l'année*. Dès 1986, la France a ratifié la Convention spécifique de Ramsar (Iran, 1971) pour la préservation et la bonne gestion des zones humides. Afin de mieux caractériser leurs fonctions hydrologiques, biogéochimiques, patrimoniales et paysagères, l'Etat a initié en 1997 un programme national de recherche sur les zones humides (PNRZH) piloté par les Agences de l'Eau et les ministères chargés de l'Environnement, de l'Agriculture et de l'Equipement.

On dénombre actuellement plus de 250 lônes d'importance variable dans la seule vallée du Rhône, représentant un linéaire de plus de 300 km (données CNR²). Ces annexes fluviales présentent des comportements variés selon la dynamique de la rivière dont elles dépendent. Les bras morts du Rhône sont voués à l'atterrissement, car les fortes contraintes exercées sur le fleuve limitent fortement les possibilités de régénération ou de création. La question porte alors sur les bonnes conditions de la restauration de milieux concentrant l'essentiel de la biodiversité. Les lônes de l'Ain et du Doubs (Citterio, 1997) conservent une morphodynamique plus naturelle, la pression humaine étant moins forte sur ces rivières.

Au niveau régional, des recherches pluridisciplinaires sur les bras morts sont menées par des laboratoires de géomorphologie ³, de biologie ⁴ et d'hydraulique fluviale ⁵. En particulier, un site-

²Compagnie Nationale du Rhône

³notamment l'UMR 5600 (CNRS/université Lyon 3)

⁴notamment Laboratoire d'Ecologie des Eaux Douces et des Grands Fleuves (université Lyon 1), Laboratoire d'Hydroécologie Quantitative (*Cemagref*)

⁵notamment Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique (*Cemagref*)

atelier de la Zone-Atelier CNRS Bassin-du-Rhône (ZABR) est une plate-forme pour l'investigation des zones humides de trois systèmes fluviaux anthropisés : l'Ain, le Doubs et le Haut-Rhône. A travers cette thèse, le suivi et l'étude de l'ons de l'Ain par le *Cemagref* se sont inscrits dans le programme *Modifications anthropiques des flux sédimentaires des cours d'eau, réponses des écosystèmes aquatiques et actions de restauration* de la Région Rhône-Alpes et dans le programme national ACI ECCO PNRH, *Etude du fonctionnement hydro-sédimentaire des annexes fluviales*.

Les acteurs locaux à l'œuvre sur cette thématique sont principalement l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse, la Direction Régionale de l'Environnement (DIREN de bassin), les collectivités territoriales, les instances locales de concertation (Commissions Locales de l'Eau notamment) et la CNR (Compagnie Nationale du Rhône). La CNR a ainsi appuyé au début des années 90 une charte de l'environnement qui prévoit *une reconquête des milieux humides en général, et des l'ons en particulier*. Tout aménagement susceptible de modifier la ressource en eau (quantité et/ou qualité) est soumis à l'autorisation préfectorale. Les Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE) donnent les objectifs assignés par les Agences de l'Eau aux différents gestionnaires susceptibles d'intervenir. A l'échelon local, les Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SAGE) régissent la gestion de l'eau dans des sous-bassins versants particuliers avec leurs problèmes spécifiques. En l'occurrence, il existe un SAGE Basse Vallée de l'Ain (SAGE, 2000), dans le cadre duquel sont réalisées des études complémentaires, dont une en géomorphologie (Piégay *et al.*, 2000b) avec diagnostic incision/exhaussement, et une autre en hydrogéologie (Lenclud et Daronnat, 1999).

1.1.4 Restauration écologique des bras morts

Les bras morts sont souvent au centre de programmes de restauration écologique de grands cours d'eau et de leur plaine alluviale, par exemple aux Pays-Bas (Barneveld *et al.*, 1994; Simons *et al.*, 2001), sur le Rhin français (Klein *et al.*, 1994), sur le Haut-Danube (Schiemer *et al.*, 1999), sur le Mississippi (Shields et Abt, 1989), sur l'Ain (programme européen Life), sur le Rhône (programme décennal de restauration écologique et hydraulique). Sur ces rivières, la restauration des fonctions écologiques des bras morts est rendue nécessaire par les effets négatifs de la pression anthropique et par un potentiel de régénération et de renouvellement amoindri par les aménagements.

Il existe différents niveaux d'objectifs de restauration écologique, qui devraient faire l'objet d'une terminologie précise et acceptée (Shields, 2003). L'ensemble d'un programme doit être guidé par un schéma décisionnel fondé sur une collaboration étroite entre scientifiques, gestionnaires et populations locales (Henry *et al.*, 1995). Dans ce cadre, les objectifs et les critères d'évaluation quantitative associés sont définis. L'évaluation et le diagnostic de l'efficacité des interventions s'appuient sur le suivi de moyen-terme avant, pendant et après la restauration, et si possible en incluant un milieu de référence sans intervention. Une analyse coût-bénéfice paraît (encore) plus délicate que pour des ac-

tions de prévention des inondations par exemple, puisqu'elle implique une évaluation monétaire des aménités écologiques des milieux naturels concernés. Enfin, l'impact potentiel de la restauration de bras morts ou secondaires sur les autres fonctionnalités de l'hydrosystème (expansion et évacuation des crues, navigation, etc.) doit également être évalué (Barneveld *et al.*, 1994).

Par delà les contraintes d'acceptation sociale et de durabilité économique et écologique, la difficulté de la restauration écologique provient de la complexité et de la variabilité des systèmes naturels eux-mêmes (Shields, 2003). En effet, la réponse d'un système fluvial à une intervention ou une pression donnée est souvent non prédictible, non reproductible, et peut progresser sur des échelles temporelles incompatibles avec les pas de temps humains. La réversibilité des dégradations que l'on souhaite corriger, ainsi que la résilience du milieu, i.e. sa capacité à retrouver un état satisfaisant après une agression, sont en question. Pour relever ces multiples défis, Shields (2003) préconise un compromis efficace entre ingénieurs et écologues : *Clearly, the situation calls for a hybrid approach between the rigor of the ecologist and the judgment and pragmatism of the engineer. This hybrid approach can be used to develop creative, low-cost approaches to address key factors limiting recovery.*

Dans le bassin du Rhône, les restaurations de bras morts entreprises reposent sur une base empirique, à partir de l'état de l'art. Elles mettent en œuvre des techniques de génie civil et de génie végétal. Les opérations de suivi consistent essentiellement en des relevés floristiques voire physico-chimiques et sédimentaires réguliers, suivis d'une analyse statistique des descripteurs. Un ancien chenal de tresse du Haut-Rhône, la lône de Rossillon, a ainsi été recreusé pour arrêter la dynamique d'atterrissement et d'eutrophisation enclenchée après l'aménagement hydroélectrique du secteur de Brégnier-Cordon (Henry *et al.*, 1995). Les relevés floristiques ont montré un retour vers un état plus oligotrophe, vraisemblablement grâce à l'augmentation des apports phréatiques pauvres en nutriments et au rôle de filtre sédimentaire assuré par le bouchon alluvial amont lors des débordements. Le curage et le recreusement peuvent être accompagnés d'une revégétalisation des berges, comme sur certaines lônes restaurées sur des tronçons court-circuités du Rhône. Dans le cadre d'un programme européen Life, plusieurs lônes de l'Ain ont récemment été recreusées, en veillant à préserver des stocks de graines pour favoriser une recolonisation végétale autochtone. Les granulats extraits sont réinjectés dans le chenal principal pour une expérience de recharge sédimentaire (Rollet *et al.*, 2005).

Ces actions de restauration ont une grande valeur heuristique en tant qu'expérimentations grandeur nature en géomorphologie fluviale (Schiemer *et al.*, 1999). Au-delà de l'évaluation du succès écologique de l'intervention, le suivi et l'analyse mécaniste du fonctionnement hydro-sédimentaire du système restauré permettent de constituer un retour d'expérience utile aux futures actions. Parallèlement aux observations de terrain, des simulations numériques (e.g. Yokoyama *et al.*, 2004;

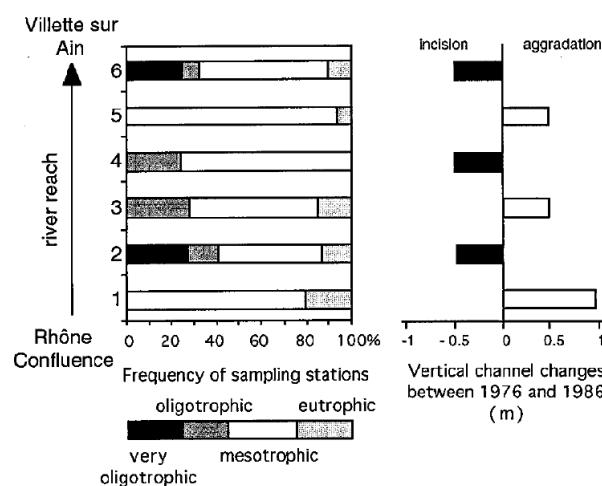


FIG. 1.6 – Répartition des bras morts sur quatre niveaux trophiques (très oligotrophe, oligotrophe, mésotrophe et eutrophe) pour six tronçons de la rivière d’Ain (Piégay *et al.*, 2000a)

Le séquençage spatial en six tronçons correspond aux zones d’incision ou exhaussement observées sur la période 1976-1986, et les niveaux trophiques sont déterminés à partir de relevés floristiques menés sur 150 zones aquatiques périfluviales.

De Heer et Mosselman, 2004) et sur modèle réduit (e.g. Holubova *et al.*, 1999) permettent de guider les interventions en testant préalablement différents scénarios, en particulier pour contrôler l’évolution morphologique de bras reconnectés (Barneveld *et al.*, 1994). Ces études hydrauliques souvent focalisées sur le ou les bras à restaurer ne doivent cependant pas ignorer le contexte fluvial et les forçages externes qui peuvent remettre en cause l’évolution prévue du système local : équilibre sédimentaire et migrations latérales du chenal principal, évolution de la nappe alluviale, pressions anthropiques... Par exemple, les niveaux trophiques observés dans les lônes de l’Ain apparaissent corrélés aux conditions d’incision / exhaussement du chenal principal (Fig. 1.6).

1.2 Fonctionnement hydro-sédimentaire des annexes fluviales

1.2.1 Connectivité hydro-sédimentaire

On entend par fonctionnement hydro-sédimentaire la dynamique couplée de l’ensemble des mécanismes expliquant les circulations d’eau et de sédiments (charge en suspension et charge de fond) dans les différentes parties du bras mort considéré. Les conditions hydrodynamiques et le transport solide dans le chenal principal constituent naturellement le premier forçage de ce fonctionnement hydro-sédimentaire pendant les crues débordantes. Mais beaucoup d’autres processus peuvent influencer le fonctionnement en régime hydrologique courant, comme l’alimentation phréatique par la nappe d’accompagnement et/ou la nappe des versants, le développement de la végétation et la sédimentation autogène, les interventions humaines (pompage, curage, recreusement, etc.).

Schématiquement, trois types généraux de fonctionnement hydro-sédimentaire des bras morts peuvent être distingués :

- **fonctionnement lacustre (déconnexion amont et aval)**. Les plans d'eau ne reçoivent aucun apport d'eau de surface et de sédiments depuis le cours d'eau mais peuvent recevoir des apports phréatiques et accumuler de la matière organique produite par la végétation aquatique et alluviale ;
- **fonctionnement par retour d'eau (connexion aval uniquement)**. Le bras mort reçoit des entrées d'eau et de sédiments par son embouchure aval. Les courants sont très faibles dans les plans d'eau et la sédimentation par décantation des matières en suspension est significative et présente souvent un gradient aval/amont marqué. Ce type de fonctionnement fait l'objet de l'essentiel des travaux de cette thèse ;
- **fonctionnement en bras secondaire (connexion amont et aval)**. Une telle réactivation du bras mort est en général limitée à des épisodes de crue rares, elle est parfois même impossible sans une inondation généralisée du lit majeur ⁶. L'écoulement amont-aval peut engendrer des dépôts localisés (bouchon alluvial amont notamment) mais peut aussi, pour un débit suffisamment élevé, entraîner une reprise sédimentaire et un décapage du fond du lit, et même une réinitialisation du cycle de succession végétale.

Dans les milieux humides périfluviaux, un rôle fondamental de l'eau est de relier les différentes unités (« patches ») de l'écosystème. La diversité de l'habitat et des populations se trouve accrue par cette « connectivité hydrologique » (Amoros et Bornette, 2002), notamment dans la dimension latérale (connexions avec le chenal principal), mais aussi verticale (connexions avec les nappes alluviale et de coteaux). Les communautés aquatiques, en particulier les macrophytes, suivent une dynamique de successions déterminées à la fois par les teneurs en nutriments liées aux différents apports d'eau, et par l'intensité et la fréquence des perturbations liées aux crues (Bornette et Amoros, 1997).

Au même titre que son régime hydrologique et sédimentaire, la morphodynamique du chenal principal (incision/exhaussement, migrations latérales) est un important facteur de contrôle pilotant les processus physiques et biologiques au sein du bras mort (Piégay *et al.*, 2000a). Les échanges sédimentaires liés à la connectivité hydrologique peuvent rétroagir sur les échanges d'eau : le développement des bouchons alluviaux réduit et filtre les flux débordants en crue ; les dépôts de sédiments fins modifient le substrat des zones aquatiques et réduisent les échanges avec la nappe par colmatage, tandis qu'un décapage par reprise sédimentaire peut avoir l'effet opposé. C'est donc la connectivité hydro-sédimentaire qu'il faut considérer, en premier lieu à travers le fonctionnement

⁶Certains bras peuvent être durablement réactivés lors d'un rajeunissement de la plaine d'inondation liée à un exhaussement du chenal principal et à une érosion des berges.

hydro-sédimentaire du bras mort pendant les événements de transport actif, c'est-à-dire pendant les crues.

La structure ramifiée et hiérarchisée du réseau hydrographique contrôle la réponse de l'hydrosystème aux perturbations stochastiques comme les crues, et en particulier l'hétérogénéité spatiale et temporelle des habitats (Benda *et al.*, 2004). Contrairement à la vision linéaire du classique *River Continuum Concept*, les discontinuités du réseau telles que les confluences doivent être prises en compte pour expliquer les variations spatiales des principaux descripteurs physico-écologiques. On peut penser que les annexes hydrauliques comme les bras morts jouent ce rôle d'amplification et de complexification de la réponse géomorphologique de l'hydrosystème aux perturbations stochastiques. Ce sont en effet des discontinuités du réseau qui accroissent la connectivité hydro-sédimentaire entre la rivière et son lit majeur.

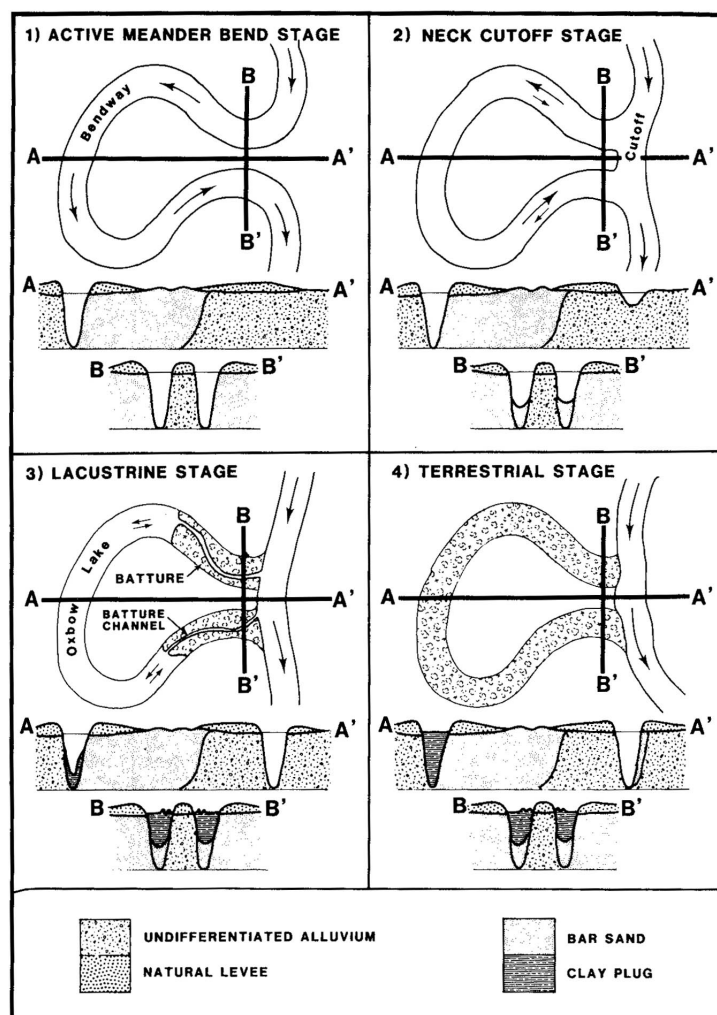


FIG. 1.7 – L'évolution d'un méandre recoupé par tangence, d'après Gagliano et Howard (1983)

Les quatre stades morphologiques conduisent progressivement d'un milieu aquatique à un milieu terrestre

1.2.2 Evolution morphodynamique

A partir de son abandon, l'ancien chenal actif subit généralement une évolution morphodynamique principalement à travers deux processus d'atterrissement :

- **obstruction rapide des embouchures** amont et aval par des dépôts de charge de fond (« bouchons alluviaux primaires ») : Gagliano et Howard (1983) observent une fermeture des célèbres « oxbow-lakes » du Mississippi en 2 à 10 ans ; Hooke (1995) rapporte des durées équivalentes (de moins d'un an à 7 ans) sur un jeu de rivières britanniques, avec un ralentissement marqué du processus. Une étude portant sur quatre lônes de la basse vallée de l'Ain a montré qu'en général la morphologie actuelle des bouchons alluviaux (amont) est héritée du bouchon primaire (Brunel, 1998).
- **alluvionnement progressif des plans d'eau** (et des bouchons alluviaux) par des particules plus fines, accompagné d'une végétalisation croissante. L'alluvionnement des plans d'eau se fait généralement par des fines, plus ponctuellement par des sables ; les taux de sédimentation moyens se situent généralement entre 1 et 10 cm/an, avec une diminution à mesure que le bras mort vieillit. Erskine *et al.* (1992) observent ainsi une sédimentation moyenne de 4,5 cm/an dans un bras mort daté de 1890, et des taux moyens de 10, 14 et 12 cm/an pour des recoupements s'étant produits entre 1956 et 1987. Lewis et Lewin (1983) relèvent des taux de sédimentation de 0,3 à 7,1 cm/an (moyenne 1,5 cm/an, 92 points), les valeurs les plus élevées concernant les recoupements les plus récents.

La transition du milieu aquatique vers un milieu terrestre (Fig. 1.7) se produit à travers :

- **le comblement progressif des zones humides** par les sédiments autogènes ou apportés par les eaux de surface ; dans les bras morts où la sédimentation autogène domine, les taux de sédimentation observés sont généralement plus faibles et les dépôts plus riches en matière organique que dans les bras morts dominés par la sédimentation allogène (Rostan *et al.*, 1997) ;
- **la réduction des apports d'eau** de surface et d'eau souterraine, par diminution de la connexion à la rivière et à la nappe alluviale (incision du chenal actif, colmatage du substrat, etc.).

Selon un processus de succession écologique classique, les populations végétales progressent alors par phases vers un stade final de forêt alluviale. Lorsque la dynamique fluviale est suffisamment active, le processus d'atterrissement peut être interrompu par des épisodes de régénération, par remise en eau lors des crues. Lorsque les vitesses d'écoulement sont suffisantes, un remaniement des dépôts grossiers et un décapage des dépôts fins et de la végétation peuvent « rajeunir » le milieu.

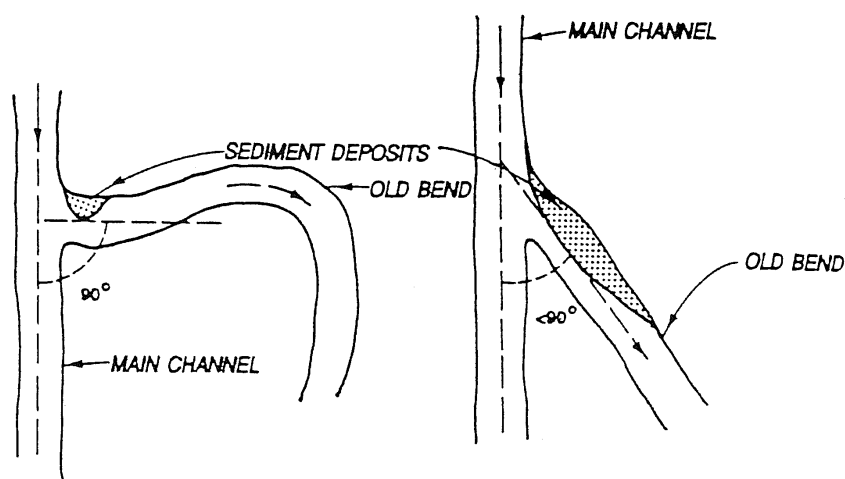


FIG. 1.8 – Lien entre l'angle de diffluence et la formation du bouchon primaire (Shields et Abt, 1989)

1.2.3 Facteurs de contrôle de l'alluvionnement

L'alluvionnement des bras morts par les sédiments fins et grossiers est le résultat d'un ensemble de processus physiques et biologiques qui agissent à différents niveaux d'échelle spatiale et temporelle.

A l'échelle du bassin versant, les facteurs régionaux et structuraux (climat, géologie, occupation du sol...) déterminent les variables de contrôle de la dynamique fluviale (style fluvial, dynamique latérale et verticale du chenal) et du régime hydro-sédimentaire (régime hydrologique, équilibre sédimentaire de la charge de fond, charge en suspension).

A l'échelle locale, de nombreux facteurs de contrôle ont été identifiés et étudiés, dont les principaux sont :

- la morphologie du bras mort et sa localisation dans le corridor fluvial, dépendant de la dynamique fluviale locale et de l'âge du bras mort (depuis son isolement) ;
- la connectivité hydro-sédimentaire amont/aval ;
- l'alimentation phréatique et l'hydrogéologie locale ;
- la dynamique végétale (résistance à l'écoulement, fixation des alluvions et production de matières organiques) ;
- les pressions anthropiques agissant sur un ou plusieurs facteurs de contrôle (rejets, pompage, curage, aménagements...).

La géométrie du bras mort est héritée des processus géomorphologiques à l'origine de sa création, puis évolue avec l'alluvionnement des bouchons et des plans d'eau. Des corrélations ont pu être mises en évidence à l'aide de descripteurs morphologiques simples (Rollet *et al.*, 2005). Par exemple, la sédimentation fine dans les plans d'eau est généralement plus intense lorsque la sinuosité du chenal recoupé est supérieure à celle du nouveau chenal (rapport des longueurs curvilignes ou rapport

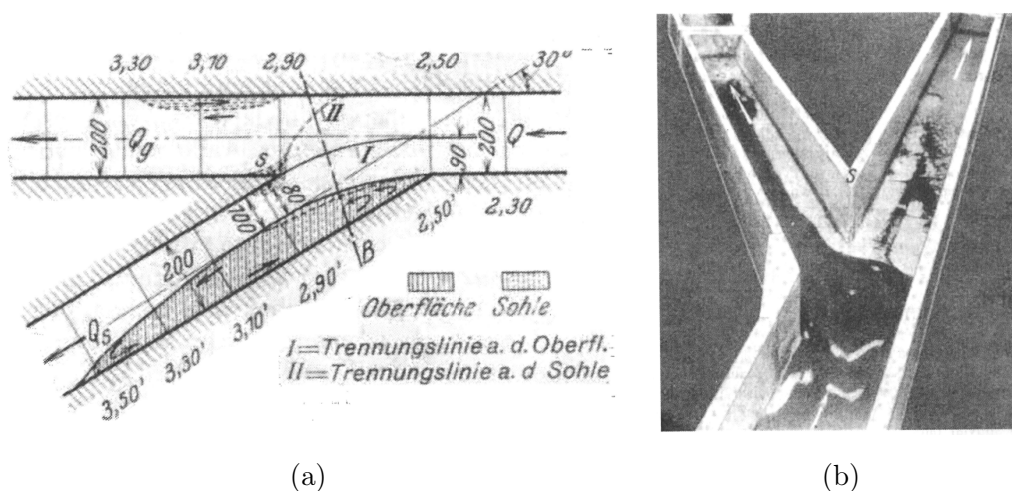


FIG. 1.9 – Etude sur modèle réduit du fonctionnement hydro-sédimentaire d’une diffuence (Bulle, 1926, cité par De Heer et Mosselman, 2004)

des pentes). De forts tirants d’eau favorisent la décantation des particules fines. Les singularités topographiques au sein même du bras mort sont susceptibles d’influencer les écoulements et le transport solide local (Rival, 2006) : rétrécissements, épis, chenaux entre plans d’eau, etc. Les taux de sédimentation et la distribution spatiale des dépôts/érosions qui en résultent sont difficiles à prévoir, d’autant plus lorsque l’évolution de la géométrie est assez intense pour rétroagir sur la distribution des écoulements.

Shields et Abt (1989) ont analysé l’évolution morphologique de 20 méandres recoupés du sud-est des Etats-Unis. La formation du bouchon primaire amont (« phase de blocage ») apparaît statistiquement croissante avec la concentration moyenne de sable en suspension de la rivière, et décroissante avec l’angle de diffuence (Fig. 1.8). L’occlusion de l’entrée amont du bras mort semble moins rapide lorsque l’angle entre le nouveau et l’ancien chenal est proche de 90° , et l’angle entre le chenal d’approche et le nouveau chenal est d’au moins 30° . L’analyse statistique de 11 lônes de l’Ain (Moulin, 1998) a confirmé l’importance de l’angle d’incidence mais aussi de la largeur du bras mort pour le développement du bouchon amont. Au vu de l’abondante littérature sur la morphodynamique des diffuences et des confluences, il est probable qu’outre l’angle d’incidence entre chenaux, d’autres paramètres géométriques influent significativement sur les processus hydro-sédimentaires aux embouchures amont et aval des bras morts, comme la différence de gabarit (Rhoads, 1996) ou d’altitude entre les deux chenaux (Lane *et al.*, 2000), ou encore l’angularité des coins de l’embouchure (De Heer et Mosselman, 2004 et Fig. 1.9). En effet, érosions et dépôts locaux sont alors gouvernés par le développement de formes d’écoulement complexes (recirculations planes, cellules de recirculation verticales, etc.).

Naturellement, la fréquence et l’intensité des connexions hydro-sédimentaires à la rivière conditionnent l’alluvionnement du bras et en particulier de ses plans d’eau. Ces paramètres dépendent

directement du régime hydrologique (fréquence des crues), sédimentaire (charges moyennes) et morphodynamique (évolution verticale et latérale du lit) du cours d'eau principal. Les dépôts sédimentaires présents dans les bras morts sont en effet un reflet de la dynamique fluviale (crues et charge en suspension) du cours d'eau principal (Erskine *et al.*, 1992).

L'analyse des taux moyens de sédimentation observés sur un grand nombre de lônes du bassin du Rhône a permis d'établir statistiquement des relations empiriques fonctions des fréquences de connexion (en jours/an) par l'amont et par l'aval (Citterio et Piégay, 2007; Hérouin *et al.*, 1998 et Fig. 1.10). Ce type de relation revêt un grand intérêt pour la prédiction opérationnelle de la vitesse de comblement d'un bras mort donné. Les comportements sédimentaires « déviants » de quelques bras morts s'expliquent en général par une intervention anthropique. Les deux modes de débordement semblent agir de manière opposée, les retours d'eau par l'aval favorisant a priori la décantation des matières en suspension, et les submersions par l'amont étant a priori susceptibles d'engendrer une reprise sédimentaire. Toutefois, il convient de prendre en considération les conditions hydrauliques réelles dans le bras mort pendant les différentes phases d'une crue – reprise et dépôt pouvant se produire successivement au cours d'un même événement –, ainsi que la présence et les caractéristiques du bouchon alluvial amont (forme et taille, végétalisation, présence d'un chenal d'écoulement préférentiel, embâcles, etc.). En effet, le rôle de filtre sédimentaire des bouchons, lorsqu'ils existent, est souvent jugé propre à ralentir l'alluvionnement des zones aquatiques (Gagliano et Howard, 1983; Bravard, 1986; Erskine *et al.*, 1992; Hooke, 1995; Schwarz *et al.*, 1996).

Sur le Haut-Rhône, Rostan *et al.* (1997) mesurent – par traçage des radionucléides ^{137}Cs et ^{134}Cs issus des retombées de l'accident de Tchernobyl – des taux de sédimentation⁷ entre 0,14 et 0,70 cm/an pour d'anciens méandres (faible connectivité) et entre 0,14 et 2,86 cm/an sur d'anciens bras de tressage (forte connectivité). En l'absence d'étude hydraulique focalisée sur le bras mort considéré, il est donc finalement difficile de prédire si une forte connectivité va favoriser la régénération ou au contraire l'alluvionnement.

1.3 Démarche scientifique

1.3.1 Observations et modélisation hydraulique

Au niveau régional, plusieurs études se sont appuyées sur une simulation hydrodynamique 1D pour estimer les fréquences de connexion par débordement ainsi que les conditions hydrauliques (hauteur d'eau, vitesse, contrainte moyenne) dans des lônes du Rhône et de l'Ain (Quignard, 1995;

⁷Il s'agit ici de taux de sédimentation récents calculés sur la période 1986 à 1991/95, qui n'ont pas la même représentativité que les taux moyens estimés depuis la création du bras mort. En raison de l'ajustement morphologique, les taux de sédimentation ont en effet tendance à décroître avec l'âge du bras mort.

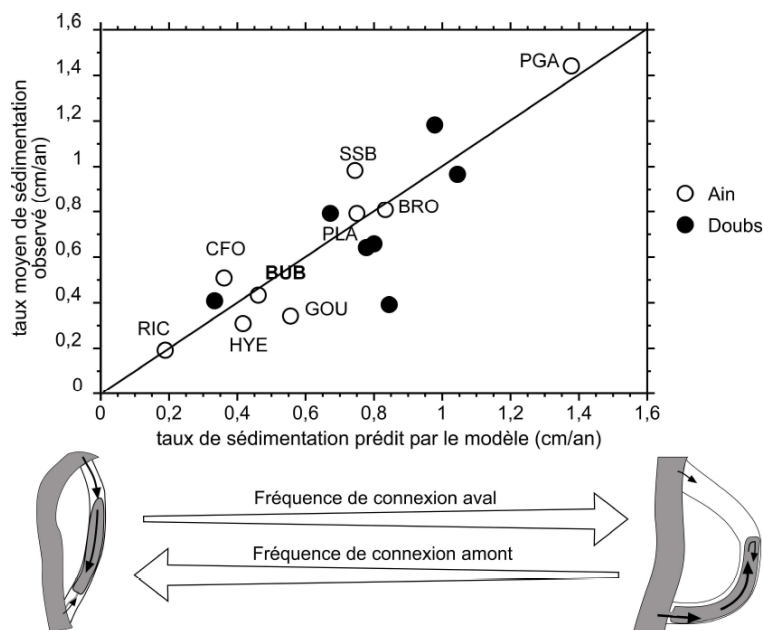


FIG. 1.10 – Modèle statistique de la sédimentation moyenne dans des lônes de l’Ain et du Doubs, en fonction des fréquences de débordement amont et aval (Rollet *et al.*, 2005)

$$\text{Taux moyen prédit} = 0,867 + 0,002 f(Q_{av}) - 0,492 \log [f(Q_{am}) + 1] \quad (r^2 = 0,87; p < 10^{-4})$$

Les lônes de Ricotti (RIC), du Planet (PLA) et de Port-Galland (PGA) sont étudiées dans cette thèse

Statiotis, 1998; Poluzot, 1999; Roche Campo, 2002). La modélisation 1D a parfois permis de proposer une explication mécaniste du lien entre les taux de sédimentation observés et les fréquences de connexion amont/aval. Ces études montrent également la difficulté à réunir la quantité et la qualité de données topographiques et hydrologiques requises pour établir une modélisation hydrodynamique fiable de ces systèmes complexes.

Toutefois, dans le cadre de ces stages, l’approche unidimensionnelle n’a pas permis de construire une typologie des bras morts, mais plutôt des diagnostics individualisés pour chaque lône modélisée (Hérouin *et al.*, 1998). En effet, une simulation 1D est un outil efficace pour estimer la réponse hydraulique – et éventuellement sédimentaire – moyenne du bras mort, mais elle ne permet pas d’étudier les processus hydro-sédimentaires locaux, en particulier à proximité des singularités (embouchures, rétrécissements, etc.). Ces écoulements complexes sont pourtant essentiels pour expliquer le fonctionnement hydro-sédimentaire de l’ensemble du bras mort. Une investigation de la structure 2D horizontale, ou encore 3D, des écoulements, ainsi que de leur dynamique temporelle au cours des événements morphogènes, est donc apparue nécessaire.

Le principal objectif scientifique de ce travail de doctorat en hydraulique fluviale est de contribuer à la connaissance des processus hydro-sédimentaires qui expliquent les évolutions morphologiques complexes observées dans les bras morts réels. La démarche suivie s’appuie sur l’observation intensive

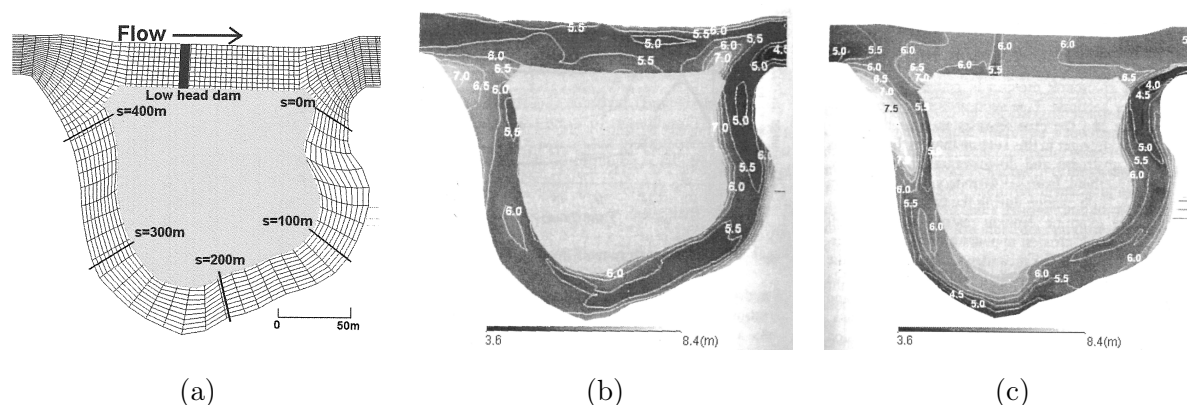


FIG. 1.11 – Modélisation hydro-sédimentaire (charriage) d'un méandre recoupé de la Shibetsu (Yokoyama *et al.*, 2004)

Maillage de calcul comportant un seuil dans le chenal principal (a); Cotes du fond après une crue d'été, observées (b) et simulées (c)

et événementielle de plusieurs cas de terrain et d'un cas de laboratoire, dont l'étude est prolongée par des simulations numériques bidimensionnelles. D'autres investigations hydro-sédimentaires récentes illustrent l'intérêt d'un tel couplage entre observations de terrain et modélisation hydro-sédimentaire concentrées sur des sites bien documentés (par exemple, Holubova *et al.*, 1999; Yokoyama *et al.*, 2004; Rodrigues *et al.*, 2006; Allain-Jégou, 2002). Pour de telles études visant à approfondir les mécanismes d'interaction écoulement / géométrie / transport sédimentaire / végétation, la modélisation 2D s'est souvent montrée un outil efficace, bien que certains effets 3D gagnent à être pris en compte au moins de façon simplifiée. La Fig. 1.11 présente un exemple d'étude hydro-sédimentaire 2D en vue de la restauration hydraulique d'un méandre recoupé. Les travaux de modélisation présentés dans cette thèse ont principalement une valeur heuristique (au sens de Oreskes *et al.*, 1994), même si les différents essais cherchent aussi à définir les conditions d'application propres à en faire des outils de prédiction. La démarche de modélisation (construction et mise en oeuvre) en elle-même fait progresser les idées et guide les futures investigations (Mosselman, 1998).

Utiliser raisonnablement équations et paramètres à caler, en limitant leur profusion sur la base de considérations théoriques, expérimentales et de bon sens, demande beaucoup de sens physique et d'humilité. A contrario, complexifier un modèle au-delà de ce que permet la connaissance physique de l'objet à modéliser, en détourner le paramétrage pour forcer l'accord avec les observations n'offre aucune perspective scientifique. En effet, bien souvent c'est dans les différences entre les processus simulés et observés (« écarts aux observations ») que résident les possibilités de faire progresser la recherche.

Dans une telle démarche, il est évidemment nécessaire de produire des observations expérimentales de nature et de qualité propres à permettre non seulement l'établissement et le calage du

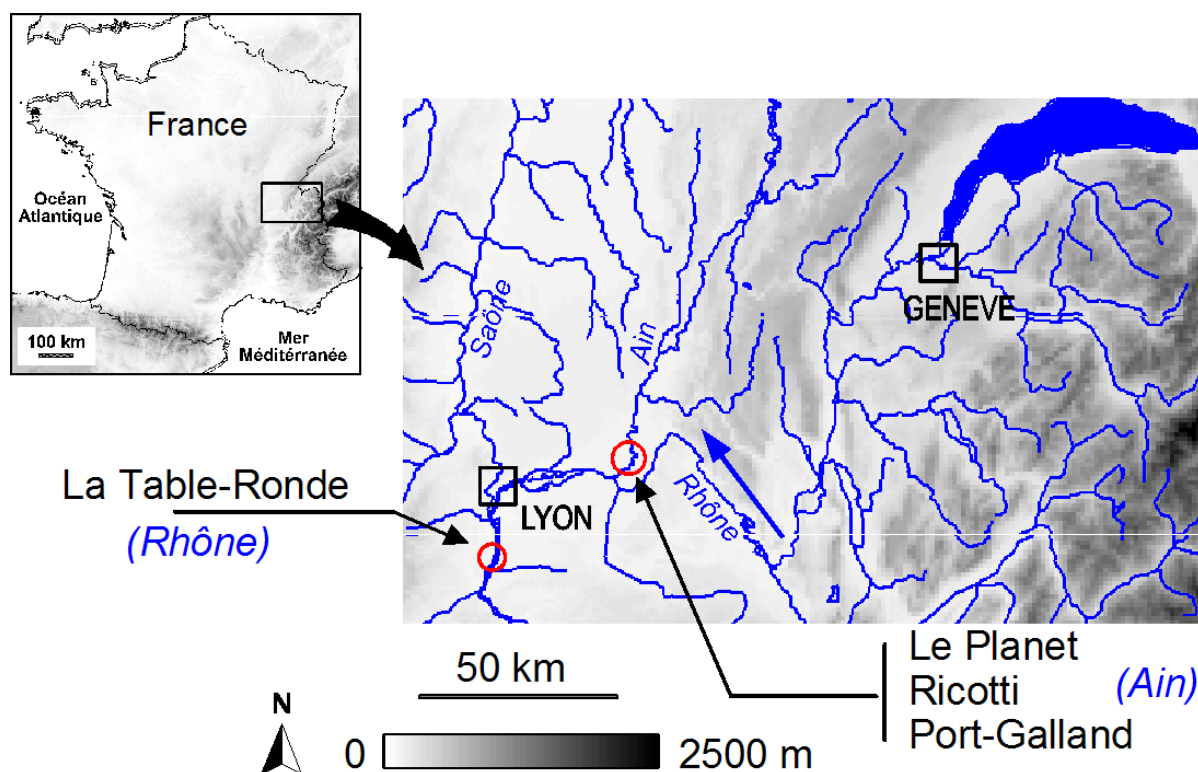


FIG. 1.12 – Localisation des sites expérimentaux, dans la basse vallée de l’Ain et sur le Vieux-Rhône à l’aval de Lyon

modèle, mais aussi l’analyse des écarts du modèle aux observations, principale source de production de connaissance. C’est cette nécessité de faire communiquer l’expérimental et le numérique qui a représenté les plus gros efforts de ce travail. Il n’y a pas eu à proprement parler de développement d’instrument de mesure ni d’outil numérique de simulation au cours de cette thèse, mais plutôt une analyse de leur fonctionnement et des développements méthodologiques, de manière à les utiliser conjointement au mieux.

Les différents cas d’application modélisés ont permis d’améliorer et de développer les modules de transport solide implémentés par André Paquier dans le modèle 2Dh RUBAR20TS. Des techniques de déploiement sur le terrain et des méthodes de traitement des données ont dû être imaginées et ont pu être mises en œuvre grâce à l’équipe « métrologie » de l’UR HHLV et à Alexandre Hauet (LTHE/IIHR). Des méthodes nouvelles comme le profileur Doppler (aDcp) et la vélocimétrie image (LS-PIV) ont ainsi permis des mesures hydrodynamiques in-situ innovantes, mais illustrant parfaitement le fait que *les instruments [de mesure] ne sont que des théories matérialisées. Il en sort des phénomènes qui portent de toutes parts la marque théorique* (Bachelard, 1934, dans *Le nouvel esprit scientifique*).

Enfin, il s'est agi de faire parler un petit jeu de sites expérimentaux (Fig. 1.12), en partie choisis et en partie hérités d'études précédentes et d'opportunités en termes de collaboration scientifique. Le site-atelier de Blyes (Ain), initié par Eric Hérouin et Céline Boudard puis développé et géré par Guillaume Dramais, a vu son instrumentation renforcée et concentrée sur deux lônes à la morphologie et au fonctionnement hydro-sédimentaire très différents (Le Planet et Ricotti). Après plusieurs essais peu concluants à l'embouchure aval de la lône de Ricotti (stage de Cédric Drevet, 2004), celle de la lône de Port-Galland a fait l'objet de campagnes hydrodynamiques répétées en 2005-2006, organisées la veille ou le jour-même en fonction de l'évolution des débits de l'Ain (stage de Fabien Védie, 2005). Une collaboration avec l'université du Chili (Le Coz *et al.*, 2006a), ainsi que l'accès à un modèle réduit de l'Institut d'Hydrologie slovaque (VUVH) en décembre 2006 ont offert des parallèles fructueux avec ces observations de terrain. Enfin, la documentation sédimentaire de la lône recreusée de la Table-Ronde (Rhône) par l'UMR5600 (Grosprêtre, 2003; Rival, 2006), notamment pendant les crues du printemps 2006, en a fait un site-pilote pour l'étude de la décantation par retours d'eau aval.

Naturellement, beaucoup d'essais ratés et de fausses pistes, tant expérimentaux que numériques, n'apparaissent pas dans ce manuscrit. Certains axes de recherche abordés en marge de ce travail feront quant à eux l'objet de développements et de publications ultérieurs : mesure des concentrations et flux de MES à partir de l'intensité acoustique rétrodiffusée aDcp (stage de Cédric Drevet, 2004, et essais ultérieurs, e.g. Rotaru *et al.*, 2006; Dramais *et al.*, 2006; Raccasi *et al.*, 2007) ; fonctionnement hydrogéologique et connexions rivière-nappe-lône (Le Coz, 2003 et stage de Loïc Moulin, 2005).

1.3.2 Organisation du mémoire

Cette thèse s'est attachée à explorer le fonctionnement hydro-sédimentaire courant des bras morts, c'est-à-dire pendant les crues fréquentes débordant par l'aval et plus rarement par l'amont du bras mort. Ce fonctionnement courant est notamment celui qui détermine le succès à court et moyen termes d'un projet de restauration écologique de ce type de milieu. Les événements morphogènes susceptibles de remanier en profondeur la morphologie du lit majeur, et d'aboutir à la création de nouveaux bras morts, ne sont pas considérés dans ce travail. D'un seul point de vue pratique, la rareté et la violence de ce type de crues rendent leur observation in-situ incompatibles avec les contraintes d'un doctorat. De plus, leur prise en compte dans un programme de gestion ou de restauration semble difficile et inutile.

Le mémoire est organisé en deux parties. La première rassemble l'ensemble des travaux menés pour approfondir la connaissance des processus hydro-sédimentaires complexes qui se produisent à l'embouchure d'un bras mort pendant les connexions aval (crues moyennes). Même si elle s'est limitée à deux cas d'embouchure particuliers hors débordement par l'amont, cette étude montre que les processus hydro-sédimentaires locaux au niveau de l'interface (embouchures) entre la rivière et

le bras mort sont déterminants pour expliquer le transfert d'eau et de sédiments en suspension vers les plans d'eau. En effet, la dynamique des bouchons alluviaux gouverne directement la connectivité hydro-sédimentaire des zones aquatiques à la rivière ; la structure spatiale et la dynamique temporelle des écoulements dans l'embouchure pilotent l'intensité et la distribution des flux de MES vers les parties internes du bras mort. La Partie I est organisée comme suit :

- le chapitre 2 présente les méthodes expérimentales innovantes qui ont été mises en œuvre pour étudier ces processus sur le site expérimental de la lône de Port-Galland.
- le chapitre 3 détaille les observations expérimentales réalisées durant les campagnes de 2005-2006 sur le site de Port-Galland, et propose une analyse des processus hydrodynamiques et de leur impact sur la dynamique sédimentaire locale.
- le chapitre 4 présente l'étude expérimentale et numérique réalisée sur le modèle réduit d'un bras mort de la Morava (VUVH, Bratislava). La dynamique sédimentaire observée à l'embouchure aval vient confirmer les observations de Port-Galland ; et en retour celles-ci viennent éclairer la pertinence d'un modèle bidimensionnel pour simuler une telle situation.

Les conclusions, limites et perspectives de cette étude de l'embouchure aval à l'aide des trois outils de l'hydraulicien (terrain, laboratoire, numérique) sont discutées dans la conclusion de la Partie I.

A la lumière de cette première partie sur l'interface lône-rivière, une deuxième partie rassemble les études expérimentales et numériques du fonctionnement hydro-sédimentaire à l'échelle de bras morts entiers, pendant des événements de crue débordant par l'aval, plus rarement par l'amont.

- le chapitre 5 est consacré à l'étude hydro-sédimentaire d'une lône restaurée au bord d'un tronçon de Rhône court-circuité. Fonctionnant uniquement par retours d'eau aval, la lône de la Table-Ronde présente des dépôts importants liés à la décantation de la charge en suspension. L'observation et la modélisation des flux de MES dans le réseau hydrographique et au sein du plan d'eau permettent d'étayer des hypothèses expliquant la formation des dépôts observés, en relation avec la morphologie issue du recreusement artificiel.
- le chapitre 6 présente le site instrumenté des lônes de Blyes (Ain) ayant fait l'objet d'un suivi hydrologique et sédimentaire durant la période de la thèse. Le site, l'instrumentation et son contrôle sont détaillés, et les chroniques produites analysées.
- le chapitre 7 rassemble les scénarios de connexion aval voire amont observés et simulés sur deux lônes contrastées du site de Blyes : le Planet et Ricotti. L'impact de la morphologie des anciens chenaux, et en particulier des singularités topographiques naturelles ou artificielles qu'on y trouve, sur le fonctionnement hydro-sédimentaire est discuté.

Première partie

Processus hydro-sédimentaires à
l'embouchure aval

Méthodes expérimentales

Les processus hydrodynamiques à l'embouchure d'un bras mort connecté par l'aval sont déterminants pour la compréhension de son évolution morphologique et des échanges d'eau et de sédiments avec le chenal principal. L'embouchure de la lône de Port-Galland constitue un site expérimental adéquat pour l'étude in-situ de tels processus hydrodynamiques pendant les crues de l'Ain. Des développements techniques et méthodologiques ont été nécessaires, notamment pour l'investigation de la structure du champ de vitesse (mesures aDcp et LS-PIV) et de sa dynamique temporelle (limnimétrie par vidéo).

2.1 Le profileur Doppler (aDcp)

2.1.1 L'aDcp et son application aux cours d'eau

Les profileurs acoustiques de vitesse à effet Doppler (aDcp, de l'anglais *acoustic Doppler current profiler*) ont été initialement développés pour l'exploration des écoulements dans les domaines océaniques et côtiers. Des adaptations technologiques dans les années 1990 ont permis d'étendre le champ d'application des aDcp aux eaux continentales moins profondes (Gordon, 1989; Yorke et Oberg, 2002). Les profileurs Doppler (Fig. 2.1) se distinguent des vélocimètres Doppler ou aDv

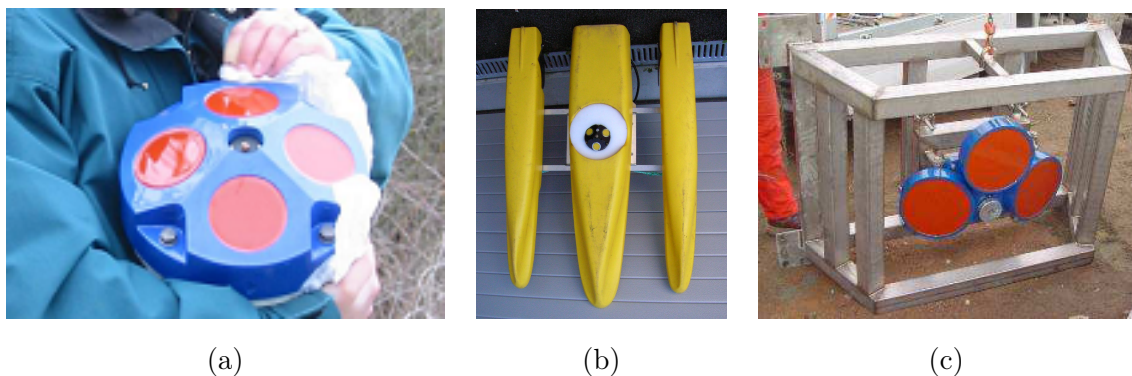


FIG. 2.1 – Exemples de profileurs Doppler utilisés en rivière

ADCP TRDI RioGrande 1200 kHz utilisé dans cette thèse (a, photo Cemagref), mini-ADP SonTek 3000 kHz (b, photo DIREN Limousin), H-ADCP TRDI 300 kHz (c, photo CNR)

(acoustic Doppler velocimeter, mesure de vitesse ponctuelle) et des débitmètres Doppler (mesure d'une vitesse moyenne dans le faisceau acoustique) par leur capacité à produire des mesures de vitesses réparties le long d'un axe (profils verticaux ou horizontaux dans le cas des aDcp fixes horizontaux).

Depuis 1994-1996, les organismes français ayant en charge le suivi du débit des rivières (DIREN, CNR, EDF, IRD, VNF, . . .) se sont équipés massivement d'aDcp. Les équipes d'hydrométrie sont en effet séduites par le gain de temps de mise en œuvre et la possibilité de réaliser des jaugeages dans des conditions pour lesquelles les techniques conventionnelles sont très lourdes voire impraticables. Le Groupe Doppler (Le Coz *et al.*, 2006c) a été constitué début 2005 et rassemble de nombreux utilisateurs français désireux de partager leurs expériences pour mieux maîtriser ce nouvel outil, apparaissant souvent comme une boîte noire, et pour mieux exprimer leurs besoins méthodologiques. Dans ce cadre, une réflexion technique et métrologique est menée (Le Coz *et al.*, 2007c), et un guide pratique devrait être publié en 2007 (Le Coz *et al.*, 2007d).

Un processus international de normalisation se poursuit depuis la publication de la spécification technique TS24154 (ISO, 2005) en novembre 2005. En 2007, un groupe de travail a été constitué par la commission Hydrologie de l'Organisation Météorologique mondiale (Pilon *et al.*, 2007). Dans la littérature scientifique, la répétabilité des jaugeages par aDcp varie entre 1% (Filizola et Guyot, 2004, Amazone) et 5% (Admiraal et Demissie, 1996, Mississippi en crue) et l'erreur totale sur le débit est évaluée à 5% ou moins (e.g. Gordon, 1989 sur l'Elbe; Filizola *et al.*, 1999 sur la Solimões¹). La confrontation du débit obtenu par aDcp à des mesures classiques est souvent pratiquée et commence à être documentée. En particulier, l'écart avec les jaugeages par exploration des vitesses (norme ISO 748) est typiquement inférieur à 5%, quel que soit le débit, la marque et le type de l'appareil (Mueller, 2002; Terek, 2004; Pierrefeu, 2004). Plus rarement, l'écart peut s'élever à 10% dans le cas d'instabilités hydrauliques (Pierrefeu, 2004).

Les essais en conditions contrôlées permettent de vérifier et d'étalonner les mesures acoustiques brutes (vitesse de l'eau, vitesse apparente du fond, bathymétrie). Ils consistent généralement à remorquer l'appareil à vitesse constante au dessus d'un bassin d'eau immobile, la principale difficulté technique étant de disposer de suffisamment de particules en suspension pour permettre la rétrodiffusion des ultrasons. Lors de tels tests réalisés par l'USGS sur des ADCP Teledyne RDI à 600 kHz et 1200 kHz, la différence moyenne entre la vitesse de traction et la vitesse mesurée par l'aDcp (erreur systématique ou biais) était de -0,21 cm/s et -0,23 cm/s pour le suivi du fond et le suivi de

¹L'Amazone est appelé Rio Solimões entre son arrivée au Brésil au niveau de Tabatinga, et sa confluence avec le Rio Negro à la hauteur de Manaus.

l'eau respectivement, pour une gamme de vitesses de 0 à 2,5 m/s (Oberg, 2002). L'incertitude sur les mesures brutes non acoustiques (temps, température, inclinaison...) est également à prendre en compte.

Toutefois, ces tests ne reflètent pas les conditions d'utilisation en milieu naturel, pour lesquelles des sources d'erreur supplémentaires interviennent : fond mobile, perte de l'écho de fond, mouvements du support, écoulements complexes et inhomogénéité des vitesses, etc. Il est difficile de faire des tests en canal de laboratoire avec des tirants d'eau suffisants. L'USGS a toutefois pu comparer des mesures de vitesses proches de 1 m/s par aDcp et par aDv dans un canal d'irrigation (Gartner et Ganju, 2002).

Par ailleurs, une fois estimées les incertitudes sur les mesures brutes, il reste à les propager dans la chaîne de calcul complexe du débit total (Muste *et al.*, 2004b). Dans ce processus, il faut tenir compte des moyennes spatiales et temporelles à l'œuvre, réduisant notamment la dispersion des mesures (erreur aléatoire). Ce « bruit Doppler » peut aller de quelques mm/s à 0,5 m/s en fonction du type d'appareil, de la fréquence du signal, de la taille de cellule, etc. (RDI, 1996 et Tab. 2.1 plus loin). L'écart-type d'erreur d'estimation de la moyenne de n mesures est inversement proportionnel à \sqrt{n} si l'on fait l'hypothèse que les erreurs des n mesures sont indépendantes. Moyenner les mesures ne résorbera toutefois pas une éventuelle erreur systématique.

En attendant la formalisation du calcul des incertitudes liées à la mesure de débit par aDcp, les utilisateurs recherchent un cadre de bonnes pratiques leur permettant d'assurer la qualité d'une mesure, selon les conditions rencontrées. Les recommandations de l'USGS (Lipscomb, 1995; Oberg *et al.*, 2005) s'appuient en effet sur la répétabilité de quatre mesures successives pour éliminer a posteriori tout résultat s'écartant de plus de 5% de la moyenne, à condition de trouver une cause plausible de perturbation de la mesure. Sinon, il faut réaliser quatre nouvelles traversées et moyenner les huit.

L'utilisation des profileurs à effet Doppler en rivière ne se limite d'ores et déjà plus au seul jaugeage. Les premières installations de profileurs fixes et à visée horizontale (H-aDcp) sur la Saône et le Rhône en 2005 ont ouvert la voie au suivi des débits en continu. A l'échelle mondiale, de nombreux efforts de recherche portent actuellement sur l'utilisation de l'aDcp pour des mesures de bathymétrie, de champ de vitesse et de transport de sédiments (Dinehart et Burau, 2005a,b; Kostaschuk *et al.*, 2005; Le Coz *et al.*, 2007a).

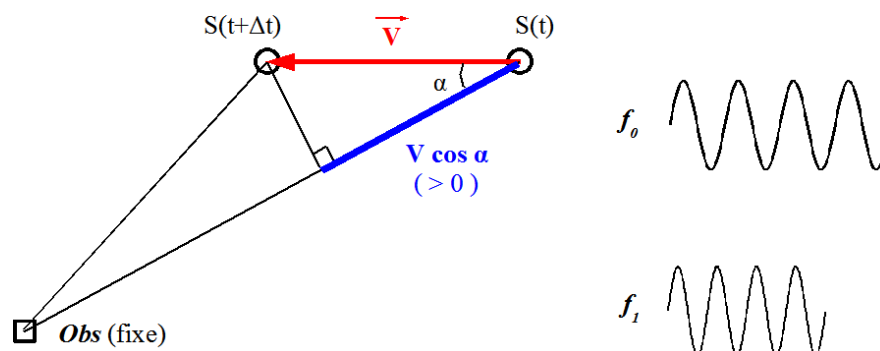


FIG. 2.2 – L'effet Doppler

2.1.2 Principe de fonctionnement

L'effet Doppler

La mesure de la vitesse en un point de l'écoulement tire parti de l'effet Doppler (Doppler, 1842) : un observateur fixe *Obs* perçoit un décalage de fréquence Δf d'une onde (ici sonore) émise par une source *S* mobile de vitesse \vec{V} (Fig. 2.2). Le son parvient à l'observateur plus aigu si la source se rapproche de lui, et plus grave si elle s'en éloigne. Le décalage fréquentiel Δf est proportionnel à la fréquence d'émission f_0 et à la vitesse radiale de la source $V \cos \alpha$:

$$V \cos \alpha = C \frac{\Delta f}{f_0} \quad \text{avec} \quad \Delta f = f_1 - f_0 \quad (2.1)$$

f_1 étant la fréquence du signal reçu par l'observateur, f_0 la fréquence du signal émis par la source et C la célérité de l'onde dans le milieu. Dans l'eau, le son se propage à une vitesse proche de 1500 m/s, mesurée directement lors de l'expérience historique de Colladon et Sturm sur le lac Léman en 1826 (Lamé, 1840).

Dans le cas d'un aDcp, un signal ultrasonique est émis dans l'eau par une céramique piézo-électrique, puis rétro-diffusé par les particules en suspension – supposées de même vitesse que l'écoulement –, et enfin reçu par la même céramique. L'effet Doppler se produit donc deux fois, la première fois de la céramique à la particule, la seconde fois de la particule à la céramique. Comme $|f_1 - f_0| \ll f_0$ (car $V \ll C$), le décalage Doppler est simplement doublé :

$$V \cos \alpha = \frac{C}{2} \frac{\Delta f}{f_0} \quad \text{avec} \quad \Delta f = f_2 - f_0 \quad (2.2)$$

f_0 , f_1 , f_2 étant respectivement les fréquences du signal émis par l'appareil, reçu et ré-émis par les particules et finalement revenu à l'appareil.

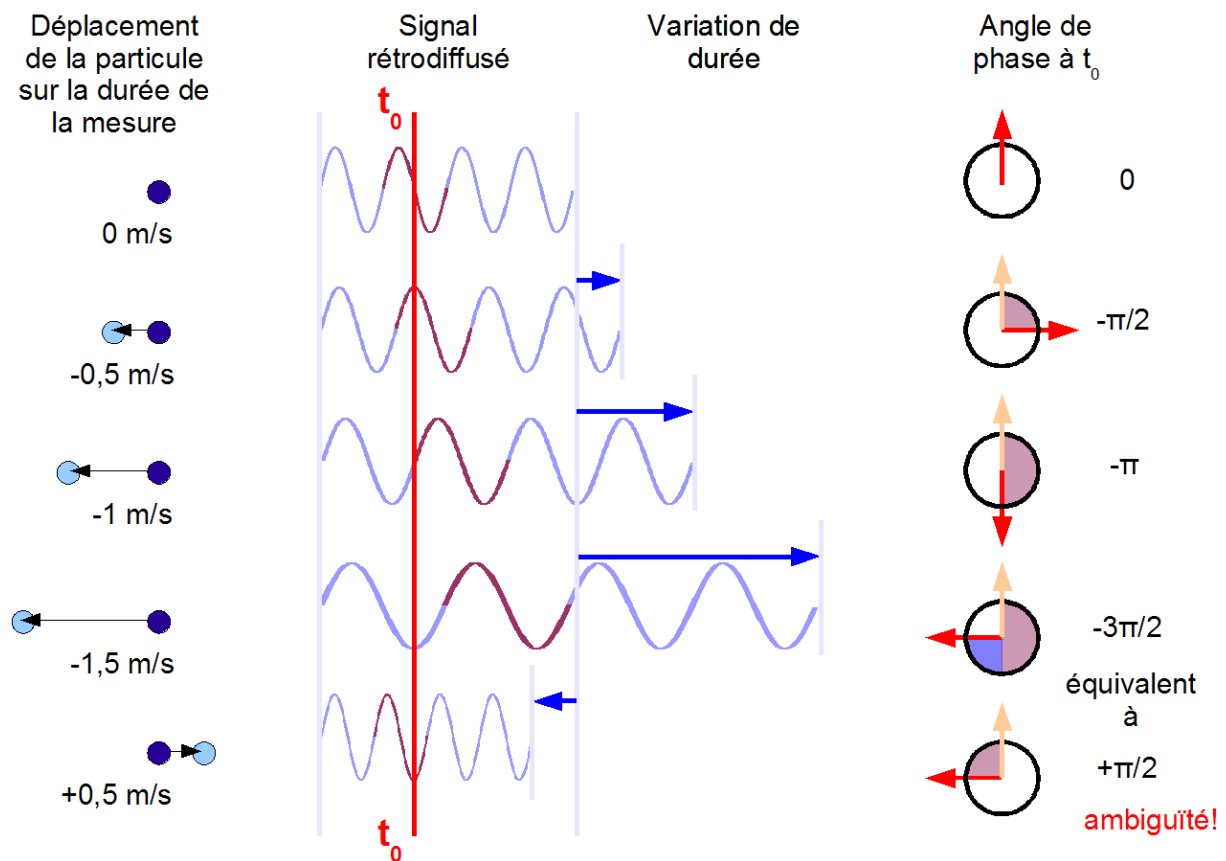


FIG. 2.3 – Equivalence du décalage Doppler en fréquence, du changement d’angle de phase et de la variation de durée (la vitesse d’ambiguïté vaut ici 1 m/s)

Analyse de la fréquence de l’écho

Le principe de la vélocimétrie par effet Doppler peut être appliqué à une émission acoustique continue (cas des débitmètres Doppler continus ; Birgand *et al.*, 2005) ou à l’émission d’impulsions (Doppler pulsé). Seul le Doppler pulsé permet d’obtenir des profils de vitesse, par séquençage temporel de l’écho reçu. Les aDcp émettent donc des impulsions ultrasonores plus ou moins courtes, à fréquence nominale fixée dans le cas des appareils commerciaux (typiquement, de 300 à 2400 kHz).

Pour mesurer le décalage Doppler, la fréquence f_2 du signal reçu doit être analysée. Par des techniques d’autocorrélation, les profileurs TRDI calculent le déphasage de deux échantillons de l’écho cohérents mais indépendants. La méthode par autocorrélation exploite le principe selon lequel le changement de l’angle de phase à un temps fixé est proportionnel au changement de fréquence du signal (Fig. 2.3). L’autocorrélation permet en outre d’écartier des signaux rétro-diffusés présentant une trop grande distorsion, notamment dans le cas de particules inhomogènes en taille et en vitesse (MES², bulles...), ou d’obstacles (végétation, débris, poissons, etc.).

²Matières en suspension.

Cette méthode est précise et robuste mais l'ambiguïté sur le déphasage – connu modulo 2π – doit être levée (RDI, 1996; Simpson, 2001). En effet, au-delà d'une certaine intensité de vitesse maximale, l'interprétation du déphasage n'est plus univoque (cf. Fig. 2.3) : cette vitesse maximale correspond à la vitesse d'écoulement qui engendre un déphasage de π sur les échos des deux impulsions ; elle peut alors être confondue avec la vitesse de signe opposé, engendrant un déphasage de $-\pi$. Cette vitesse d'ambiguïté varie avec l'intervalle de temps séparant les deux échantillons de l'écho : plus on diminue ce « lag », plus la vitesse d'ambiguïté est grande (et donc moins gênante), mais plus le bruit de mesure augmente.

Comme l'illustre la Fig. 2.3, la dilatation/contraction des durées d'impulsion est également proportionnelle au décalage Doppler en fréquence. En particulier, pour les modes de mesure où une paire d'impulsions est émise, l'ambiguïté peut être levée par mesure du nouveau lag entre échos (mesure moins précise mais redondante du même effet Doppler). Cette mesure (« time dilation ») est relativement imprécise, mais fournit un ordre de grandeur permettant de lever l'ambiguïté de la méthode par autocorrélation.

Modes de mesure

Chaque système aDcp utilise un ou plusieurs modes de mesure pour obtenir la vitesse radiale des particules rétrodiffusantes dans le volume d'échantillonnage considéré. Concrètement, un mode de mesure est défini par un protocole de tir d'impulsions acoustiques lié à une stratégie d'analyse du signal renvoyé au transducteur. Sans entrer dans les détails du codage des impulsions et du traitement du signal rétrodiffusé, trois principaux types de modes de mesure peuvent être distingués : les technologies narrowband (« à impulsions incohérentes »), pulse-coherent (« à impulsions cohérentes ») et broadband (« à impulsions cohérentes codées », sous brevet TRDI).

Lorsqu'une seule impulsion est émise pour une mesure de vitesse, on parle de Doppler *narrow-band*, ou à « à impulsions incohérentes ». En effet, les impulsions successives, correspondant à des mesures successives, n'ont alors pas besoin d'être en cohérence de phase. Pour chaque impulsion (relativement longue en général) émise à fréquence connue, le décalage Doppler est calculé par analyse de Fourier, ou par autocorrélation. Dans ce dernier cas (cas des premiers aDcp narrowband TRDI), le signal renvoyé est échantillonné deux fois avec un délai (lag) fixé (Simpson, 2001). Ce lag est ainsi très court, d'où une vitesse d'ambiguïté élevée mais une dispersion des mesures également importante. La principale limitation en portée est due à l'atténuation des ultrasons dans le milieu, affectant directement la qualité de la mesure.

Dans le cas de mesures « **à impulsions cohérentes** » (*pulse-coherent*), une mesure de vitesse correspond à l'émission d'une paire d'impulsions, de même forme, nécessairement en cohérence de phase, et séparées par un bref intervalle de temps (« lag »). Le décalage Doppler est alors calculé par autocorrélation à partir d'échantillons indépendants de chacun des deux échos, toujours en cohérence de phase. Le lag peut ainsi être beaucoup plus grand que dans le cas du narrowband, ce qui réduit la dispersion des mesures, notamment en cas de faibles vitesses d'écoulement. Toutefois, un lag trop long peut entraîner la décorrélation des échos, ainsi qu'une vitesse d'ambiguïté trop faible et donc contraignante.

Une contrainte supplémentaire empêche de choisir un lag trop court quand la distance des particules au capteur est trop grande : si la deuxième impulsion émise rencontre l'écho de la première sur son passage, les deux signaux se brisent mutuellement. Ce « self-noise » fait chuter de 50% la qualité de la mesure (Simpson, 2001). En pratique, à lag fixé, les modes cohérents présentent donc une limitation en portée, en plus de celle induite par l'atténuation du signal. Le délai fixé entre deux impulsions successives réalise ainsi un compromis entre la gamme de vitesses mesurables sans ambiguïté et la portée (SonTek, 2001; Lemmin et Rolland, 1997).

Avec la troisième technologie dite *broadband*, une paire d'impulsions est émise et l'écho est analysé par autocorrélation, comme pour les modes cohérents. Cependant le broadband permet de s'affranchir en partie de la contrainte liée au bruit engendré par la double exposition des particules (« self-noise »). Au lieu d'émettre une simple paire d'impulsions sinusoïdales en cohérence de phase, le broadband consiste à émettre une paire d'impulsions aussi longues, toujours cohérentes, mais codées en phase (succession semi-aléatoire de 0 et π) sur de courtes séquences. En conséquence, même en cas de double-exposition, l'autocorrélation des deux échantillons de l'écho gagne en précision, malgré le self-noise (Simpson, 2001).

En résumé, les technologies *broadband* et a fortiori *pulse-coherent* permettent de réduire la dispersion des mesures (ou « bruit Doppler ») et en particulier d'atteindre une meilleure résolution spatiale. En revanche, la portée est plus réduite, à fréquence de signal donnée, que pour la technologie *narrowband*, plus robuste et à cadence de mesure plus élevée (traitement du signal moins lourd).

Mesure du tirant d'eau et des profils de vitesse

L'aDcp n'effectue pas une mesure ponctuelle de la vitesse, mais une reconstruction de cette vitesse à partir de mesures unidirectionnelles sur trois ou quatre volumes de mesure à une profondeur donnée, selon l'axe de chaque faisceau. Les transducteurs (céramiques émettrices/réceptrices) sont organisés symétriquement dans le plan horizontal, avec un angle constant de 20° par rapport à

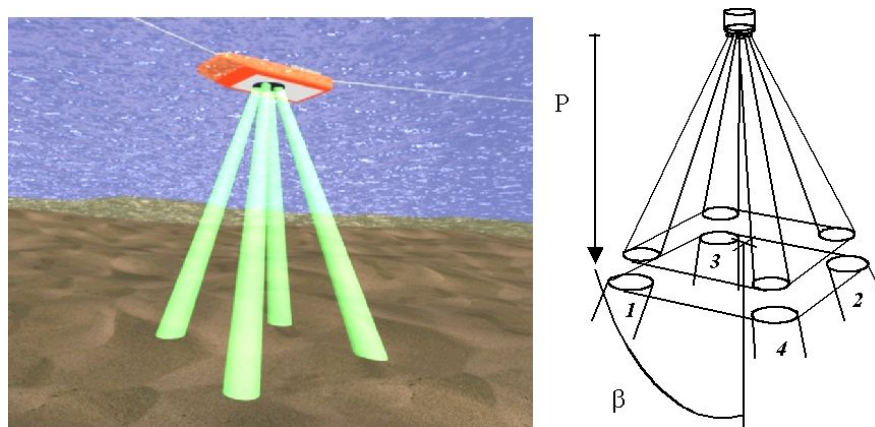


FIG. 2.4 – Configuration Janus d'un aDcp monostatique à quatre faisceaux (Védie, 2005)

la verticale (Fig. 2.4). Une telle configuration est dite monostatique, le signal étant émis et reçu par la même céramique. Le diamètre des céramiques est de 51 mm. La distance entre volumes d'échantillonnage augmente rapidement proportionnellement à la profondeur : dans le cas décrit Fig. 2.4, ces volumes élémentaires occupent les coins d'un carré de côté $\sqrt{2} \tan(\beta) \times P$ soit environ la moitié de la profondeur P pour un écartement $\beta = 20^\circ$.

Selon les modèles de profileur, le tirant d'eau peut être mesuré soit à partir d'impulsions acoustiques émises par les transducteurs (« Bottom Pings » TRDI par exemple), soit à l'aide d'un échosondeur intégré ou externe. Dans tous les cas, un signal ultra-sonore est émis puis reçu. La réflexion de ce train d'ondes par le fond correspond à un pic d'intensité acoustique dans le signal reçu. La distance du fond au capteur est alors déterminée grâce au temps de retour du signal émis, à l'angle du faisceau par rapport à la verticale et à la célérité C du son dans l'eau. Cette dernière est recalculée en fonction de la température de l'eau mesurée au niveau de l'appareil (la salinité est en pratique supposée nulle en rivière).

Le même principe est appliqué aux impulsions acoustiques servant à scruter la colonne d'eau. Selon chaque faisceau, l'écho renvoyé est découpé en séquences temporelles. Chaque séquence temporelle correspond à une cellule spatiale (ou « bin »). L'épaisseur de cette couche d'eau est liée à la durée de la séquence correspondante. Sa distance au capteur - i.e. la profondeur des particules rétrodiffusantes - est déterminée grâce au temps de retour du signal émis et à la célérité C du son. Le découpage temporel du signal reçu (range gating) permet ainsi d'établir un profil vertical des vitesses radiales mesurées le long de chaque faisceau. Pour chaque cellule, en général une moyenne pondérée des vitesses est affectée au centre de la cellule, dont la hauteur est définie par l'opérateur (de 10 à 100 cm typiquement, selon la fréquence des ultrasons et le mode de mesure). En fonction du diamètre

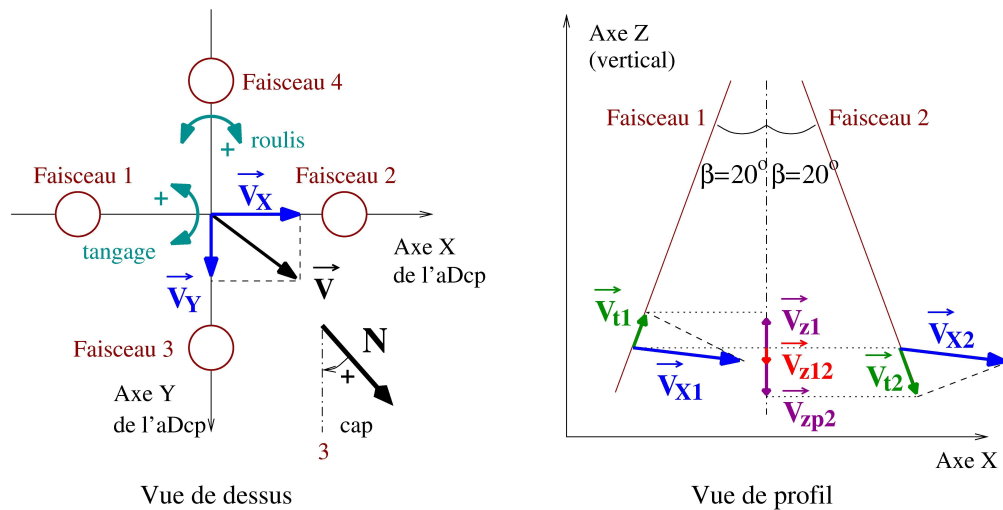


FIG. 2.5 – Mesure des composantes de la vitesse à partir des deux faisceaux 1 et 2 (Le Coz *et al.*, 2007d) *Sous hypothèse d'homogénéité des vitesses, $\vec{V}_{X1} = \vec{V}_{X2}$; à partir de la mesure des vitesses radiales V_{t1} et V_{t2} , il est alors possible de calculer les composantes horizontale V_X et verticale V_{z12}*

de la céramique, de la hauteur des cellules et de l'ouverture du faisceau acoustique, le volume d'échantillonnage mesure typiquement de quelques cm^3 à plus de 1000 cm^3 (Muste *et al.*, 2004d).

Seule la vitesse radiale $V \cos \alpha$ (projection selon l'axe du faisceau) peut être mesurée par effet Doppler (Fig. 2.2). Au moins trois faisceaux non coplanaires sont donc nécessaires pour reconstituer les trois composantes de la vitesse, à partir de relations trigonométriques simples. Le profileur TRDI utilisé dans cette thèse comporte quatre faisceaux, définissant les axes X (faisceaux 1 \rightarrow 2) et Y (faisceaux 4 \rightarrow 3) du repère horizontal lié à l'appareil (Fig. 2.5).

Il est tout d'abord à noter que la reconstruction géométrique de la vitesse tridimensionnelle peut être faussée par une éventuelle erreur sur l'angle d'écartement des faisceaux. Dans le cas des profileurs WorkHorse TRDI par exemple, chaque appareil applique une matrice de correction individuelle calée par le constructeur. D'autre part, cette reconstruction n'est valide que si le champ de vitesse est suffisamment homogène dans la couche horizontale considérée.

Trois angles de rotation définissent la position du capteur dans l'espace (Fig. 2.5) :

- le cap (heading) ou azimuth dans le plan horizontal, mesuré par compas interne le plus souvent ; lorsque l'aDcp est vu de dessus, c'est l'angle (positif dans le sens des aiguilles d'une montre) entre le Nord magnétique et le faisceau $n^\circ 3$;
- le tangage (pitch) ou plus exactement angle d'assiette, mesuré par inclinomètre interne le plus souvent (rotation d'axe diagonal 1-2, angle positif lorsque le faisceau $n^\circ 4$ s'enfonce) ;
- le roulis (roll) ou plus exactement angle de gîte, mesuré par inclinomètre interne le plus souvent (rotation d'axe diagonal 4-3, angle positif lorsque le faisceau $n^\circ 2$ s'enfonce).

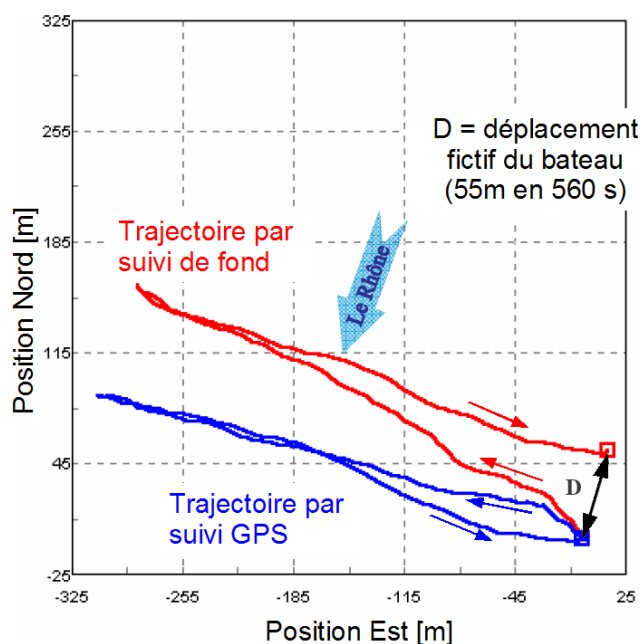


FIG. 2.6 – Exemple de suivi de fond faussé en présence de transport solide actif sur le Rhône à Beaucaire le 27/11/2002 (source : CNR)

Le suivi du fond (bottom-tracking)

Le suivi de fond permet à l'aDcp de faire des mesures tout en étant en mouvement. Cette méthode s'appuie sur une hypothèse forte : elle suppose que le fond du cours d'eau est immobile. En mesurant à la fois la vitesse apparente des filets d'eau et la vitesse apparente du fond, une simple composition des vitesses permet de calculer la vitesse de l'eau dans le référentiel terrestre $V_{eau/fond}$. En effet, d'une part l'aDcp mesure via l'envoi de trains d'ondes spécifiques la vitesse de l'eau par rapport à lui-même ($V_{eau/aDcp}$). D'autre part, selon le même principe, l'aDcp mesure la vitesse du fond par rapport à lui-même ($V_{fond/aDcp}$), par l'envoi d'impulsions spécifiques (« Bottom Pings » TRDI). Ces impulsions sont un peu plus longues que les « Water Pings » de manière à mieux scruter la surface du lit.

La vitesse apparente du fond est calculée par effet Doppler, à partir des échos de fond des différents faisceaux divergents. Si le fond est bien immobile, l'opposée de cette vitesse est la vitesse de l'appareil dans le référentiel terrestre. Connaissant cette vitesse à chaque pas de temps de mesure, ainsi que la profondeur correspondante, l'aDcp est capable de calculer sa trajectoire ainsi que la bathymétrie correspondante. Lorsque le fond est mobile (couche active en mouvement de l'amont vers l'aval), la trajectoire calculée est biaisée vers l'amont (Fig. 2.6) et les vitesses d'écoulement (comme le débit) sont sous-estimées. Des corrections sont envisageables, soit à partir de repères fixes, soit à partir d'un suivi GPS (Callède *et al.*, 2000; Pierrefeu, 2004).

A proprement parler, chaque mesure élémentaire de vitesse s'appuie sur l'émission d'un signal acoustique appelé « ping ». Comme vu plus haut, selon les modes de mesure, un ping est une impulsion (en narrowband), une paire d'impulsions (en mode cohérent), une paire d'impulsions codées (en broadband). Lorsqu'un suivi de fond est réalisé, au moins un « Water Ping » et un « Bottom Ping », de natures différentes, sont nécessaires pour mesurer la vitesse de l'eau par rapport au fond. L'ensemble de la séquence est appelé un « Ensemble », et correspond à une mesure enregistrée dans les fichiers bruts. Essentiellement dans le but de réduire le bruit de mesure, un « Ensemble » peut correspondre à une séquence regroupant plusieurs « Water Pings » et plusieurs « Bottom Pings », dont les résultats de mesure seront moyennés, soit à l'acquisition soit en post-traitement.

2.1.3 Limitations techniques et qualité de la mesure

Portée (range)

La principale raison qui limite la portée d'un aDcp est la dissipation du signal acoustique dans le milieu : à partir d'une certaine profondeur, l'écho présente une intensité trop faible pour pouvoir être analysé correctement (rapport signal sur bruit trop faible). Cela est dû principalement à l'absorption du signal sonore par l'eau, mais aussi à son atténuation par les sédiments en suspension en cas de forte concentration. Or plus la fréquence d'un signal est élevée, plus il s'atténue sur une courte distance. Ainsi un aDcp à 2400 kHz présente une portée plus réduite qu'un 1200 kHz, etc. Ensuite, les modes cohérents (Pulse-coherent SonTek, modes RDI WM5,8,11) sont plus limités en portée que les modes narrowband (SonTek) et broadband (WM1 et 12), en raison du type de signaux émis lors d'un « ping » (cf. § 2.1.2).

Zone aveugle en surface (blanking)

L'aDcp ne peut pas mesurer de vitesses à proximité de la surface de l'écoulement sur une hauteur correspondant à la profondeur d'immersion des céramiques (5 à 30 cm en pratique). En outre, il existe un délai minimum indispensable entre l'émission et la réception pour que la résonance de la céramique ne vienne pas brouiller l'enregistrement de l'écho. Ce délai, fonction de la fréquence des ultrasons, se traduit par une distance supplémentaire avant la première cellule de mesure.

Jusqu'à ces dernières années, cette distance perdue était typiquement de 6 m pour un appareil à 75 kHz, contre environ 50 cm à 1200 kHz (RDI, 1996). Depuis, afin d'adapter leur matériel aux jaugeages à très faibles tirants d'eau, les constructeurs ont amélioré les performances des céramiques, réduisant la zone aveugle à 5 cm pour un aDcp 1200 kHz par exemple. Cependant, l'intrusion dans l'écoulement du châssis pseudo-sphérique portant les céramiques induit une déformation locale des lignes de courant (Gartner et Ganju, 2002). Par conséquent, la sous-estimation de la composante

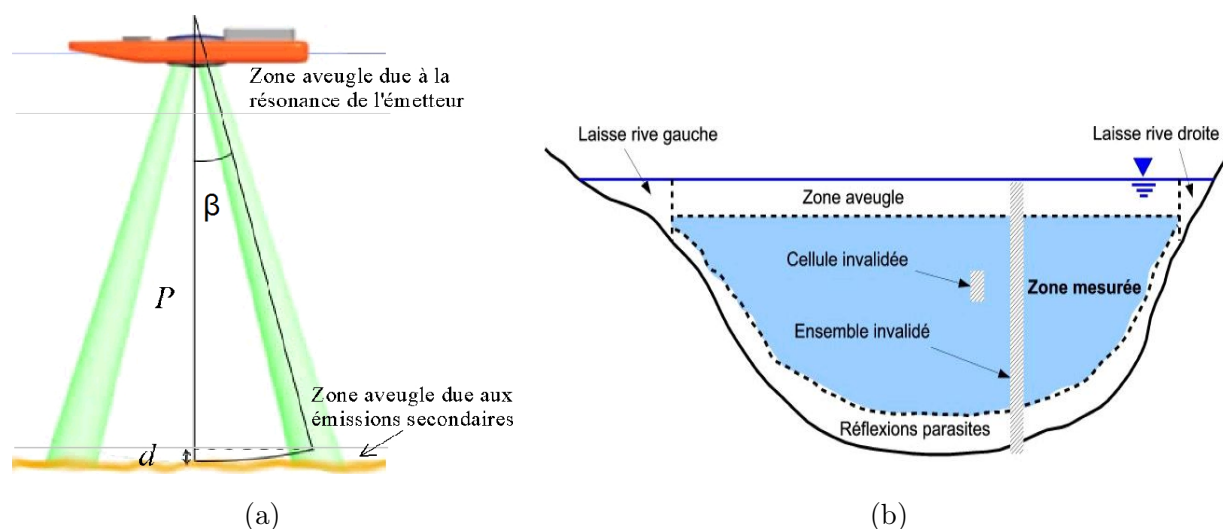


FIG. 2.7 – Parties de l'écoulement que l'aDcp ne peut pas explorer

radiale de la vitesse limite physiquement la mesure à proximité immédiate du capteur, d'autant plus que l'écoulement est rapide.

Interférence des émissions secondaires (side-lobe)

Chaque céramique piézoélectrique émet un faisceau d'ultrasons concentrés autour d'une direction principale. L'ouverture du lobe acoustique principal (i.e. la largeur du faisceau à -3 dB) décroît avec la fréquence de l'aDcp. Elle vaut environ $1,5^\circ$ pour un aDcp Broadband (TRDI) à 1200 kHz (RDI, 1996) ou pour un ADP (SonTek) à 1500 kHz (Rennie *et al.*, 2002). Ceci correspond typiquement à un doublement du diamètre du faisceau à 2 m de la céramique.

Cependant des émissions secondaires (« side-lobes ») extérieures à ce cône peuvent rencontrer le fond de la rivière et alors engendrer un écho d'intensité comparable à la rétrodiffusion du faisceau principal par les particules en suspension. Cet écho parasite perturbe la mesure de vitesse, en revenant à l'émetteur. Les premiers échos parasites enregistrés sont potentiellement ceux qui ont parcouru le chemin le plus court, soit deux fois le tirant d'eau P verticalement (cf. Fig. 2.7-a). Pour un fond plat, cet écho parasite vient donc corrompre la réponse des particules situées à moins d'une distance d du fond égale à :

$$d = P \times (1 - \cos \beta) \quad (2.3)$$

avec β l'angle que forme le faisceau avec la verticale.

Pour $\beta = 20^\circ$, 6% du tirant d'eau sont perdus au fond, et 14% pour $\beta = 30^\circ$. Pour un fond en pente (bords de section par exemple), une couche encore plus importante peut être perdue par réflexions parasites.

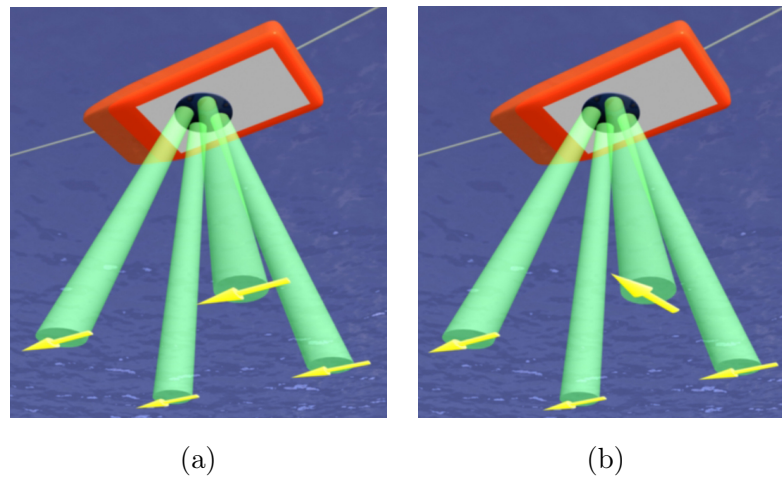


FIG. 2.8 – Champ de vitesse homogène (a) et inhomogène (b) dans la couche horizontale interceptée par les faisceaux de l'aDcp

Hypothèse d'homogénéité des vitesses

Cette hypothèse est peut-être la plus lourde de conséquences sur la qualité de la mesure de vitesse, vu l'écartement rapide des faisceaux et l'ouverture du lobe principal avec la profondeur, ainsi que la complexité potentielle des écoulements rencontrés en rivière. Pour que la reconstitution géométrique du vecteur vitesse 3D soit valide, il faut en effet que les vitesses radiales mesurées selon chaque faisceau correspondent à un champ de vitesse homogène dans la couche horizontale explorée (cf. Fig. 2.8).

Dans le cas d'un aDcp à quatre faisceaux, chaque paire de faisceaux diagonaux fournit simultanément et indépendamment une estimation de la composante verticale de la vitesse (RDI, 1996). Si la différence entre ces deux estimations (« error velocity ») est trop grande, le champ de vitesse est jugé trop perturbé et la mesure est rejetée. Dans le cas d'un aDcp à trois faisceaux, il est possible de choisir un seuil de variabilité de la vitesse sur le profil vertical comme critère d'hétérogénéité des vitesses.

La présence de structures turbulentes d'échelle comparable à l'écartement des faisceaux est une cause possible d'erreurs de mesure inexplicables. Marsden et Ingram (2004) proposent une correction de cet effet, à partir de développements limités du premier ordre.

Echantillonnage spatial et temporel

En rivière, l'aDcp est généralement utilisé monté sur un support flottant mobile, mais il peut parfois être fixé au fond, sur une bouée, voire sur le côté d'une section pour suivre en continu les vitesses le long d'une horizontale (Wang et Huang, 2005; Pierrefeu, 2006; Legras, 2006). Les

problèmes méthodologiques et métrologiques ne sont pas les mêmes, selon que le profileur est mobile (Muste *et al.*, 2004d) ou fixe (Muste *et al.*, 2004c), ne serait-ce que parce que la vitesse d'écoulement, mesurée dans le référentiel de l'aDcp, doit alors être rapportée au référentiel terrestre. En fonction de la cadence d'échantillonnage (jusqu'à 3 ou 5 Hz maximum typiquement) et de la vitesse de déplacement de l'aDcp, on aboutit facilement à des recouvrements de volumes mesurés plusieurs fois successivement. Le jeu de vitesses obtenu est alors le résultat de moyennes spatiales et temporelles complexes.

En raison des limitations techniques pré-citées, certaines parties de l'écoulement ne peuvent pas être scrutées par l'aDcp (Fig. 2.7-b). En outre, la mesure peut être invalidée sur certaines cellules (lorsque la mesure de vitesse d'écoulement est corrompue), voire sur certains ensembles (lorsque le suivi de fond est corrompu). Ces lacunes doivent alors être comblées par des interpolations ou des extrapolations du champ de vitesse, voire de la bathymétrie. Le choix des lois d'extrapolation des profils de vitesse est particulièrement important pour le calcul de vitesses intégrées sur la verticale et le calcul du débit total à travers la section. L'opération est encore plus sensible dans le cas des aDcp fixes à visée horizontale (H-aDcp) qui ne scrutent les vitesses que sur un axe horizontal, parfois sur moins de la moitié de la largeur de section.

Dispersion des mesures de vitesse

Sur des profondeurs faibles, il est souvent préférable d'avoir des cellules plus petites pour décrire correctement l'écoulement. Par exemple, un nombre suffisant de cellules est nécessaire pour détailler la forme des profils verticaux de vitesse. Ceci peut améliorer certains types d'extrapolation de débit en haut et bas de profils. Mais, plus une cellule est petite, plus le bruit associé à la mesure de vitesse augmente : les vitesses apparaissent plus dispersées, parfois de manière aberrante. Outre les fluctuations turbulentes du champ de vitesse, cette dispersion est causée par le bruit Doppler (erreur aléatoire liée à la technique de mesure). Ces erreurs aléatoires doivent être distinguées d'un éventuel biais, ou erreur systématique, qui ne pourrait être résorbé par moyennage. Le Tab. 2.1 indique la dispersion typique (assimilable à une incertitude) de la mesure de vitesse par un ADCP[®] TRDI WorkHorse 600 et 1200 kHz.

A taille de cellule donnée, principalement deux solutions permettent de réduire cette dispersion des vitesses mesurées : soit utiliser un mode de mesure « cohérent » (modes TRDI 5, 8 et 11, plutôt que le mode 1, mode *broadband* standard) ; soit réduire le bruit en moyennant plusieurs mesures successives par cellule. Cette dernière solution revient à une moyenne temporelle des fluctuations dans le cas où, sur la durée des mesures successives, l'aDcp est fixe ou se déplace sur une distance

Taille de la cellule (m)	600kHz						1200kHz					
	Incertitude pour 1 ping par ensemble (cm/s)			Incertitude pour 5 pings par ensemble (cm/s)			Incertitude pour 1 ping par ensemble (cm/s)			Incertitude pour 5 pings par ensemble (cm/s)		
	Mode 1	Mode 5	Mode 8	Mode 1	Mode 5	Mode 8	Mode 1	Mode 5	Mode 8	Mode 1	Mode 5	Mode 8
0.05	-	-	-	-	-	-	44.54	0.6	7.13	19.92	0.27	3.19
0.1	44.6	0.61	6.18	19.95	0.27	2.76	31.49	0.44	5.15	14.08	0.20	2.30
0.2	31.54	0.38	3.87	14.11	0.17	1.73	22.27	0.27	3.22	9.96	0.12	1.44
0.25	28.21	0.33	3.34	12.62	0.15	1.49	12.86	0.24	2.78	5.75	0.11	1.24
0.3	25.75	0.3	3.02	11.52	0.13	1.35	11.74	0.21	2.51	5.25	0.09	1.12
0.4	22.3	0.27	2.7	9.97	0.12	1.21	8.02	0.19	2.25	3.59	0.08	1.01
0.5	12.88	0.26	2.59	5.76	0.12	1.16	6.1	0.18	2.16	2.73	0.08	0.97
0.55	12.28	0.26	2.56	5.49	0.12	1.14	5.81	0.18	2.13	2.6	0.08	0.95
0.6	11.75	0.25	2.54	5.26	0.11	1.14	5.57	0.18	2.12	2.49	0.08	0.95
0.7	10.88	0.25	2.53	4.87	0.11	1.13	4.56	0.18	2.11	2.04	0.08	0.94
0.75	8.29	-	-	3.71	-	-	3.99	-	-	1.78	-	-
0.8	8.03	0.25	2.52	3.59	0.11	1.13	3.86	0.18	2.1	1.73	0.08	0.94
0.9	7.57	0.25	2.52	3.39	0.11	1.13	3.35	0.18	2.1	1.5	0.08	0.94
1	6.11	0.25	2.52	2.73	0.11	1.13	2.96	0.18	2.1	1.32	0.08	0.94
2	2.97	0.25	2.52	1.33	0.11	1.13	1.97	0.18	2.1	0.88	0.08	0.94
3	2.28	-	-	1.02	-	-	1.61	-	-	0.72	-	-
4	1.97	-	-	0.88	-	-	1.39	-	-	0.62	-	-

TAB. 2.1 – Incertitude sur la vitesse de l'eau mesurée par rapport à l'aDcp

Document utilisé par la CNR à partir des informations données par le constructeur TRDI.

courte devant les échelles de variation de l'écoulement moyen. Si son déplacement est significatif, un lissage spatial intervient également.

Pour les aDcp de type TRDI par exemple, il est possible de mesurer directement des ensembles « multipings » sur le terrain (commande WP n , chaque ensemble sera la moyenne de n pings mesurés), ou encore de moyenner les ensembles en post-traitement (« replay »). Si l'on suppose que les fluctuations sont indépendantes statistiquement, la dispersion décroît alors en $1/\sqrt{n}$.

Le mode 12 est un mode 1 moyenné rapide qui permet également de réduire le bruit Doppler pour obtenir une meilleure résolution spatiale.

2.1.4 Application à l'exploration hydro-sédimentaire des hydrosystèmes

Bathymétrie

Le suivi du fond par l'aDcp fournit en général des profils bathymétriques qui présentent une bonne répétabilité sur plusieurs traversées (Admiraal et Demissie, 1996), et qui sont de plus en plus souvent exploités comme une donnée indépendante. Ainsi, Strasser *et al.* (2002) ont exploité les données bathymétriques et les profils de vitesses établis par aDcp (300 et 600 kHz) pour étudier la géométrie des dunes de l'Amazone moyen en fonction des caractéristiques de l'écoulement. Plutôt que de se contenter de la moyenne arithmétique des profondeurs mesurées par chacun des faisceaux

(RDI, 1996), il est possible de repositionner et d'exploiter directement la mesure de profondeur effectuée par chaque faisceau, en compensant éventuellement tangage et roulis (Dinehart et Burau, 2005a,b).

Mesure du champ de vitesse moyen 3D

L'aDcp permet une exploration très rapide des écoulements en rivière, sur des domaines vastes. Les distributions des vitesses moyennes ainsi obtenues peuvent servir au calage et à l'évaluation de modèles hydrodynamiques (Kolb, 1995; Rubbert *et al.*, 2003; Védie, 2005). Avec un aDcp flottant ancré dans un écoulement bidimensionnel et stationnaire (canal de navigation), Gonzalez *et al.* (1996) parviennent à un bon accord des profils de vitesse expérimentaux avec les lois théoriques logarithmique ou puissance 1/6. Au-delà du profil vertical des vitesses ou de leur distribution en plan, l'identification des structures persistantes de l'écoulement (recirculations, couches de mélange, courants secondaires hélicoïdaux, etc.) sont quantifiables par mesure aDcp, à condition que leurs échelles caractéristiques soient supérieures au volume d'échantillonnage (Muste *et al.*, 2004d). L'aDcp permet ainsi d'observer les structures de l'écoulement qui conditionnent l'évolution morphodynamique des rivières, que ce soit au niveau des méandres (Dinehart et Burau, 2005a), des confluences (Dinehart et Burau, 2005b), des bifurcations (Richardson *et al.*, 1996), des champs de dunes (Parsons *et al.*, 2005), des annexes hydrauliques (Védie, 2005), etc. L'aDcp peut aussi aider à la caractérisation de l'hétérogénéité hydrodynamique des habitats aquatiques, et donc de leur richesse biologique (Shields, 2003, 2005).

Mesure du champ instantané et des caractéristiques turbulentes

Dans de nombreux travaux récents en milieu marin et estuarien, l'aDcp est utilisé pour mesurer les paramètres de turbulence des écoulements (voir Lu et Lueck, 1999 par exemple). Une première approche consiste à supposer que les seconds moments des fluctuations turbulentes sont homogènes sur les volumes d'échantillonnage des quatre faisceaux et à en déduire les composantes du tenseur de Reynolds (Schemper et Admiraal, 2002; Stacey et Monismith, 1997). L'accès à l'énergie cinétique turbulente k nécessite alors d'évaluer l'anisotropie de la turbulence, soit à l'aide de constantes empiriques données par exemple par Nezu et Nakagawa (1993), soit en mesurant directement les fluctuations de la vitesse verticale w' à l'aide d'un cinquième faisceau vertical (Lu et Lueck, 1999). La contribution du « bruit Doppler » lié à l'appareil doit dans tous les cas être évaluée (Lu et Lueck, 1999) et éventuellement compensée (Hurther et Lemmin, 2001). En outre, dans le cas d'un aDcp lié à un support flottant, et non fixé rigidement au fond ou sur un dispositif de laboratoire, les mouvements de rotation (cap, tangage, roulis) sont une source d'erreurs potentiellement assez grandes pour compromettre cette première méthode en l'absence de correction (Lu et Lueck, 1999).

Muste *et al.* (2004d) ont considéré que les tourbillons les plus énergétiques ont des tailles supérieures à l'écartement des faisceaux et ont étudié la turbulence grandes échelles. En faisant l'hypothèse d'homogénéité des vitesses par couches horizontales dans le champ des faisceaux, l'intensité turbulente peut être calculée à partir des fluctuations de la vitesse mesurée et reconstituée par l'aDcp (Barua et Rahman, 1998; Muste *et al.*, 2004d). En régime permanent, vitesse moyenne et intensité turbulente se stabilisent pour des séries de mesure suffisamment longues, typiquement 15 min pour une fréquence de mesure de l'ordre du Hertz (Barua et Rahman, 1998; Gonzalez-Castro *et al.*, 2002; Muste *et al.*, 2004d). Des travaux complémentaires sont nécessaires pour préciser dans quelle mesure la turbulence grandes échelles est observable efficacement par aDcp en rivière. En tout état de cause, l'analyse fine de la turbulence permise par les mesures ponctuelles à haute cadence des aDv reste hors de portée des aDcp du commerce (Nystrom *et al.*, 2002). Fonctionnant en bistatique et en mode cohérent, le profileur acoustique expérimental ADVP (Lemmin et Rolland, 1997) est capable de fournir des mesures de turbulence s'il est fixé sur une structure immobile, par exemple sur un cours d'eau très peu profond équipé d'une passerelle métallique (Franca, 2005).

Mesure du transport de la charge de fond

Le suivi de fond (bottom-tracking) par un aDcp fixe ou mobile et positionné par GPS centimétrique permet d'obtenir la vitesse réelle de déplacement du fond (cf. § 2.1.2), dont dépend le transport par charriage. De tels essais ont été menés sur des rivières à galets (Rennie *et al.*, 2002) et à sable (Gaeuman et Jacobson, 2006; Villard *et al.*, 2005). Dans ce dernier cas, les mesures instantanées apparaissent moins dispersées, sans doute parce que le transport de fond est plus homogène et continu (Villard *et al.*, 2005).

La principale difficulté vient du fait que la vitesse de fond mesurée par profileur Doppler est une moyenne sur les contributions respectives de la couche active et des couches immobiles plus profondes, voire de la forte charge en suspension près du fond (« water bias », cf. RDI, 1996). En outre, plus la fréquence est basse plus la profondeur de pénétration des ultrasons dans les couches de sédiments croît, et moins l'appareil est sensible à la mobilité du fond. Des mesures conjointes montrent qu'un aDcp à 1500 kHz peut détecter un fond mobile quand un aDcp à 300 kHz mesure une vitesse de fond nulle, ses impulsions pénétrant jusqu'aux couches immobiles (Rennie et Millar, 2004).

Pour évaluer le transport de fond à partir de la vitesse de fond, il faut estimer la porosité et l'épaisseur de la couche active à partir d'hypothèses souvent simplifiées. Les taux de transport estimés par aDcp sont alors en bon accord avec ceux mesurés par des échantillonneurs traditionnels (Rennie *et al.*, 2002; Villard *et al.*, 2005).

Mesure des flux de matières en suspension (MES)

Parmi les différentes méthodes de mesure du transport de matières en suspension (MES), les technologies acoustiques semblent les plus prometteuses pour l'avenir (Wren *et al.*, 2000) : non intrusives, elles ont l'avantage de fournir simultanément et au même endroit des informations sur la topographie du fond, le champ de vitesse, les concentrations en MES voire leur granulométrie (cf. Thorne et Hanes, 2002 par exemple).

Les contrastes temporels et spatiaux de taux de MES au sein des masses d'eau explorées peuvent être caractérisés à partir des profils d'intensité du signal acoustique rétrodiffusé. Cette interprétation de l'écho peut être qualitative (Dinehart et Burau, 2005a; Richardson *et al.*, 1996), ou bien fondée sur des corrélations empiriques établies à partir de prélèvements : Holdaway *et al.*, 1999 (en milieu estuarien), Filizola et Guyot, 2004 (sur l'Amazone), Kostaschuk *et al.*, 2005 (en milieu lacustre), Lorke *et al.*, 2004 (zooplancton lacustre), Shen et Lemmin, 1999 (en laboratoire). En milieu côtier, la comparaison avec des concentrations mesurées par aDcp et celles issues de transmissomètres (méthode optique indirecte) a donné de bons résultats (Holdaway *et al.*, 1999; Hill *et al.*, 2003; Gartner, 2004; Hoitink, 2004; Hoitink et Hoekstra, 2005). On peut aussi expliciter les relations théoriques qui régissent la rétrodiffusion du signal acoustique par les particules en suspension dans l'eau (Holdaway *et al.*, 1999; Land et Jones, 2001; Thorne et Hanes, 2002; DRL, 2003; Bricault, 2006). L'interprétation de l'intensité de l'écho en termes de concentration dépend fondamentalement des variations de granulométrie au sein de l'écoulement (SonTek, 1997; Gartner, 2004; Kostaschuk *et al.*, 2005). L'aDcp, appareil monofréquence, ne permet de mesurer que la concentration des sédiments, sans informations sur leur distribution granulométrique (Reichel et Nachtnebel, 1994) à la différence des systèmes à rétrodiffusion acoustique multifréquence utilisés en océanographie (cf. Taylor *et al.*, 1998 par exemple).

L'aDcp apparaît potentiellement comme une solution alternative d'exploration et de jaugeage des MES, sur les grands cours d'eau surtout. Cependant, des prélèvements réalisés en parallèle restent nécessaires pour obtenir des concentrations absolues (cf. Fig. 2.9). L'ensemble des facteurs d'incertitude environnementaux à prendre en compte pour l'application aux cours d'eau reste encore peu documenté (Rotaru *et al.*, 2006; Raccasi *et al.*, 2007).

2.2 Méthodes développées pour les mesures aDcp

2.2.1 Déploiement et positionnement

Le déploiement de l'aDcp à l'embouchure aval de la lône de Port-Galland (Fig. 2.10) a été techniquement délicat. Pour les travaux en rivière, il est impératif de respecter les règles élémentaires

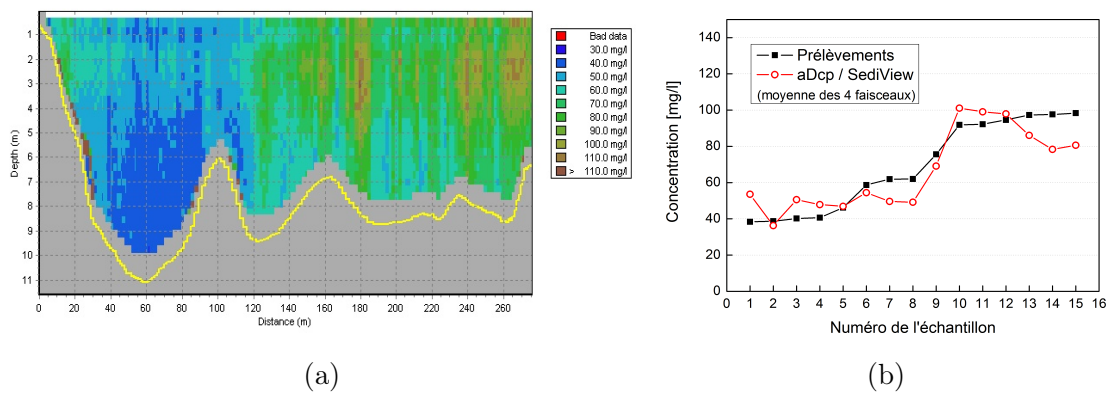


FIG. 2.9 – Exemple de profil de concentration (a) et de calibration (b) obtenus à la confluence Rhône/Saône à Lyon, à l'aide du logiciel SediView (Dramais *et al.*, 2006)

de sécurité, dont le port du gilet de sauvetage en toutes circonstances (Dramais, 2006). Des premiers essais avaient été menés en 2004 à l'embouchure aval de la lône de Ricotti, mais les mesures n'ont pas pu être exploitées correctement en raison d'un fond encombré par la végétation aquatique, de faibles tirants d'eau et de très faibles vitesses. Cependant, la technique de déploiement sur des transects matérialisés par des cordes tendues a été conservée, et la même petite embarcation pneumatique a été utilisée. L'utilisation d'un bateau à moteur aurait assuré une plus grande sécurité des opérateurs et du matériel, mais la mesure aurait été plus perturbée par l'intrusion (coque, hélice...) et la mise à l'eau aurait été moins aisée.

L'investigation s'est donc limitée à l'embouchure du bras mort, en évitant soigneusement de s'approcher de l'écoulement rapide principal, sous peine de se retrouver à Lyon plus tôt que prévu ! A l'étiage, le bras mort est guéable (« wadable »), mais pas pendant les crues, et la rive droite est alors difficile à atteindre à cause de la végétation et des débris végétaux flottants accumulés de ce côté. En début de chaque campagne, les cordes ont été fixées à des arbres ou des buissons, et tendues en travers de l'embouchure, opération prenant une à deux heures, voire plus. Un dispositif fixe aurait permis de gagner du temps et de conserver les mêmes transects d'une campagne à l'autre. Mais une fois la technique maîtrisée (matelotage), elle est peu coûteuse, présente l'avantage de ne pas laisser de matériel sur le terrain, et de pouvoir adapter les positions des transects aux conditions hydrauliques de manière à couvrir le maximum de surface présentant des vitesses significatives.

L'aDcp utilisé, acquis par l'UR HHLY en novembre 2004, est un ADCP[®] WorkHorse Rio Grande 1200 kHz de marque Teledyne RDI[®]. Les vitesses d'écoulement ont été mesurées en 2005 à l'aide du mode 1 (mode de mesure *BroadBand* par défaut), et en 2006 à l'aide du mode 12 (mode *BroadBand* moyenné rapide). Pour chaque campagne, la taille de cellule a été fixée à 30 cm et la cadence de mesure avoisinait 1 Hz. L'appareil était monté sur une petite planche flottante couplée à l'embarca-



FIG. 2.10 – Mesures par aDcp dans la lône de Port-Galland pendant la crue du 25 avril 2005
L’Ain coule depuis le coin en haut à gauche de l’image ; les cordes blanches matérialisent les transects A, B et C (de gauche à droite)

tion pneumatique occupée par deux opérateurs. L’un assurait le déplacement régulier de l’ensemble le long de la corde tendue, en prenant garde aux bouffées de vitesse et aux débris flottants. L’autre pouvait surveiller et maintenir la stabilité de l’aDcp, tout en communiquant avec les opérateurs à terre par talkie-walkie. La plupart du temps, les radio-modems ont été utilisés, de manière à laisser l’ordinateur portable d’acquisition sur la berge. En cas de problème de communication ou de connectique, l’acquisition a parfois dû se faire directement par câble, l’ordinateur étant alors embarqué.

A terre, un voire deux opérateurs supplémentaires étaient nécessaires pour lancer les enregistrements aDcp et manipuler le tachéomètre (station totale Leica[®] TC305). En effet, la trajectoire

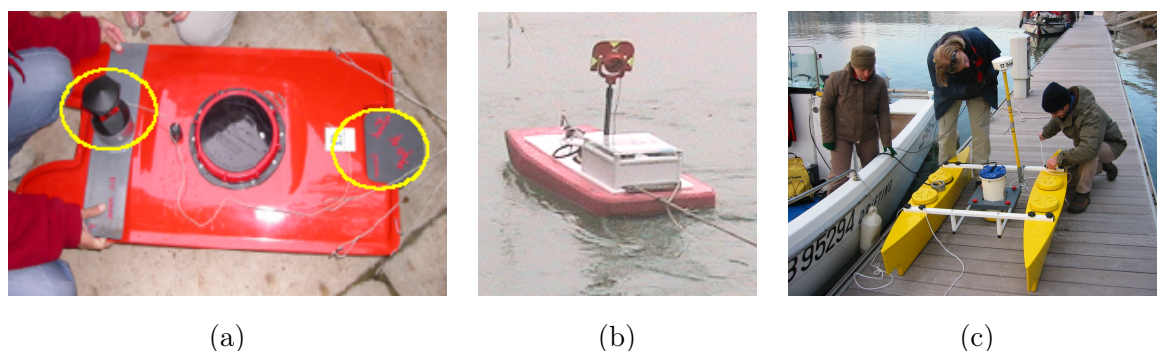


FIG. 2.11 – Profileurs équipés de prismes topographiques (a, b) et de GPS (c)
QLiner avec prisme 360° et contrepoids (a, photo Cemagref Aix), WorkHorse TRDI avec prisme simple (b, photo Cemagref Lyon), WorkHorse TRDI avec antenne GPS (c, photo, CEREGE)

de l'aDcp obtenue par suivi de fond (bottom-tracking) a été raccordée à un repère métrique local par des levés réguliers au tachéomètre en cours d'enregistrement, en notant le n° d'ensemble correspondant. Ces points de contrôle ont été mesurés systématiquement en début et fin de traversée, plus quelques autres en cours de traversée. L'installation d'un prisme topographique sur le support de l'appareil a facilité l'opération (Fig. 2.11-b). Sur chaque transect, les cotes de la surface libre obtenues sont constantes à 2-3 cm près, ce qui peut s'expliquer par les fluctuations naturelles de niveau. La profondeur d'immersion du capteur étant connue (10 cm), la cote moyenne de la surface libre a permis de raccorder verticalement les données aDcp au NGF (Nivellement Général de la France).

La trajectoire calculée par l'aDcp peut être biaisée par un éventuel fond mobile ou une perturbation du compas interne (§ 2.1.2). A Port-Galland, malgré la proximité d'une ligne électrique à haute-tension, les points de contrôle successif n'ont pas mis en évidence de biais significatif de la trajectoire, les différences de position étant typiquement inférieures à 1 m³. En revanche, des décalages importants interviennent lorsque le suivi de fond s'interrompt sur un ou une série d'ensembles. Dans ce cas, il a en général été possible de raccorder correctement les différentes parties de la trajectoire, mais certains enregistrements sans géoréférencement correct ont dû être éliminés (deux transects sur les trois de la campagne aDcp-1 notamment). Une autre solution de géoréférencement aurait consisté à suivre la position de l'appareil par DGPS centimétrique embarqué, sans recours au compas interne ni au suivi de fond. La mise en œuvre du DGPS peut être compromise par la présence de masques (arbres, relief...), et le positionnement par DGPS est généralement jugé moins précis que les levés de station totale. Cette technique reste cependant particulièrement intéressante pour l'exploration de grands domaines.

2.2.2 Méthodes de post-traitement

Depuis quinze ou vingt ans, l'aDcp est utilisé en rivière pour la mesure du débit (jaugeage), et les outils logiciels disponibles, essentiellement tournés vers cette application opérationnelle, apparaissent limités pour les études hydrodynamiques. En effet, les vitesses post-traitées par le logiciel dédié TRDI (WinRiver1.06) se sont avérées difficiles à exporter et à comparer avec d'autres mesures de terrain ou des sorties de modèle numérique. Par conséquent, des routines informatiques adaptées aux besoins spécifiques de la présente étude ont été implémentées en FORTRAN90 (compilateur libre G95), de manière à post-traiter les exports ASCII au format du constructeur TRDI, avec des temps de calcul courts. La visualisation des résultats est ensuite réalisée avec des logiciels tels que MATLAB6.5 ou

³La déclinaison magnétique dans la zone d'étude pour la période 2005-2007 est insignifiante, de l'ordre de 0° 10' (IGN, modèle international IGRF). Le décalage local entre nord magnétique et nord géographique n'est donc pas considéré ici, ni pour la topographie, ni pour le positionnement de l'aDcp.

ORIGIN7.5. Plusieurs autres équipes ont également développé des outils de post-traitement adaptés à leurs recherches (Kim *et al.*, 2005; Dinehart et Burau, 2005a,b; Adler et Nicodemus, 2001), et certains sont commercialisés, comme VISEA par exemple (société AQUAVISION, Pays-Bas).

Un outil permettant une interpolation spatiale des vitesses et de la bathymétrie était nécessaire pour au moins deux raisons. Premièrement, interprétation et comparaison sont plus faciles à partir de données moyennes distribuées aux nœuds d'une grille régulière, plutôt qu'à partir des données brutes irrégulièrement disposées dans l'espace (essentiellement à cause des irrégularités de la trajectoire du bateau). Deuxièmement, une moyenne spatiale des données de vitesse sur des volumes adaptés permet de moyennner les fluctuations temporelles sur plusieurs traversées successives. Dans la cavité de Port-Galland en effet, des bouffées de vitesses plus fortes étaient régulièrement observées par intermittence, même à bas débit. Le champ de vitesse moyen obtenu à partir de plusieurs traversées aDcp est plus représentatif des formes persistantes de l'écoulement (structure en plan, courants secondaires, etc.) qu'une seule traversée brute.

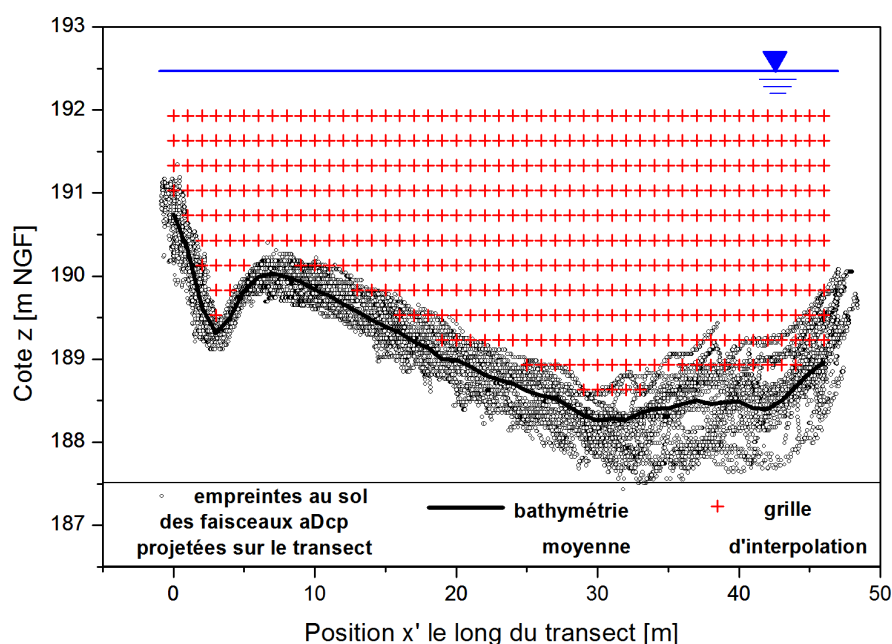


FIG. 2.12 – Exemple de grille régulière d'interpolation (transect U4)

Sur chaque transect, comme pour un jaugeage classique, plusieurs (4 à 10 typiquement) traversées successives avec l'aDcp ont donc été effectuées, selon des trajectoires plus ou moins régulières. Une régression linéaire sur l'ensemble des positions est/nord permet de déterminer les extrémités du segment idéal le mieux adapté à la distribution en plan des données. Ensuite, les positions des nœuds de la grille d'interpolation sont définies par des pas d'espace vertical Dz et horizontal Dx'

le long du segment (Fig. 2.12). Dx' a été pris égal à 1 m de manière à obtenir une représentation suffisamment détaillée du champ moyen, tout en restant raisonnable au regard des incertitudes sur le géoréférencement (§ 2.2.1) et l'écartement des volumes de mesure (§ 2.1.2). Dans le même esprit, Dz a été pris égal à la hauteur des cellules aDcp (0,30 m), l'altitude z_{up} de la première rangée de nœuds étant l'altitude des plus hautes cellules aDcp.

Pour tout x' , la cote moyenne du fond est calculée à partir des cotes mesurées dans un voisinage donné dans le plan horizontal. En effet, pour chaque ensemble aDcp, le tirant d'eau moyen sur les quatre faisceaux est considéré. La cote moyenne en x' est calculée par moyenne pondérée par l'inverse de la distance (IDW, pour *Inverse Distance Weighted*) de toutes les cotes mesurées disponibles dans un rayon de 2 m dans le plan (x, y) . Une fois le tirant d'eau $h(x')$ ainsi calculé, une couche inférieure d'épaisseur 6% de h est définie où l'interpolation est exclue en raison des réflexions parasites (« side-lobes », § 2.1.3).

Plusieurs méthodes et choix de paramètres pour moyennner les vitesses ont été implémentées et testées (cf. § 2.2.3 suivant). Deux principaux types de méthodes sont à distinguer.

Le premier type de méthode (« type A ») suppose que l'écoulement est spatialement homogène sur de petits volumes. Dans ce cas, une moyenne pondérée de toutes les vitesses mesurées dans chacun de ces petits volumes permet de réaliser une moyenne temporelle, en particulier dans le cas où les données disponibles sont issues de traversées successives. Les dimensions des volumes à moyennner sont ici définies empiriquement, après examen des mesures brutes (cf. par exemple Fig. 2.15-a), en respectant un ordre de grandeur proche de la taille caractéristique des grands tourbillons. L'échelle longitudinale L_x des macro-turbulences peut être considérée inférieure ou égale à $0,77 h$ (avec h hauteur d'eau), à partir des formulations empiriques de Nezu et Nakagawa (1993) :

$$\begin{cases} L_x/h = B_1 \left(\frac{z}{h}\right)^{1/2} & \text{si } z/h < 0,6 \\ L_x/h = 0,77B_1 & \text{si } z/h > 0,6 \end{cases} \quad (2.4)$$

avec z cote au-dessus du fond, $B_1 \approx 1,0$ pour $Re_* = u_*h/\nu \geq 1\,600$ (u_* vitesse de frottement, ν viscosité cinématique de l'eau).

Pour des tirants d'eau compris ici entre 2 et 4 m, l'ordre de grandeur de L_x est compris entre 1,50 m et 3 m. Concrètement, les vitesses sont sélectionnées de la manière suivante : les positions de mesure en plan (x, y) sont reportées par projection orthogonale sur le transect d'interpolation, à condition de ne pas en être éloignées de plus de 2 m. Ensuite, la moyenne de toutes les vitesses reportées dans la cellule verticale centrée sur chaque nœud (x', z) et de dimensions $Dx' \times Dz$ est calculée. Ainsi, les volumes à moyennner sont des parallélépipèdes rectangles de taille 1 m \times 2 m \times

0,30 m dans les dimensions (x', y', z) . Enfin, les vitesses moyennes obtenues peuvent être lissées par fenêtres glissantes sur un nombre donné de volumes, avec ou sans pondération de la moyenne.

La seconde méthode (« type B ») correspond à une moyenne pondérée similaire à celle réalisée sur les bathymétries (IDW) ; les moyennes spatiales et temporelles sont réalisées conjointement. Pour chaque nœud (x', z) de la grille, la vitesse moyenne IDW est calculée à partir des mesures disponibles dans un voisinage donné. Ce voisinage est ici un cylindre d'axe vertical centré sur (x', z) , de hauteur Dz_{max} et de rayon R_{max} (rayon de recherche). Par défaut, $Dz_{max} = 3Dz$ et $R_{max} = Dx'$. Le nombre N_n de voisins à considérer dans la moyenne peut être infini – toutes les données trouvées dans le volume de recherche sont moyennées – ou imposé – seuls les N_n voisins les plus proches sont retenus, et s'il y en a moins que N_n , la moyenne n'est pas calculée au nœud considéré. Le calcul est donc le suivant, pour chacune des trois composantes de vitesse :

$$\bar{u}(x', z) = \left(\sum_{i=1}^{N_n} \frac{1}{d_i} \right)^{-1} \times \sum_{i=1}^{N_n} \frac{u_i}{d_i} \quad (2.5)$$

avec \bar{u} vitesse moyenne, u_i vitesses mesurées sur les N_n points de mesure les plus proches, d_i les distances de ces points de mesure au nœud de la grille d'interpolation (x', z) .

Une étape importante du post-traitement des profils verticaux aDcp bruts ou moyennés consiste à calculer la vitesse intégrée sur la verticale correspondante. Pour pallier l'absence de vitesses mesurées en bas et en haut des profils aDcp, plusieurs lois d'extrapolation théoriques sont envisageables (Le Coz *et al.*, 2007c). Par exemple, pour les jaugeages aDcp, un profil constant près de la surface et en loi puissance d'exposant 1/6 sont souvent utilisées (Le Coz *et al.*, 2007d). Dans le cas des écoulements complexes à l'embouchure de la lône de Port-Galland, il est apparu difficile de considérer a priori un type de profil adimensionnel (§ 3.2.3). Les profils ont donc été intégrés selon le calcul le plus simple et le plus direct :

$$\langle u \rangle = \frac{1}{h} \sum_{i=0}^{N-1} h_i \frac{u_{i+1} + u_i}{2} \quad (2.6)$$

avec $\langle u \rangle$ la vitesse intégrée sur la verticale, $h = \sum_{i=0}^{N-1} h_i$ le tirant d'eau, h_i et u_i les hauteurs et vitesses intermédiaires décrites sur la Fig. 2.13 pour $1 \leq i \leq N-1$. Ce calcul revient à supposer que les vitesses tendent linéairement vers zéro au fond ($u_0 = 0$) et que les vitesses peuvent être considérées constantes dans la couche supérieure de l'écoulement ($u_N = u_{N-1}$). Il convient de rappeler que les zones non scrutées sont relativement restreintes (6% du tirant d'eau au fond et environ 40 cm en surface).

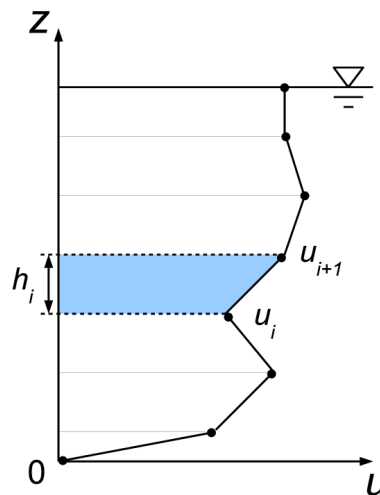


FIG. 2.13 – Intégration sur la verticale des profils de vitesse mesurés par aDcp
u représente la composante Est ou Nord de la vitesse d'écoulement et *z* l'altitude au-dessus du fond

2.2.3 Tests de sensibilité et vérifications

Le cas de la recirculation de Port-Galland (§ 3.2.1) présente des écoulements trop complexes pour une évaluation directe de la représentativité des débits obtenus à partir des vitesses post-traitées, à partir de plusieurs traversées successives. La conservation du débit total est en effet un test simple qui permet de s'assurer que les routines informatiques ne comportent pas de bogue évident, et que les méthodes choisies n'introduisent pas de biais sur le champ de vitesse moyenné. Sur une campagne de jaugeage par aDcp constituée de plusieurs traversées successives sous des conditions hydrauliques permanentes, il serait logique que le débit calculé à partir du champ de vitesse moyenné soit très proche du débit « jaugé », i.e. la moyenne des débits calculés par WinRiver1.06 pour chacune des traversées.

Cette propriété a pu être vérifiée lors de l'étude de la station hydrométrique CNR « St-Georges » (Saône à Lyon) à partir de 18 jaugeages réalisés sur une section simple d'un tronçon rectiligne, en régime permanent (Le Coz *et al.*, 2007c). La section mesure environ 100 m de large pour environ 10 m de profondeur, et se trouve dans la courbe de remous de la retenue de Pierre-Bénite. Les débits jaugés couvrent la gamme 100 m³/s – 1800 m³/s. Pour chaque série de 6-7 traversées successives, un champ de vitesse moyen a été calculé par une méthode de type B (moyenne pondérée IDW, $N_n = 32$ et $R_{max} = 2$ m). Sur l'ensemble des 18 jaugeages, les écarts relatifs entre débit « moyenné » et débit « jaugé » sont inférieurs à 3% (et inférieurs à 1% pour la plupart), avec un écart-type expérimental de 0,2%. Ces résultats suggèrent que la méthode d'interpolation est valide et n'introduit pas de biais significatif, à condition que les fluctuations temporelles éventuelles soient correctement réduites par le moyennage.

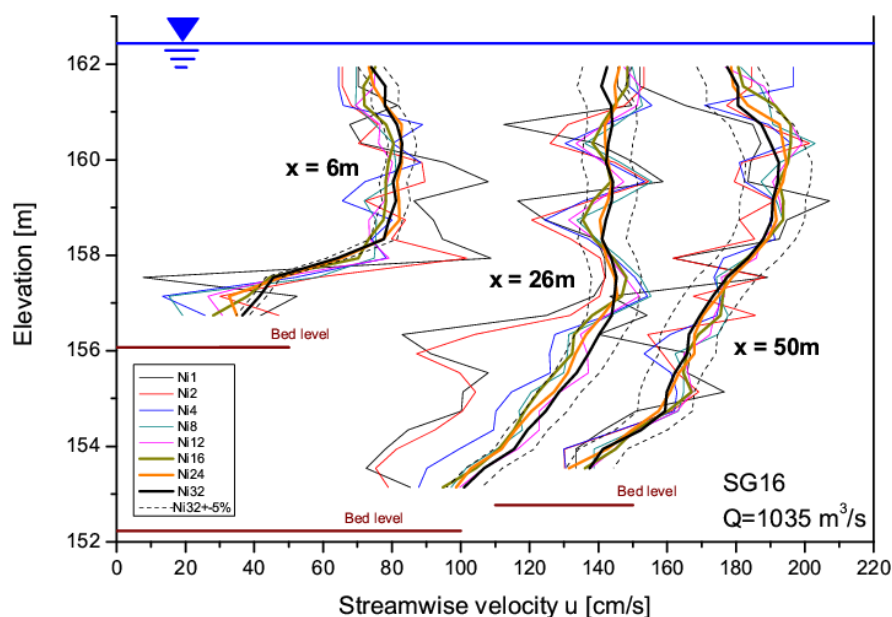


FIG. 2.14 – Tests de sensibilité du paramètre N_n sur trois profils verticaux

Etude de la structure de l'écoulement à la station hydrométrique CNR « St-Georges » (Le Coz et al., 2007c)

Les paramètres de moyennage les plus importants sont vraisemblablement ceux qui déterminent la quantité relative de données qui sont prises en compte dans le calcul de la vitesse moyenne au nœud considéré. Dans le cas d'une méthode de type A (moyenne non pondérée), ce sont les dimensions données au volume de recherche. Dans le cas d'une méthode de type B (moyenne pondérée IDW), c'est plus le nombre limite de voisins N_n que le rayon de recherche R_{max} qui importe puisque la pondération par l'inverse de la distance opère une forte sélection spatiale. Toujours lors de l'étude de la station hydrométrique CNR « St-Georges », l'impact du choix de N_n a été testé sur plusieurs profils verticaux moyennés, dont trois sont présentés Fig. 2.14. Pour N_n faible (1–2–4), les profils moyens obtenus apparaissent aussi contorsionnés que les profils bruts de chaque ensemble aDcp (4 pings par ensemble ici). Au fur et à mesure que N_n augmente, les profils sont progressivement lissés, la moyenne pondérée s'étendant à un plus grand nombre d'ensembles ; mais un lissage vertical intervient aussi, puisque les mesures des cellules du dessus et du dessous peuvent intervenir dans la moyenne. Dans le cas de « St-Georges », pour $N_n > 32$, le calcul échoue sur un nombre croissant de nœuds par manque de voisins dans un rayon de recherche $R_{max} = 2$ m ($Dx' = 4$ m ici). Pour $N_n > 16$, les profils moyens ne semblent plus varier significativement, et ne s'éloignent pas de plus de 5% du profil à $N_n = 32$. Ce simple test suggère que si l'on choisit N_n le plus grand possible au regard de la densité spatiale des mesures disponibles, les profils moyens se stabilisent vers des formes lissées représentatives. Il apparaît donc préférable a priori de ne pas limiter le nombre de voisins ($N_n = \infty$) à prendre en considération dans une moyenne pondérée de type IDW.

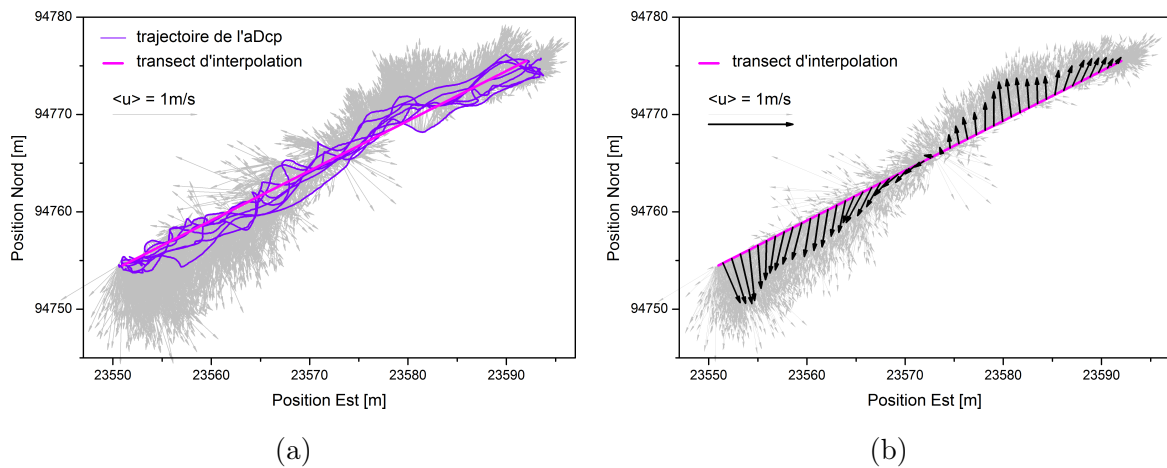


FIG. 2.15 – Traversées aDcp sur un transect de Port-Galland (U4, campagne aDcp-6)

a) Trajectoires, vitesses intégrées sur la verticale brutes (en gris)

b) Vitesses intégrées sur la verticale rapportées sur le transect (en gris) et moyennées (en noir), selon la méthode (g) de la Fig. 2.16

Plusieurs méthodes de post-traitement des vitesses ont été testées sur les transects aDcp effectués dans l'embouchure de Port-Galland. La Fig. 2.15 offre une vue en plan de 7 traversées aDcp successives sur un transect typique. Les vitesses sont intégrées sur la verticale selon le calcul défini plus haut. C'est un exemple typique de l'ajustement d'un transect « idéal » d'interpolation à partir des trajectoires plus ou moins régulières des traversées aDcp, de la densité des données de vitesse brutes, ainsi que de leur cohérence et de l'effet des instabilités (Fig. 2.15-a). Sur la Fig. 2.15-b, les vitesses brutes éloignées de moins de 2 m du transect ont été reportées, ainsi que les vitesses moyennées et lissées selon la technique retenue pour l'ensemble des campagnes (voir plus bas). Les fortes vitesses occasionnées par les bouffées intermittentes sont réduites par moyennage, ainsi que les changements de direction au centre du transect, ou à l'extrémité Est. Les vitesses moyennes y sont quasi-nulles, ce qui se traduit par une évolution continue des vitesses le long du transect, en direction et en intensité (norme). Ce cas-test suggère que les 7 traversées successives ont permis de capturer un échantillonnage représentatif des fluctuations temporelles du champ instantané, que le post-traitement appliqué a correctement moyennées.

Les méthodes de post-traitement de type A et B évoquées plus haut ont été testées, en particulier sur le même transect U4, avec différents paramétrages (Fig. 2.16). La forme générale des écoulements plans reste généralement la même, sauf dans le cas de lissages opérés sur des emprises spatiales démesurées par rapport à la cohérence spatiale des vitesses (cas i et j, sous-estimation des intensités et lissage excessif). A l'inverse, lorsque la sélection spatiale est trop stricte, le champ de vitesse n'est pas correctement moyenné et une dispersion héritée des données brutes subsiste (cas a, c et f par exemple). Lorsque la moyenne IDW est pratiquée avec un grand rayon de recherche ($R_{max} > 2Dx'$),

le lissage reste plus modéré que dans le cas des moyennes de type A, mais certaines singularités du profil transversal de vitesse sont gommées (cas d, e). Les rendus (a, b) et (g, h) semblent les plus satisfaisants, le lissage opéré en (g) étant retenu comme optimal. L'ensemble des données tirées des campagnes aDcp effectuées en 2005-2006 à Port-Galland (chapitre 3) ont donc été post-traitées par la méthode de type A avec les paramètres détaillés au § 2.2.2, les vitesses intégrées sur la verticale étant en outre lissées par moyenne sur trois segments de 1 m.

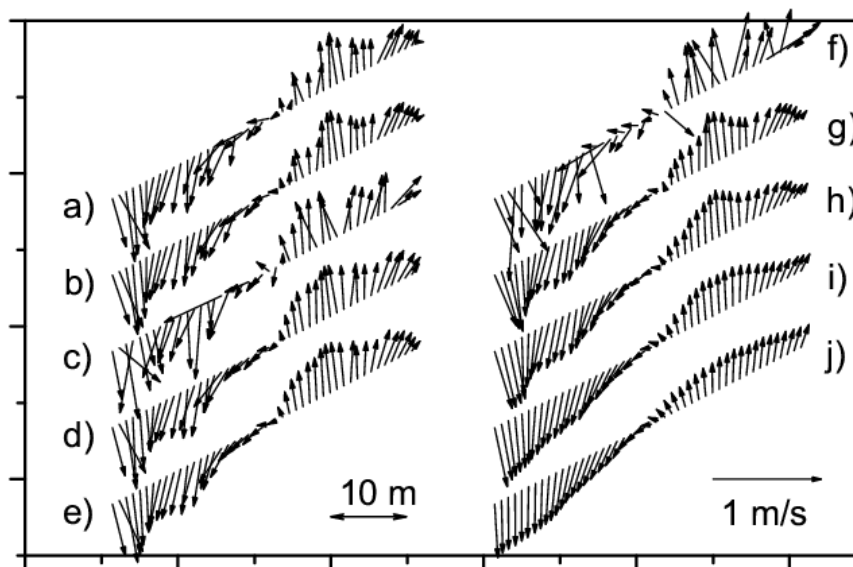


FIG. 2.16 – Effet de différentes méthodes de post-traitement sur les vitesses intégrées sur la verticale du transect U4 (campagne aDcp-6)

(a) type A : moyenne des vitesses reportées par segments de 1 m, sans lissage

(b) type A avec lissage par moyenne pondérée $u_{n-1}/4 + u_n/2 + u_{n+1}/4$ (b)

(c, d, e) type B (moyenne IDW) avec $N_n = \infty$ et $R_{max} = 1-3-5$ m respectivement

(f) type B (moyenne IDW) avec $N_n = 15$ et $R_{max} = 1$ m

(g, h, i, j) type A avec lissage par moyenne glissante sur 3-5-9-17 segments respectivement

2.3 Mesures par analyse d'images vidéo

2.3.1 Vélométrie par vidéo (LS-PIV)

L'analyse d'images vidéo est une solution pour obtenir un champ bidimensionnel de vitesse instantanée à la surface d'un écoulement, lorsque des traceurs tels que des débris solides, des bulles, des formes créées par la turbulence, voire des traceurs flottants injectés artificiellement, sont advectés en surface. Dans le cadre de cette thèse, ce type de technique a été employée pour la caractérisation des formes d'écoulement complexes se développant à l'embouchure aval d'un bras mort, sur le terrain à Port-Galland (cf. chapitre 3) et en laboratoire sur le modèle réduit de Bratislava (cf. chapitre 4).

Le travail d'analyse des images a été réalisé par Alexandre Hauet, à l'aide des outils développés durant sa thèse (Hauet, 2006) effectuée dans le cadre de la collaboration entre le LTHE (Grenoble) et l'université d'Iowa (IIHR, Iowa City).

Principe de la mesure

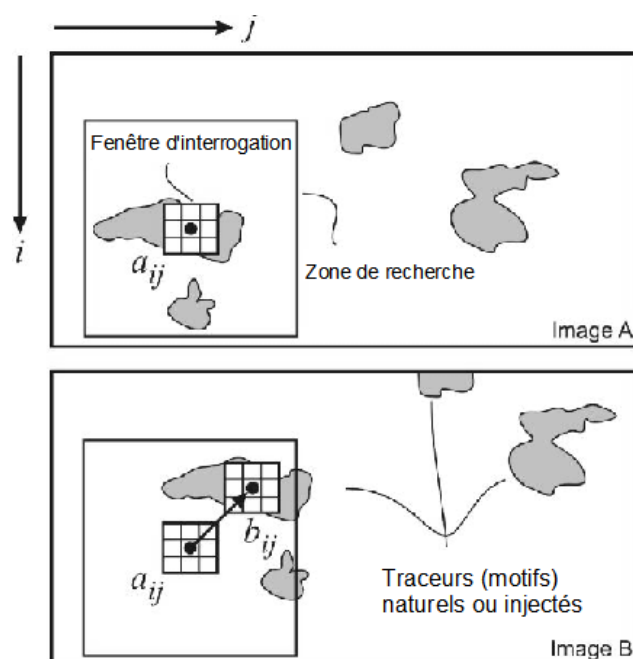
La vélocimétrie par analyse d'image repose sur le principe de mesure « Particle Image Velocimetry » (PIV), largement utilisé en laboratoire pour la mesure de vitesse de fluides (Adrian, 1991). La PIV consiste à reconnaître, de manière statistique, le déplacement de formes visibles (traceurs de l'écoulement) sur deux images successives d'un enregistrement. Les méthodes par suivi de particule (PTV pour « Particle Tracking Velocimetry ») diffèrent légèrement, en ceci qu'elles isolent et identifient des objets sur chaque image, et recherchent ensuite les correspondances entre ces objets, en particulier pour définir le déplacement de leur centroïde (Perkins et Hunt, 1989; Lloyd *et al.*, 1995; Böhm, 2005; Recking, 2006).

Pour l'application aux rivières (Fujita et Nakashima, 1999; Bradley *et al.*, 2002; Creutin *et al.*, 2003; Fujita *et al.*, 2003), la différence principale avec la PIV classique est la taille de la zone de mesure : on passe de surfaces de l'ordre de 10^{-2} m² en laboratoire à des surfaces de l'ordre de 10^4 m² à l'échelle de la rivière, d'où le nom de « Large-Scale PIV » (LS-PIV, Hauet (2006)). Une autre différence par rapport à la PIV requérant une illumination laser est l'emploi de matériel très peu coûteux pour l'enregistrement des images et l'éclairage, quand ce n'est pas simplement l'éclairage naturel qui est exploité, que ce soit en laboratoire ou sur le terrain (Meselhe *et al.*, 2004).

Une mesure LS-PIV se déroule en quatre étapes :

1. enregistrement d'images de la rivière avec une visée inclinée ;
2. correction géométrique (orthorectification) des images et leur reconstruction sans effets de perspective (Fujita *et al.*, 1998b) ;
3. analyse PIV classique de deux images corrigées consécutives ;
4. correction des vecteurs erronés et vérification de la qualité des vecteurs.

Les étapes 2 et 3 peuvent être inversées en fonction des cas. Pour le calcul des vitesses de surface (étape 3), un algorithme PIV développé par Fincham et Spedding (1997) pour des applications à grande échelle spatiale avec des images à basse résolution est utilisé. Cet algorithme évalue le degré de corrélation entre la fenêtre d'interrogation centrée sur le point a_{ij} dans la première image (image A) et la fenêtre d'interrogation centrée sur le point b_{ij} dans la seconde image (image B) enregistrée avec un intervalle de temps de δt secondes (Fig. 2.17). Le coefficient de corrélation $R(a_{ij}, b_{ij})$ est une


 FIG. 2.17 – Principe de la PIV, modifié d'après Le Coz *et al.* (2006b)

mesure de la similitude des niveaux de gris d'un groupe de pixels contenu dans les deux fenêtres, et se calcule selon :

$$R_{ab} = \frac{\sum_{\substack{1 \leq i \leq M_i \\ 1 \leq j \leq M_j}} (A_{ij} - \overline{A_{ij}}) (B_{ij} - \overline{B_{ij}})}{\left[\sum_{\substack{1 \leq i \leq M_i \\ 1 \leq j \leq M_j}} (A_{ij} - \overline{A_{ij}})^2 \sum_{\substack{1 \leq i \leq M_i \\ 1 \leq j \leq M_j}} (B_{ij} - \overline{B_{ij}})^2 \right]^{1/2}} \quad (2.7)$$

avec M_i et M_j les tailles des fenêtres d'interrogation (en pixels), A_{ij} et B_{ij} les distributions des niveaux de gris dans les deux fenêtres. Les coefficients de corrélation ne sont calculés que pour des points b_{ij} situés dans une zone de recherche prédéfinie.

L'approche PIV considère que le plus probable déplacement du fluide depuis le point a_{ij} pendant la période δt est celui qui correspond au coefficient de corrélation maximal. Le vecteur vitesse correspondant est établi en divisant ce déplacement par δt . Le processus est conduit itérativement pour l'ensemble de l'image. Dans les cas d'application de cette thèse, aucune forme spécifique de la zone de recherche n'a pu être imposée en raison de champs de vitesse ne présentant pas de direction privilégiée (recirculations).

Limites et applications

L'analyse des erreurs et l'évaluation des incertitudes associées à l'application de la technique LS-PIV tant au laboratoire que sur des cas de terrain font actuellement l'objet de travaux de recherche, notamment au LTHE (Grenoble) et à l'université d'Iowa IIHR (Hauet, 2003). En particulier, les principales sources d'incertitude associées au champ 2D des vitesses instantanées de surface obtenu par LS-PIV ont été étudiées sur une station-pilote sur la rivière Iowa (Hauet, 2006). Elles dépendent :

- de l'état de la surface de la rivière : illumination, ensemencement (Jodeau *et al.*, 2007a), vent. . .
- des conditions d'enregistrement : résolution des images, mouvements parasites de la caméra. . .
- de l'analyse statistique des déplacements des traceurs : paramètres de l'analyse en corrélation, bruit de fond. . .
- de la correction géométrique des déplacements (déformation de l'image, incertitudes sur les coordonnées des points de référence).

Chaque cas d'application présente donc son propre niveau d'incertitude, qui doit être estimé en fonction des conditions de mise en œuvre de la technique. L'état des connaissances sur les incertitudes LS-PIV est mis à jour et regroupé au sein d'un simulateur numérique visant à reproduire les différentes composantes de la mesure LS-PIV, en y introduisant les sources d'erreur connues (Hauet, 2006). Ce simulateur comprend ainsi un bloc rivière (modélisation de l'écoulement et de l'apparence de la surface), un bloc caméra (simulant la prise de vue), et un bloc LS-PIV (reproduisant l'analyse d'image et le calcul du débit total). Ce simulateur est donc un outil qui permettra l'estimation quantitative des incertitudes sur tout nouveau cas d'application in-situ. En l'état actuel des connaissances et des outils disponibles, cette tâche dépasse toutefois le cadre de ce travail de thèse. Pour les applications à Port-Galland et à Bratislava, on se contentera donc de valeurs réalistes d'incertitude sur les vitesses instantanées et moyennes, évaluées à partir d'une expertise pragmatique adaptée à chaque cas.

Lorsque la densité de traceurs dans l'image est faible, ou bien lorsque l'algorithme est trompé par un reflet, une ombre ou encore un obstacle mobile, il arrive que des vecteurs aberrants soient calculés entre deux images successives. Des algorithmes de correction classiques ont été développés pour des écoulements à direction privilégiée, dans le chenal principal d'une rivière par exemple (Fujita *et al.*, 1998a). Cependant, en raison de la complexité des écoulements rencontrés ici (recirculations), ils ne peuvent être employés pour les cas d'étude de cette thèse. Par conséquent, une procédure de correction spécifique (Fig. 2.18) a été implémentée par A. Hauet (Le Coz *et al.*, 2006b) : sur chaque champ de vitesse instantané calculé, un premier filtre est appliqué pour éliminer les vecteurs parasites présentant une composante u ou v supérieure à un seuil défini. Le champ moyen est ensuite calculé à partir des champs instantanés filtrés. Chaque champ instantané est ensuite comparé au champ

moyen, et si l'écart entre un vecteur instantané et la moyenne correspondante est supérieur à un seuil, ce vecteur instantané est écarté. Alors, un nouveau champ moyen est calculé et une nouvelle comparaison peut être effectuée. A l'issue de ce processus, le champ moyen finalement obtenu est utilisé pour comparaison avec les mesures aDcp et les résultats de la simulation numérique 2D.

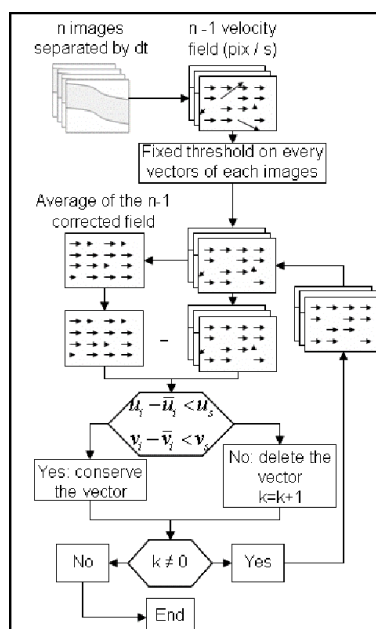


FIG. 2.18 – Algorithme de correction des vecteurs LS-PIV, d'après Le Coz *et al.* (2006b)

La technique LS-PIV est en effet complémentaire des mesures acoustiques (aDcp, UVP) puisqu'elle permet d'embrasser d'un coup le champ de vitesse instantanée sur toute une zone de la surface libre, et donc donne accès au patron moyen et à la dynamique temporelle de l'écoulement de surface. C'est une information qui peut être très utile pour le calage de modèles hydrauliques 2D (Le Coz *et al.*, 2006b), pour évaluer les contraintes de cisaillement pour le transport solide (Jodeau *et al.*, 2007b), ou encore pour la caractérisation des habitats aquatiques (Bérubé *et al.*, 2004). En retour, les profils verticaux de vitesse obtenus par les techniques acoustiques permettent d'évaluer la représentativité des mesures vidéo en surface en fonction de la structure de l'écoulement. Cette information est en particulier capitale lorsque l'on veut calculer un débit total, ou encore les contraintes de cisaillement au fond, à partir des mesures de surface.

La LS-PIV étant une technique non-intrusive, elle offre de nouvelles perspectives pour la mesure des écoulements en rivière et la débitmétrie en conditions de terrain empêchant la mise en œuvre des méthodes intrusives conventionnelles. Dans le cadre de l'Observatoire Hydro-Météorologique Cévennes-Vivarais (OHM-CV), un projet associant LTHE, Cemagref-HHLY et gestionnaires de

réseau hydrométrique opérationnel débute ainsi pour l'application de la débitmétrie LS-PIV à des stations ardéchoises. Pendant les crues cévenoles en effet, les hauts débits ne peuvent souvent pas être jaugés du fait de fortes vitesses (vitesses de 6 m/s et plus typiquement), et du passage de nombreux corps flottants. En 2006, des tests ont été pratiqués avec succès lors de la chasse annuelle des barrages EDF de l'Arc-en-Maurienne (Jodeau *et al.*, 2007a), avec injection de traceurs constitués de chips d'emballage biodégradables (amidon de maïs) pour améliorer la mesure. La technique LS-PIV est également très intéressante pour les expériences en laboratoire (Ettema *et al.*, 1997; Weitbrecht *et al.*, 2002; Muste *et al.*, 2004a; Meselhe *et al.*, 2004).

Mise en œuvre à Port-Galland

La mise en œuvre de la méthode pour l'étude du cas de terrain de Port-Galland est décrite ci-dessous. Les champs de vitesse moyens et instantanés ainsi obtenus en surface de l'écoulement sont présentés et exploités au Chapitre 3. Les conditions de déploiement en laboratoire et l'analyse des images des expérimentations de Bratislava font l'objet du § 4.2.1. Dans les deux cas, la caméra utilisée est un camescope numérique grand-public (CANON MV 750i).

Trois campagnes LS-PIV ont été menées, dont les caractéristiques sont détaillées au § 3.1.2. Mis à part un essai d'injection de feuilles mortes (collectées avec l'aide du service de nettoyage du Grand-Lyon) lors de la campagne LS-PIV2, la surface de l'écoulement n'a pas étéensemencée, les traceurs naturels utilisés étant des débris végétaux et des formes de turbulences advectés en surface. Pour chaque campagne, des séquences vidéo de quelques minutes ont été sélectionnées et échantillonnées à raison d'une image par seconde. Chaque paire d'images fournit un champ de vitesse instantané, la moyenne sur l'ensemble de la séquence fournissant un champ moyen.

Malgré le surplomb offert par un ancien remblai (§ 3.1.1), la configuration du site et la taille de la surface d'écoulement explorée ont imposé un angle de site très faible (environ 10°), ce qui entraîne une importante déformation des images enregistrées. Afin de conserver un maximum d'information fiable, l'analyse PIV a donc été pratiquée sur les images brutes, avant correction géométrique. Pour convertir les vitesses images ainsi obtenues en pixels/s dans un système de coordonnées cartésiennes dans le plan horizontal, une méthode de transformation géométrique implicite a été utilisée. Une méthode explicite se serait appuyée sur l'ensemble des paramètres de position, de rotation et d'optique de la caméra pour calculer les positions réelles des motifs photographiés. Ici, la transformation géométrique implicite s'appuie sur des points de repère (GRP pour « Ground Reference Points ») fixes dans l'image, de position réelle et image connues et d'altitude unique, selon l'expression suivante :



FIG. 2.19 – Implantation des GRP en trois étapes à Port-Galland, pendant la crue du 8 avril 2005

$$X = \frac{a_1 i + a_2 j + a_3}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad Y = \frac{a_4 i + a_5 j + a_6}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad (2.8)$$

avec $[i, j]$ les coordonnées du point considéré dans le système de coordonnées image (en pixels), $[X, Y]$ les coordonnées du même point dans le système de coordonnées du terrain (en mètres), et a_i les paramètres de la transformation projective (Fujita *et al.*, 1998b).

L'élimination de la coordonnée Z suppose que la surface de l'écoulement est horizontale et que les points de contrôle GRP sont choisis tous à la même altitude. Ainsi, 4 GRP sont mathématiquement suffisants pour obtenir les 8 inconnues a_i du système 2.8. Néanmoins, un jeu d'au moins 6 GRP et l'emploi d'une méthode aux moindres carrés est recommandée pour atteindre une précision acceptable (Fujita et Komura, 1992). Pour chaque campagne à Port-Galland, 10 GRP ont été disposés dans le champ de l'image, aussi régulièrement que possible, soit 4 en rive gauche (champ proche) et 6 en rive droite (champ lointain) de la lône (Fig. 2.19). Les mires utilisées sont des carrés de 30 cm \times 30 cm en plastique blanc à motifs concentriques noirs. Leur installation à altitude constante s'est faite pour chaque campagne à l'aide d'un niveau optique Wild NA 20 (incertitudes annoncées : 2 mm/km en altitude, 10 cm en planimétrie), mais la manœuvre reste techniquement délicate et longue en conditions de crue. Pour des raisons pratiques, toutes les mires n'ont pas été installées simultanément, mais positionnées et enregistrées sur plusieurs prises de vue, en veillant à ne pas modifier l'angle de vue de la caméra pendant toute la campagne. Les coordonnées réelles des GRP (centres des mires) sont levées précisément par tachéomètre (station totale Leica TC305, incertitude-type de l'ordre de 2-3 cm sur les 3 coordonnées).

2.3.2 Limnimétrie par vidéo (LIMPIX)

Principe de la mesure

Les possibilités de mesure d'un niveau d'eau par analyse d'images numériques ont été envisagées et développées depuis plusieurs années. Des systèmes hydrométriques combinant limnimétrie

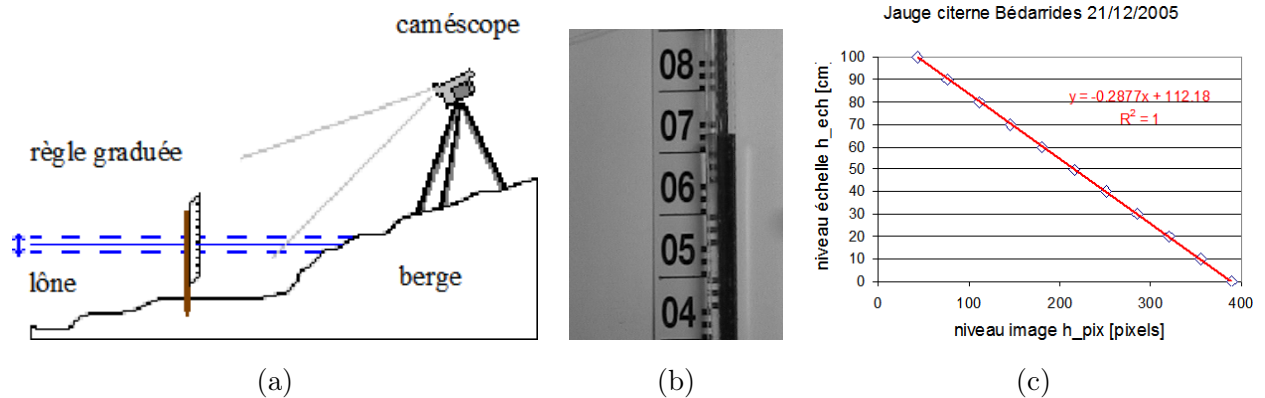


FIG. 2.20 – Principe de la mesure de limnimétrie par vidéo
 (a) schéma de mise en œuvre à Port-Galland (Védie, 2005)
 (b) détection de l'interface eau-air (Moulin, 2005)
 (c) exemple de droite d'étalonnage ($h = -a \times h_{pix} + b$)

et vélocimétrie sont en phase d'application opérationnelle, notamment en France avec la solution HYMAGE (Fourquet, 2005) et en Corée du Sud (Kim, 2007). Le principe consiste simplement à enregistrer une vidéo de la surface libre au niveau d'une échelle graduée verticale fixe et semi-immersée (Fig. 2.20-a). Un traitement automatique de chaque image tirée du film (Fig. 2.20-b) permet de repérer le niveau d'eau dans l'image, i.e. les coordonnées en pixels de l'intersection de la surface libre avec l'échelle, ou avec une mire monochrome attenante.

La hauteur d'eau « image » en pixels h_{pix} est ensuite convertie en hauteur métrique à l'échelle h . La déformation due à l'objectif et les erreurs de parallaxe étant négligeables la plupart du temps, la relation entre les deux grandeurs est usuellement linéaire (Fig. 2.20-c). Elle peut être établie simplement de manière implicite, à partir de quelques couples (h_{pix}, h_{rep}) obtenus par lecture visuelle de niveaux repères h_{rep} , soit sur l'image correspondante, soit sur l'échelle directement. Cette dernière méthode entraîne certainement moins d'incertitude sur le niveau lu, mais bien plus sur le temps de la lecture, et donc sur l'image correspondante à considérer. La première méthode d'étalonnage est donc préférable en cas de variations rapides du niveau d'eau, la seconde étant plus sûre en cas de niveaux stabilisés. La droite d'étalonnage doit être établie pour chaque changement de position et/ou d'orientation de la caméra par rapport à l'échelle graduée.

Dans le cadre de cette thèse, une routine informatique très simple a été écrite dans le but d'obtenir un suivi à haute résolution temporelle et spatiale de niveaux d'eau fluctuants. Au cours du stage de Védie (2005), le problème s'est posé d'essayer de détecter d'éventuelles oscillations de la surface libre dans l'embouchure aval de la lône de Port-Galland (cf. § 3.3.2). Les limnimètres habituellement utilisés sur le terrain (capteurs piézorésistifs, capteurs bulle à bulle) ne permettent pas

d'atteindre simultanément les résolutions de 1 mm et 1 s typiquement requises pour l'observation de ce phénomène.

Traitement des images

Le traitement des images, reposant sur des principes très simples, se fait en plusieurs étapes. La première étape consiste à extraire, à cadence fixée, des images de la vidéo réalisée. Le logiciel *RAD video tools* a été utilisé pour réaliser cette tâche automatiquement avec, dans le cas de Port-Galland, une cadence d'une image toutes les secondes, soit 1 image sur 25. Il est ainsi possible d'atteindre une cadence de 25 mesures par seconde, ou plutôt 12 en considérant l'entrelacement. L'incertitude sur l'intervalle de temps séparant deux images consécutives est très faible. Plusieurs tests ont été menés en échantillonnant un enregistrement vidéo d'un chronomètre sur quelques minutes. Aucun décalage sur le centième de seconde n'a pu être établi, et ce avec plusieurs chronomètres différents. La meilleure façon de raccorder les mesures au temps de l'expérimentation est de filmer le chronomètre en début d'enregistrement par exemple.

L'étape suivante consiste à convertir la série d'images en couleur ainsi obtenue en images à niveaux de gris, par exemple à l'aide du logiciel libre XnView. En effet, dans un souci de simplicité, le traitement d'image a été développé pour analyser un seul scalaire par pixel (ici l'intensité de gris), et non les trois composantes RVB (Rouge-Vert-Bleu). Toutefois, le code est facilement généralisable pour traiter des applications pour lesquelles les couleurs permettent d'améliorer la détection du niveau d'eau.

La routine LIMPIX est écrite pour le logiciel libre de calcul scientifique SCILAB muni de la boîte à outils SIVP. Elle permet d'effectuer automatiquement les tâches suivantes :

- ouverture successive de chaque fichier image en niveaux de gris ;
- à partir du haut ou du bas de l'image, exploration d'une colonne de pixels sur la mire monochrome et détection d'une transition marquant le passage de l'air à l'eau. En fonction des cas, un critère adapté est défini de manière que la détection soit fiable (évaluation sur quelques images-tests). Par défaut, la simple détection du dépassement d'un seuil d'intensité de gris donne de bons résultats ; selon la couleur de l'eau et les conditions d'éclairage, la détection peut être plus fiable sur une mire noire, ou sur une mire blanche (cf. Fig. 2.21). Dans le cas du banc d'essai pour capteur limnimétrique mis en place à HHLY (Belaid, 2006), une bande adhésive noire placée derrière le tube transparent est grossie par réfraction en présence d'eau, ce qui ménage un saut de niveau de gris très net au niveau de l'interface eau/air (Fig. 2.20-b) ;
- facultativement, élimination de détections aberrantes ;
- conversion linéaire $h_{pix} \rightarrow h$ à partir des coefficients de la droite d'étalonnage préalablement saisis ;

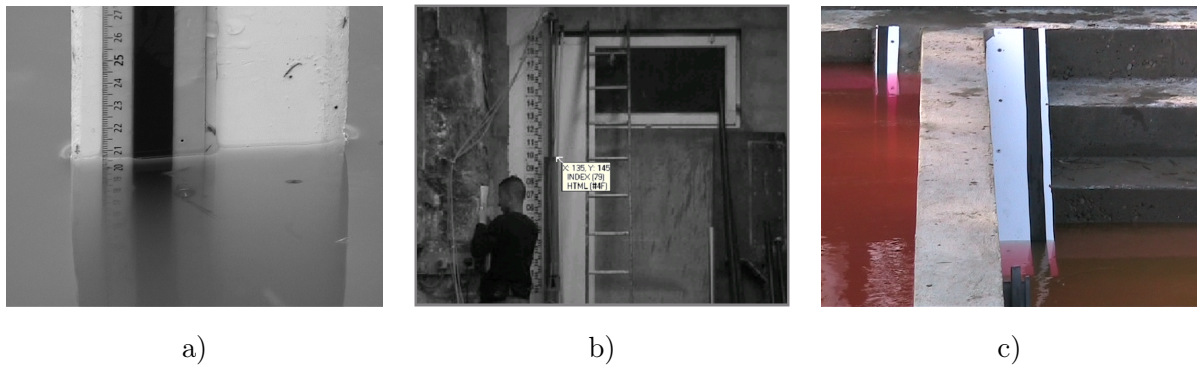


FIG. 2.21 – Exemples d’images traitées par LIMPIX

a) lône de Port-Galland; b) banc d’essai HHLV; c) bassins autoroutiers ASF

- une fois toutes les images traitées, écriture des résultats et affichage graphique du limnigramme.

En général, des corrections manuelles – ou au moins une élimination – des valeurs aberrantes restent nécessaires. Ces valeurs aberrantes sont dues à une mise en défaut de la détection de l’interface eau/air par des perturbations de l’image momentanées (passage d’obstacles, changement de luminosité, effet de sillage, etc.) ou parfois plus durables (débris végétaux ou mousse fixés sur l’échelle graduée par exemple). Un avantage majeur de la technique est de fournir une image de contrôle pour chaque mesure, ce qui permet d’interpréter la cause de l’erreur, voire de compléter la mesure par lecture directe.

Evaluation des incertitudes

L’incertitude $U(h)$ associée aux hauteurs d’eau mesurées à l’aide de la technique image peut être évaluée comme la combinaison des trois composantes suivantes :

- $u_{rep}(h)$: incertitude sur les niveaux repères (h_{rep}) utilisés pour construire la droite d’étalonnage ;
- $u_{lin}(h)$: incertitude associée aux écarts à la linéarité de la relation (h_{pix}, h) ;
- $u_{lect}(h)$: impact, sur la lecture de la droite, de l’incertitude $u(h_{pix})$ associée à la détection automatique du niveau image h_{pix} .

La combinaison de ces trois composantes est réalisée selon les méthodes décrites dans la norme NF ENV 13005 « Guide pour l’expression de l’incertitude de mesure » (août 1999), en appliquant la loi de propagation des incertitudes et en considérant un facteur d’élargissement $k=2$ (niveau de confiance 95%) :

$$U(h) = 2 \sqrt{u_{rep}(h)^2 + u_{lin}(h)^2 + u_{lect}(h)^2} \quad (2.9)$$

Il faut alors quantifier les incertitudes-types (incertitudes exprimées sous la forme d'un écart-type, notées u) associées à chacune de ces composantes.

Comme indiqué plus haut, $u_{rep}(h)$ dépend de la méthode employée pour lire les niveaux de contrôle. Dans le cas de Port-Galland, la lecture ne peut se faire que dans l'image en raison des fluctuations de niveaux. On utilise la même image pour mesurer h_{pix} et h_{rep} . $u_{rep}(h)$ est alors composée d'incertitudes liées à l'échelle graduée (graduations, verticalité/déformation) et à la lecture image (résolution des graduations, correspondance entre l'échelle et la colonne pixels de la détection automatique).

L'échelle graduée utilisée à Port-Galland est un simple double-décimètre transparent. La colonne de pixels analysée par LIMPIX et les graduations de la règle utilisées étant à proximité immédiate, l'incertitude associée à la correspondance entre les deux est négligée ici, mais pour d'autres dispositifs elle peut être à considérer, surtout lorsque des effets d'optique peuvent fausser la correspondance entre les deux échelles.

La comparaison du double-décimètre à un mètre-ruban de classe II (3 m, tolérance 0,9 mm) ne permet pas de déceler de décalage des graduations sur 15 cm (ordre de grandeur de la pleine échelle $P.E.$ à Port-Galland). Il aurait été préférable d'utiliser directement un support de graduations classifié, mais une approximation acceptable consiste à retenir une incertitude-type $u_{grad} = 0,45/\sqrt{3} \approx 0,26$ mm sur les graduations utilisées (loi rectangle associée à la tolérance).

Comme la position de chaque graduation dans l'image est identifiable sur un ou deux pixels, l'écart maximal de lecture à l'échelle vaut 1 pixel. En considérant une loi de distribution rectangulaire et le coefficient de sensibilité $a = P.E./N_{pix}$, pente de la droite d'étalonnage, il vient une composante d'incertitude de $a/\sqrt{3} = 1/(\sqrt{3}N_{pix}) P.E.$, avec N_{pix} le nombre de pixels de la colonne image correspondant à la pleine échelle.

Mais il faut en outre considérer l'incertitude sur la verticalité de la règle graduée, positionnée précisément au niveau à bulles. Si l'écart maximal à la verticale est noté α_v , il entraîne une erreur systématique maximale ϵ_α P.E. sur les niveaux avec $\epsilon_\alpha = 1/\cos(\alpha_v) - 1$. La composante d'incertitude associée à la flexion ou déformation du support de la règle est supposée négligeable ou contenue dans l'incertitude de verticalité. En considérant à nouveau une loi de distribution rectangulaire et en propageant les deux composantes d'incertitude, il vient :

$$u_{rep}^2(h) = u_{grad}^2 + [1/(3N_{pix}^2) + \epsilon_\alpha^2/3] (P.E.)^2 \quad (2.10)$$

Comme le nombre de points de contrôle est souvent inférieur à 10, l'incertitude $u_{lin}(h)$ résultant du calage de la droite d'étalonnage est estimée à partir de la valeur maximale des résidus M_{res} [m],

associée à une loi de distribution rectangulaire :

$$u_{lin}(h) = M_{res}/\sqrt{3} \quad (2.11)$$

Pour un nombre de points de contrôle supérieur à 10, $u_{lin}(h)$ peut être estimée par l'écart-type expérimental des résidus. Dans tous les cas traités jusqu'ici, l'approximation linéaire est excellente et M_{res} n'excède pas 0,5% $P.E.$

L'impact, sur la lecture de la droite d'étalonnage, de $u(h_{pix})$ dépend du coefficient de sensibilité $a = P.E./N_{pix}$, pente de la droite :

$$u_{lect}(h) = a u(h_{pix}) = u(h_{pix})/N_{pix} P.E. \quad (2.12)$$

En pratique, a dépend à la fois de la pleine échelle $P.E.$ filmée (fenêtre de zoom cadrée) et de la résolution de l'image. Le format DV standard offre 576 pixels verticaux. En filmant sur le côté, il serait possible de disposer de 720 pixels verticaux, mais ceci s'avère techniquement délicat à cause du trépied utilisé pour fixer le camescope.

L'incertitude associée à h_{pix} est composée des incertitudes-types suivantes, évaluées pour le cas de Port-Galland :

- incertitude associée à la netteté de l'interface eau/air dans l'image (ombre, reflets, mousse...), estimée à $2 \text{ pix}/\sqrt{3}$ à partir de l'écart maximal usuel et de la loi de distribution rectangulaire ;
- incertitude associée aux mouvements parasites de la caméra, estimée de la même façon à $2 \text{ pix}/\sqrt{3}$;
- incertitude associée à la résolution de l'image, estimée de la même façon à $0,5 \text{ pix}/\sqrt{3}$;
- incertitude associée à la répétabilité : négligée devant les autres incertitudes, du fait de l'automatisation de la lecture numérique.

En combinant ces sources d'incertitude indépendantes, il vient $u(h_{pix}) \approx 1,66 \text{ pix}$.

Toujours dans le cas de la lône de Port-Galland, $P.E. = 15 \text{ cm}$ typiquement, d'où un coefficient de sensibilité a proche de $0,26 \text{ mm/pix}$ ($N_{pix}=576$). Le fournisseur du niveau à bulles de maçon utilisé indique une « précision » de $0,5 \text{ mm/m}$, soit un écart à la verticalité de $0,03^\circ$. En considérant les conditions d'installation in-situ, ainsi que les éventuelles déformations de la règle liées à sa fixation sur le piquet, il reste prudent de retenir une valeur de 2° pour α_v , d'où une erreur systématique maximale de $+0,06\% P.E.$ environ sur les niveaux. Finalement, l'application numérique donne pour

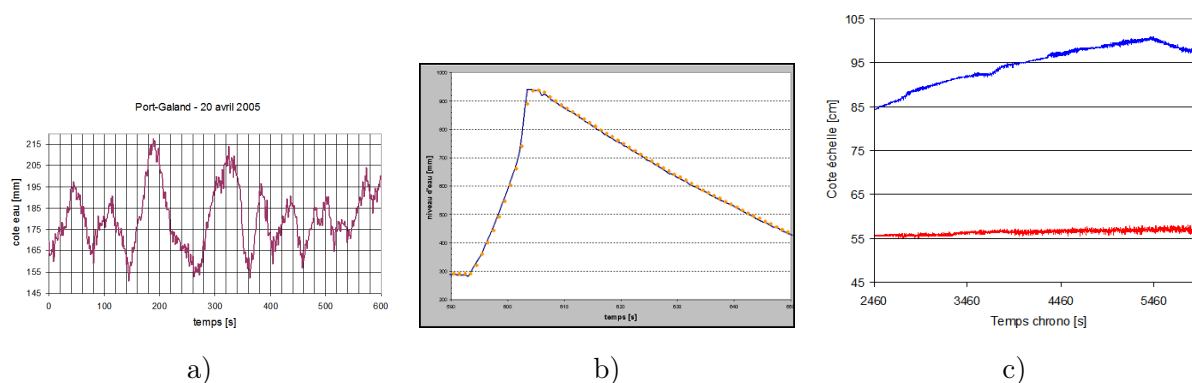


FIG. 2.22 – Exemples de limnigrammes obtenus par LIMPIX :

a) oscillations à Port-Galland; b) test d'une sonde DIVER sur banc d'essai HHLy; c) bassins autoroutiers ASF amont/aval

ce cas :

$$u_{rep}(h) \approx 0,20\% P.E. \quad (2.13)$$

$$u_{lin}(h) \approx 0,29\% P.E. \quad (2.14)$$

$$u_{lect}(h) \approx 0,29\% P.E. \quad (2.15)$$

$$U(h) \approx 0,91\% P.E. \quad (2.16)$$

Ainsi, dans les conditions de déploiement de Port-Galland, pour une pleine échelle de 150 mm, l'incertitude élargie est estimée à environ 1,4 mm ($k=2$, niveau de confiance de 95%). Rappelons que l'incertitude évaluée sera inférieure à 0,91% *P.E.* pour des *P.E.* supérieures à 150 mm, car u_{grad} est indépendant de *P.E.*

Applications et limites

La limnimétrie par analyse d'images vidéo (Fig. 2.22) est particulièrement intéressante pour le suivi continu de variations de niveau d'eau, lorsque les variations sont trop rapides pour être observées par un opérateur, lorsque l'on désire une mesure de contrôle, sur banc d'essai limnimétrique notamment (Belaid, 2006; Moulin, 2005) ou encore lorsque la résolution temporelle ou spatiale des limnimètres classiques est insuffisante. Un des principaux avantages de la méthode est en effet qu'à travers l'ajustement du zoom, il est possible d'optimiser la pleine échelle et donc de minimiser les incertitudes pour tout nouveau cas d'application.

Même s'il est parfois possible de mesurer plusieurs niveaux simultanément au sein d'une même image, comme dans le cas des expérimentations (Jean-Baptiste Faure, UR HHLy) menées en 2005 sur les bassins autoroutiers ASF de Bédarrides (Fig. 2.21-c et 2.22-c), la technique apparaît limitée pour la mesure simultanée de niveaux d'eau sur un réseau de points, puisqu'il faut alors multiplier les

caméras. En outre, le camescope numérique utilisé est certes un appareil grand public peu coûteux, mais il reste fragile face aux conditions du terrain et notamment sensible à la poussière et aux projections d'eau. La durée de mesure sans interruption est limitée par la taille des mini-cassettes usuelles, soit 60 ou 80 minutes en général. Le développement de limnimètres capacitifs ou à contact (Nilomètres) de terrain permettra peut-être de combler ces lacunes.

En résumé, les avantages et inconvénients de la technique de limnimétrie vidéo employée dans cette thèse sont les suivants :

– **Avantages :**

- instrumentation peu onéreuse ;
- technique compatible terrain / laboratoire ;
- haute résolution temporelle et adaptation de la résolution spatiale à la pleine échelle ;
- image de contrôle associée à chaque mesure.

– **Inconvénients :**

- un camescope requis par point de mesure ;
- fragilité de l'appareil (eau, poussière, chocs, etc.) ;
- contraintes à respecter pour la prise d'images (cadrage, lumière, etc.) ;
- nécessité d'une mire ou échelle graduée intrusive (effet de sillage en présence d'écoulement) ;
- loi d'étalonnage à établir pour chaque angle de vue ;
- manipulation de fichiers images volumineux ;
- automatisation du système actuellement plus complexe que pour des chaînes de mesure « classiques » de type capteur piézo-électrique + enregistreur.

3

Etude de l'embouchure aval de la lône de Port-Galland (Ain)

Les méthodes expérimentales détaillées au chapitre précédent ainsi qu'un modèle hydrodynamique bidimensionnel (RUBAR20) permettent une analyse des processus hydrodynamiques observés à l'embouchure aval de la lône de Port-Galland pour différents débits de l'Ain inférieurs au débit de connexion amont. D'un point de vue théorique, une analogie peut être faite avec les écoulements en cavité latérale simple, dont on trouve plusieurs études dans la littérature. En particulier, il apparaît une structure d'écoulement tridimensionnelle à plusieurs recirculations planes, ainsi que des fluctuations quasi-périodiques des vitesses instantanées et de la surface libre. La capacité du modèle hydrodynamique à reproduire ces processus hydrodynamiques, ainsi que leur impact sur les échanges de sédiment sont discutés.

3.1 Campagnes d'observation et outil numérique

3.1.1 Site expérimental

Sur son cours inférieur, l'Ain se présente comme une rivière à galets coulant dans une large vallée alluviale. Sa pente longitudinale varie de 0,12% à 0,18% et son module est proche de 120 m³/s (Piégay *et al.*, 2000a). Pendant la première moitié du vingtième siècle, un style fluvial à méandres libres s'est substitué au style en tresses. L'évolution s'est ensuite poursuivie sous l'influence de plusieurs barrages édifiés en amont. Si de nombreux bras morts enrichissent aujourd'hui la biodiversité de la basse vallée de l'Ain, la dynamique fluviale, toujours active mais régulée par les aménagements, semble moins susceptible de régénérer ou de créer de tels milieux. Plus de détails sur le contexte fluvial de la basse vallée de l'Ain sont donnés au § 6.1.1.

La lône de Port-Galland est un ancien méandre de l'Ain recoupé artificiellement en 1964 de manière à protéger le pont nouvellement reconstruit visible sur la Fig. 3.1. Comme on peut aussi le remarquer sur cette photographie aérienne récente, le nouveau chenal de la rivière s'est depuis

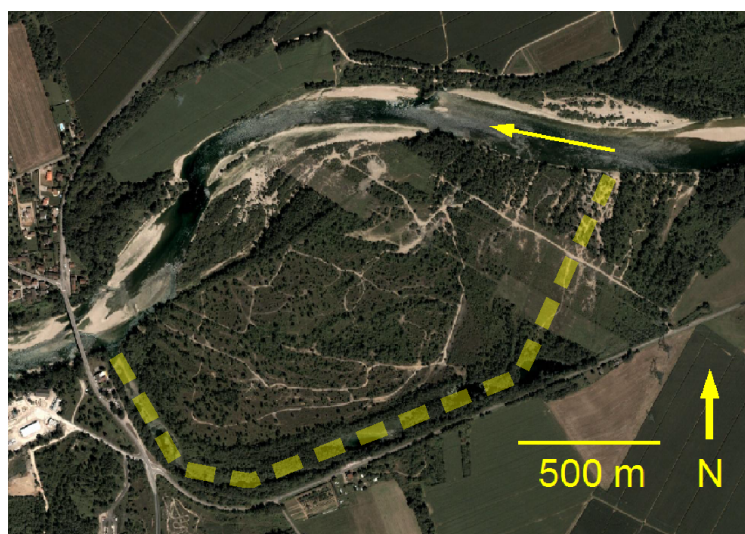


FIG. 3.1 – Site expérimental de Port-Galland

Vue satellite récente de l'Ain et de son ancien chenal (Google Earth)

significativement incurvé dans la direction opposée à celle de l'ancien méandre. Ce site expérimental a été choisi parce que son embouchure aval présente plusieurs avantages pour l'investigation in-situ des processus hydrodynamiques : la lône est très fréquemment connectée à la rivière, et le site facilement accessible avec des véhicules et du matériel, peu végétalisé... et proche d'un très bon restaurant à prix raisonnables (en rive droite).

La berge aval est constituée du remblai de l'ancienne route, qui fournit un point de vue surélevé de 8 à 9 mètres (Fig. 3.2-a), d'où l'on peut facilement enregistrer des vidéos notamment. Ce remblai, inérodable et quasi-perpendiculaire à l'écoulement principal de l'Ain, produit une géométrie relativement simple pour le bord aval (rive gauche) de l'embouchure. Enfin, le site héberge la station hydrométrique « Port-Galland » de la CNR, dont le capteur limnimétrique est fixé dans le prolongement du remblai. Une courbe de tarage fiable est maintenue expérimentalement par la CNR à l'aide de jaugeages réguliers.

La morphologie actuelle de l'embouchure n'est pas seulement héritée de l'ancien lit de la rivière. Comme on peut le voir sur la Fig. 3.2-b, un dépôt de galets et graviers occupe le centre de la moitié aval de la cavité. Ce « banc central aval » présente une face abrupte du côté de l'écoulement principal, et une face en pente plus douce qui s'étend vers l'intérieur de l'embouchure. Un chenal plus profond sépare le dépôt du bord aval de la cavité (remblai indéformable). Le coin amont de l'embouchure a lui, largement reculé du fait de l'érosion de la berge, provoquant un évasement plus profond de la cavité (« mouille amont »). Au fond de la cavité, on remarque une petite aspérité sur le remblai (petit épi saillant), en face d'un deuxième banc, plus étendu et formé de sable, qui vient

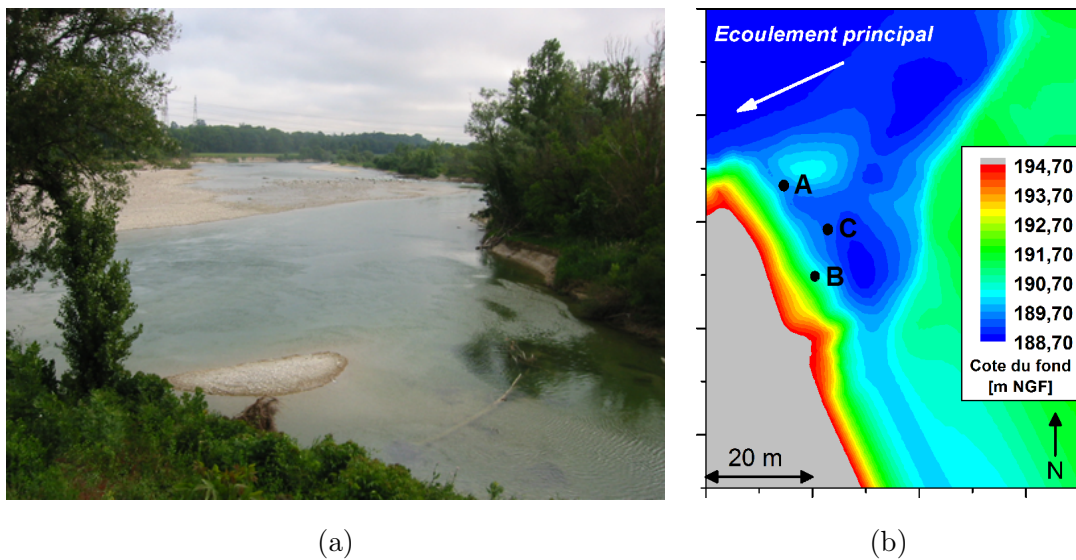


FIG. 3.2 – Morphologie de la cavité de Port-Galland

(a) vue de l'embouchure depuis le remblai (l'Ain vient du fond de la photo); (b) géométrie de la cavité issue du modèle numérique (§ 3.2.4) et emplacements (A, B, C) des enregistrements fixes de niveau et de vitesse (§ 3.3.2)

fermer la cavité à proprement parler. Au-delà de cette limite commence un premier plan d'eau à fond vaseux.

La connexion amont de la lône de Port-Galland ne survient que pour des débits supérieurs à $1000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ environ, ce qui correspond approximativement à une période de retour de 2,5 ans (Roche Campo, 2002). En revanche, hors étiage sévère, la connexion aval est permanente (environ 300 jours par an), le bras mort n'étant quasiment pas perché par rapport au chenal principal. Le taux de sédimentation moyen a été évalué à $1,4 \text{ cm} \cdot \text{an}^{-1}$ dans les plans d'eau et $0,5 \text{ cm} \cdot \text{an}^{-1}$ au niveau de l'embouchure aval lors de l'étude géomorphologique menée par Rollet *et al.* (2005). D'un point de vue écologique, la lône de Port-Galland est considérée comme un écosystème plutôt en bonne santé. Sur le tronçon proche, le lit de la rivière a subi une incision moyenne estimée à 0,8 cm entre 1986 et 1999, autant dire qu'il est en équilibre sédimentaire.

3.1.2 Campagnes de mesure et conditions hydrodynamiques

Les campagnes de mesure sur le site de Port-Galland se sont déroulées en 2005-2006 (Fig. 3.3). Il s'agit principalement d'observations hydrodynamiques pendant les crues d'hiver et de printemps (de janvier à avril), avec en particulier 10 campagnes de transects aDcp (méthode présentée au § 2.2.1) et 3 campagnes d'enregistrement vidéo pour analyse LS-PIV (méthode présentée au § 2.3.1). De manière moins systématique, des séries temporelles de vitesse ont été acquises en position fixe, par courantomètre électromagnétique ou par profileur Doppler aDcp; quatre enregistrements de niveau par vidéo, au bord aval de la cavité, ont été analysés par la méthode LIMPIX (cf. § 2.3.2), pour des

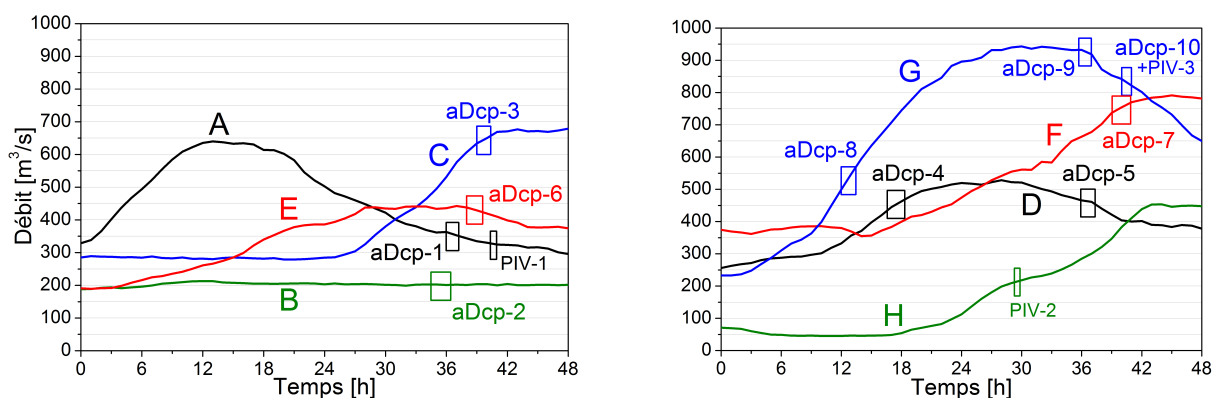


FIG. 3.3 – Conditions hydrodynamiques pendant les campagnes d’observation 2005-2006

Débits moyens horaires de l’Ain enregistrés à la station hydrométrique « Port-Galland » (CNR)

Les événements hydrologiques sont identifiés par une lettre de A à H (cf. texte)

séquences allant de 10 min à plus d’une heure. Enfin, trois campagnes de topographie par station totale Leica TC305 ont été menées les 13/01/2005 (topo 1), 07/06/2005 (topo 2) et 06/09/2006 (topo 3). Au cours des deuxième et troisième campagnes topographiques, l’épaisseur des dépôts de sédiments fins (sables et limons) a été sondée à l’aide d’une tige métallique enfoncée jusqu’au toit de galets sous-jacent.

Bien que la rivière d’Ain soit régulée en amont par une succession de réservoirs EDF, les conditions de débit n’ont naturellement pas été contrôlées spécifiquement pour ces observations hydrodynamiques. Chaque campagne a en général été décidée au pied levé, à partir des prévisions météorologiques et des enregistrements de débits disponibles sur internet (stations DIREN-RA « Pont-d’Ain » et « Chazey » et station CNR « Port-Galland »)¹.

Dix campagnes de transects aDcp ont ainsi pu être menées à bien pendant différents événements hydrologiques (A à G) en 2005 et 2006. Chaque campagne aDcp s’est inscrite dans un créneau de 1 à 2 heures (Tab. 3.1). Quasiment toute la gamme de débits de connexion aval a été investiguée, depuis $200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ jusqu’à des débits proches de la connexion amont. La vitesse moyenne débitante U a été estimée par le rapport $Q/S(h)$ avec $Q [\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$ le débit et $S [\text{m}^2]$ la section mouillée calculée à partir de la bathymétrie de la section de jaugeage. Comme attendu, l’écoulement principal (i.e. dans la rivière) est fluvial (nombre de Froude Fr proche de 0,4) et fortement turbulent (nombre de Reynolds Re proche de 5×10^6).

¹Un grand merci à tous les techniciens, stagiaires et opérateurs occasionnels qui, par leur très grande réactivité, ont permis le succès de ces opérations « coup-de-poing ».

campagne	date	heure	débit Q [m ³ /s]	niveau [m NGF]	U [m/s]	Fr [-]	Re [-]
aDcp-1	14/02/2005	12h00-13h00	360	191,79	1,66	0,39	$3,1 \times 10^6$
aDcp-2	04/03/2005	10h30-12h30	200	191,23	1,24	0,28	$2,5 \times 10^6$
aDcp-3	25/04/2005	15h00-16h30	650	192,57	2,03	0,44	$4,5 \times 10^6$
aDcp-4	09/03/2006	16h30-18h30	450	192,07	1,79	0,42	$3,3 \times 10^6$
aDcp-5	10/03/2006	12h00-13h30	460	192,08	1,79	0,42	$3,3 \times 10^6$
aDcp-6	29/03/2006	13h45-15h30	430	192,01	1,78	0,42	$3,2 \times 10^6$
aDcp-7	31/03/2006	15h15-17h00	750	192,83	2,09	0,43	$5,1 \times 10^6$
aDcp-8	10/04/2006	12h00-13h30	540	192,29	1,92	0,44	$3,8 \times 10^6$
aDcp-9	11/04/2006	11h45-13h00	925	193,22	2,22	0,43	$6,1 \times 10^6$
aDcp-10	11/04/2006	16h00-17h00	830	193,01	2,15	0,43	$5,5 \times 10^6$

TAB. 3.1 – Conditions hydrodynamiques pendant les campagnes aDcp

Un résumé des caractéristiques des différents événements hydrologiques est présenté Tab. 3.2. L'événement hydrologique B est mis à part car il s'agit en fait d'un non-événement, avec des conditions de bas débit stationnaires sur 48 h. Les autres événements correspondent à des crues d'un ou deux jours environ. Pour chaque crue, on peut distinguer assez nettement trois phases : une montée de crue, un plateau (débit plus ou moins constant), et une descente de crue. Les 10 campagnes aDcp réalisées en 2005-2006 peuvent ainsi être classées sur la base des conditions de débit observées à la station hydrométrique « Port-Galland » pendant et dans les heures précédant la campagne (cf. Fig. 3.3) :

régime stationnaire : aDcp-2 est la seule campagne effectuée pour des conditions hydrauliques durablement stationnaires. aDcp-6 et aDcp-9 ont été réalisées en fin de plateau (10 h à chaque fois) des crues E et G respectivement ;

montée de crue : aDcp-3/4/7/8 ont été accomplies au milieu et à la fin de la montée de crue des événements C/D/F/G respectivement ;

descente de crue : aDcp-1/5/10 ont été réalisées pendant les descentes de crue des événements A/D/G respectivement.

Afin de quantifier le degré d'instationnarité de chaque montée ou descente de crue, le paramètre d'instationnarité α proposé par Nezu *et al.* (1997) a été calculé à partir des données expérimentales :

événement	phase	Q_p [m^3/s]	T_d [h]	$h_p - h_b$ [m]	U_c [m/s]	α [-]
A	descente	640	26	-0,84	1,81	$-5,0 \times 10^{-6}$
C	montée	680	17	1,07	1,77	$9,9 \times 10^{-6}$
D	montée	520	15	0,63	1,71	$6,8 \times 10^{-6}$
D	descente	520	12	-0,36	1,83	$-4,6 \times 10^{-6}$
E	montée	440	25	0,85	1,52	$6,2 \times 10^{-6}$
F	montée	790	31	1,12	1,88	$5,3 \times 10^{-6}$
G	montée	940	24	1,84	1,82	$11,7 \times 10^{-6}$
G	descente	940	19	-0,98	2,05	$-7,0 \times 10^{-6}$

TAB. 3.2 – Caractéristiques des événements hydrologiques ayant fait l’objet de campagnes aDcp ; Q_p est le débit de pointe et $U_c = (U_p + U_b)/2$ (voir le texte pour les autres définitions)

$$\alpha = \frac{h_p - h_b}{T_d} \left(\frac{U_b + U_p}{2} \right)^{-1} \quad (3.1)$$

où T_d [s] désigne la durée de la montée/descente de crue, l’indice p fait référence au pic de crue, l’indice b à l’écoulement de base, h [m] est le tirant d’eau et U [$m \cdot s^{-1}$] la vitesse moyenne dans le chenal principal.

Lors des essais en régime instationnaire menés en laboratoire par Nezu *et al.* (1997), le paramètre d’instationnarité α atteignait des valeurs de l’ordre de 10^{-3} . Les valeurs obtenues pour les événements hydrologiques considérés ici sont très inférieures en valeur absolue (de 5×10^{-6} à 10^{-5}). Comme souvent pour les crues naturelles, considérer un régime quasi-permanent constituera une approximation raisonnable.

3.1.3 Etablissement et calage du modèle (RUBAR20)

RUBAR20 résout les équations bidimensionnelles de Barré de Saint-Venant en régime instationnaire (équations 3.2, 3.3, 3.4 ci-dessous) sur un maillage irrégulier conforme composé de quadrilatères et de triangles. Chaque fois que cela est possible, un maillage en quadrilatères alignés sur la direction principale de l’écoulement est privilégié, afin de limiter les inévitables erreurs et dissymétries introduites par le partage des débits aux arêtes.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2 + gh^2/2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_f}{\partial x} - \frac{gu\sqrt{u^2 + v^2}}{K^2 h^{1/3}} + \nu_{ef} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(hv^2 + gh^2/2)}{\partial y} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} = -gh \frac{\partial z_f}{\partial y} - \frac{gv\sqrt{u^2 + v^2}}{K^2 h^{1/3}} + \nu_{ef} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right] \quad (3.4)$$

avec h [m] le tirant d'eau, u et v [m.s⁻¹] les composantes de la vitesse selon les axes x et y , z_f [m] la cote du fond, K [m^{1/3}.s⁻¹] le coefficient de résistance à l'écoulement de Strickler ($K = 1/n$, où n est le coefficient de Manning), g [m.s⁻²] l'accélération de la gravité, ν_{ef} [m².s⁻¹] la viscosité cinématique efficace².

La résolution numérique est effectuée à l'aide d'une méthode aux volumes finis fondée sur un schéma de Van Leer d'ordre 1 ou 2 (Paquier, 1995). RUBAR20 est développé par le *Cemagref* en vue de simuler tous types d'écoulements à surface libre, en particulier les inondations causées par les crues naturelles ou les ruptures de barrages.

L'établissement, le calage et l'exploitation des modèles RUBAR20 présentés dans cette thèse se sont appuyés sur le logiciel de pré- et post-traitement FUDAA-PREPRO, développé par le *Cetmef* pour les codes hydrodynamiques 2D TELEMAC, REFLUX et RUBAR20³. Les calculs ont été effectués sur la ferme de calcul du *Cemagref* à Clermont-Ferrand, sur bi-processeur Intel EMT64 3,2 GHz (2 Go RAM).

La géométrie de calcul (Fig. 3.4-a) a été construite à partir de différents jeux de données topographiques. A l'aide du logiciel SECMA (HHLV *Cemagref*), la géométrie du chenal principal a été interpolée selon des lignes directrices morphologiques, à partir des sections en travers levées en mars 2004 tous les 500 m (cf. § 6.2.1). De la même manière, la géométrie du bras mort est issue de sections en travers levées tous les 50 m en 2002 par HHLV, en supposant les changements morphologiques intervenus entre temps mineurs à l'échelle du bras.

La taille du tronçon de rivière à simuler devait être réduit au minimum acceptable de manière à maîtriser autant que possible les temps de calcul. Ce tronçon a cependant été choisi suffisamment long pour obtenir un champ de vitesse bien organisé à l'abord de l'embouchure du bras mort. Le site d'intérêt se situant entre deux seuils naturels inclus dans le domaine modélisé, l'influence des erreurs potentielles sur les conditions limites amont et aval est jugée limitée.

Les deux géométries de chenaux obtenues ont dû être maillées et fondues en un seul domaine de calcul, opération fastidieuse et délicate réalisée par Fabien Védie (2005). Lors de ce stage, le

²La version actuelle de RUBAR20 permet de définir deux valeurs distinctes de ν_{ef} selon O_x et O_y .

³Les développeurs en charge du projet, Frédéric Deniger et Nicolas Clavreul, se sont montrés très réceptifs et réactifs aux demandes d'évolution qui ont émergé au cours des travaux de modélisation.

choix d'un maillage très raffiné (pas d'espace moyen de 1 m) et homogène sur tout le domaine avait conduit à un grand nombre de mailles (près de 75 000) et donc à des temps de calcul impraticables. Par la suite, le pas d'espace moyen a été ramené à 5 m et le nombre de mailles à 27 300 environ, la durée des calculs étant alors équivalente à la durée de l'écoulement simulé. La définition géométrique de l'embouchure, ainsi que du chenal principal à proximité (détails du banc, des restes de l'ancien pont, des berges, etc.), a été affinée au maximum, à partir de la campagne topographique de janvier 2005 et de la photographie aérienne de la Fig. 3.1. Les piles du nouveau pont ont été modélisées simplement à partir des plans de conception de l'ouvrage, comme des ouvrages imperméables.

La distribution spatiale des coefficients de frottement est présentée Fig. 3.4-b. Un coefficient de Strickler valant $30 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (soit un coefficient de Manning $n=0,033 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$) a été arbitrairement choisi pour l'ensemble des mailles de calcul correspondant au lit mineur de la rivière (zones recouvertes de galets). Les zones faiblement ou densément végétalisées, repérées sommairement à partir des photographies aériennes disponibles, correspondent à des coefficients de Strickler arbitraires de 18 et $10 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ respectivement. Comme les tests de sensibilité sur le coefficient de viscosité cinématique ν_{ef} n'ont pas permis d'obtenir de changements significatifs des hauteurs d'eau et du champ de vitesse dans la zone d'intérêt, ν_{ef} a été arbitrairement fixée à 0, seule la viscosité numérique liée à la discrétisation spatiale intervenant. Des calculs avec $\nu_{ef} = 0,1 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ont également été effectués, à titre de comparaison.

En condition limite amont, un débit total correspondant aux valeurs mesurées à la station « Port-Galland » est distribué sur les arêtes amont du lit mineur, de façon à conserver la pente de la ligne d'énergie constante sur l'ensemble de ces arêtes. Des lois de tarage inspirées de la courbe de tarage expérimentale $z(Q)$ de la CNR ont été imposées sur trois arêtes aval du lit mineur, les autres arêtes suivant un régime de sortie libre. Une adaptation mineure de ces lois a permis d'obtenir le calage en cote à la station présenté Fig. 3.5 pour des débits couvrant l'ensemble de la gamme des campagnes de mesure 2005-2006. Les valeurs de débit constant ont été imposées par paliers suffisamment longs pour permettre l'établissement d'un régime stabilisé à chaque fois. Ce calage est très bon à bas débit, et reste très satisfaisant à plus haut débit (écart maximal de 5 cm, soit environ 1 à 2% du rayon hydraulique).

A propos de ce type de calage, il est très important de signaler que les cotes d'eau produites par la CNR sont rapportées dans un système altimétrique plus ancien que celui utilisé aujourd'hui. La Fig. 3.6 indique les corrections à apporter aux cotes CNR dans la région de Lyon. La station « Port-Galland » se trouve à la frontière entre les zones +23 cm et +24 cm (dernière valeur retenue ici).

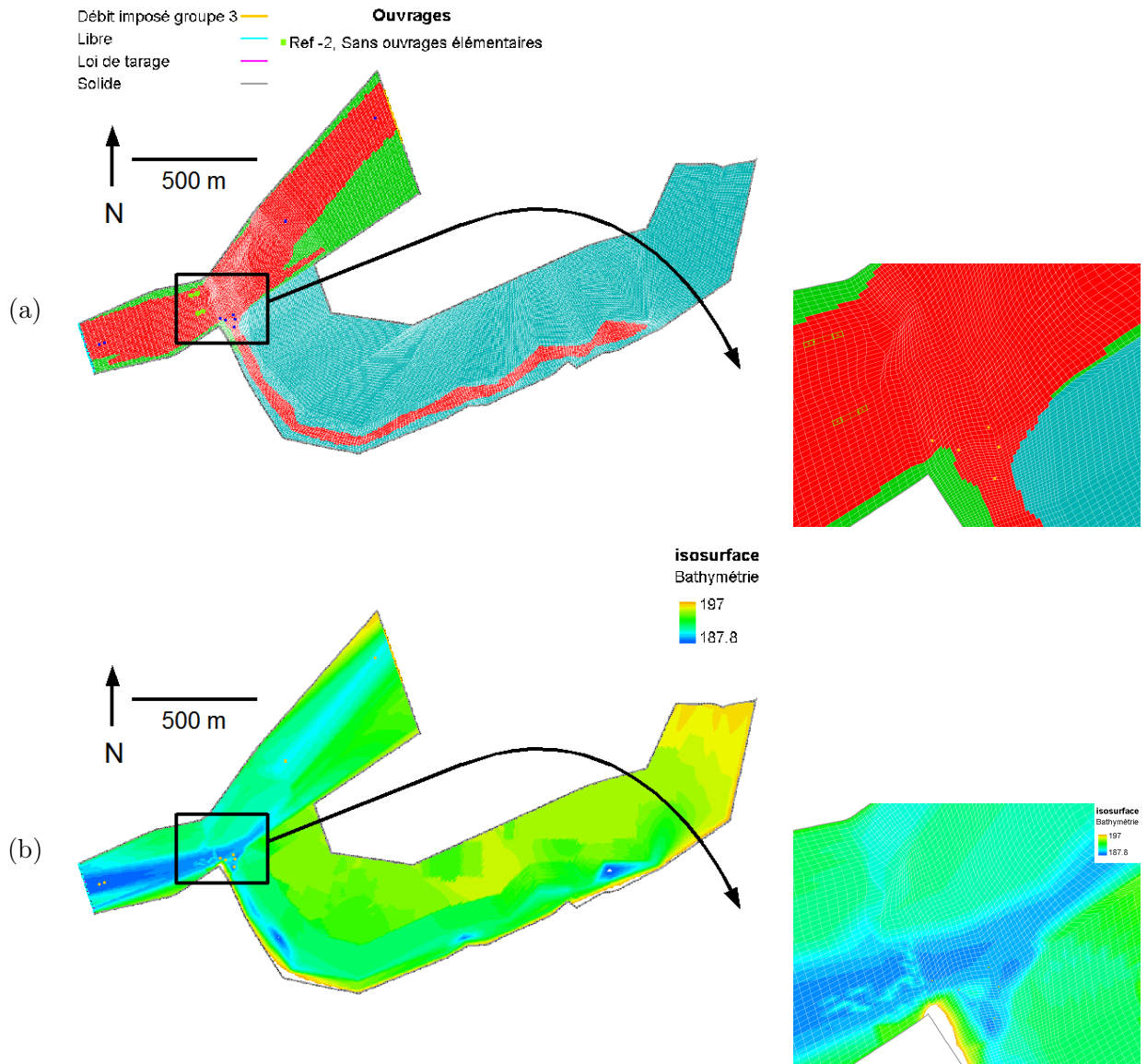


FIG. 3.4 – Géométrie de calcul du modèle bidimensionnel de Port-Galland (détail de la zone d'intérêt à droite)

(a) maillage, conditions aux arêtes amont et aval, et distribution des coefficients de Strickler : $K=30$ (rouge), $K=18$ (vert) et $K=10$ (bleu), en $m^{1/3} \cdot s^{-1}$

(b) bathymétrie

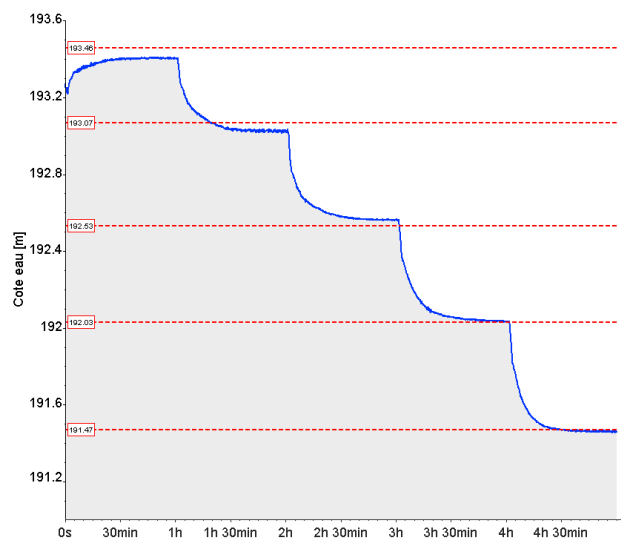


FIG. 3.5 – Cotes simulées au point de contrôle correspondant au capteur de la station CNR

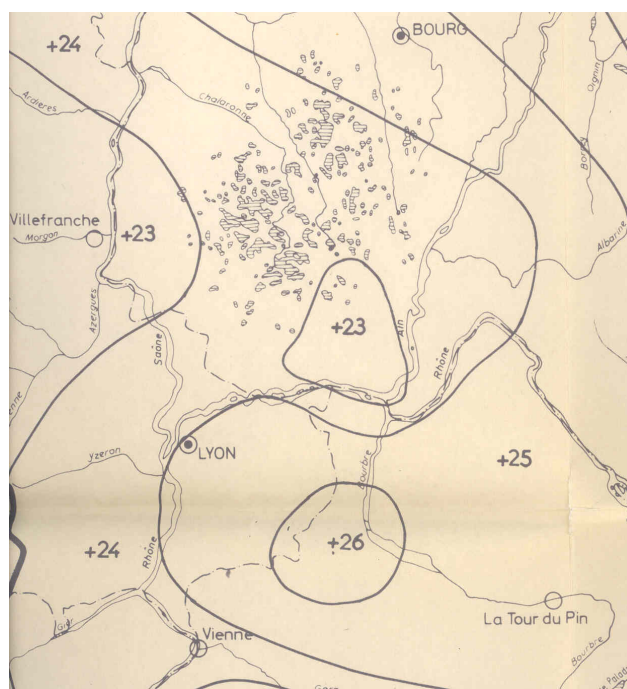


FIG. 3.6 – Extrait de la maquette de nivellement dressée au service Milieu Naturel de l'Agence de Bassin Rhône-Méditerranée-Corse (Echelle 1/500 000^e, 2^e semestre 1979)

Corrections (en centimètres) à apporter aux altitudes orthométriques pour obtenir les altitudes normales (système IGN1969)

3.2 Structure du champ de vitesse moyen

3.2.1 Interprétation des formes 2D planes observées par aDcp

L'interprétation des formes 2D planes observées à Port-Galland s'est appuyée sur les études de cavités latérales simples en canal expérimental rapportées dans la littérature. En effet, en l'absence de débit propre (entrant ou sortant) dans le bras mort de Port-Galland, une analogie conduite avec les études sur cavités latérales (cf. Le Coz *et al.*, 2007a et Annexe B) apparaît plus judicieuse qu'une analogie avec les nombreux travaux portant sur les confluences et diffuences.

De nombreux auteurs ont mené des études sur des maquettes constituées le plus souvent d'un canal rectiligne à surface libre doté d'une zone d'eau morte rectangulaire sur une de ses parois latérales (Langendoen *et al.*, 1994; Kimura et Hosoda, 1997; Muto *et al.*, 2000; Uijttewaal *et al.*, 2001; Nezu et Onitsuka, 2002; Nezu *et al.*, 2005; Muto *et al.*, 2002; Sukhodolov *et al.*, 2004; Brevis *et al.*, 2006). En général aucun décrochement n'est imposé, c'est-à-dire que le fond de la cavité est au même niveau que celui du chenal principal. Les dimensions de la cavité (Fig. 3.7) sont parfois modifiées au cours des expériences, notamment pour comprendre l'influence des paramètres géométriques de celle-ci sur les phénomènes hydrauliques.

Ce type d'expérimentations en laboratoire sur géométrie simplifiée vise en général à mieux comprendre et quantifier les échanges de matière (sédiments et solutés) entre l'écoulement principal d'un cours d'eau et différents types d'annexes hydrauliques, comme par exemple des ports latéraux sur des canaux (Langendoen *et al.*, 1994), des échancrures le long des berges ou des espaces inter-épis (Uijttewaal *et al.*, 2001; Nezu et Onitsuka, 2002; Sukhodolov *et al.*, 2004), ou encore des aménagements en cul-de-sac (André et Boillat, 2003). En effet, les enjeux se situent principalement au niveau du piégeage de sédiments par ces cavités, et de leur impact sur la propagation de solutés (polluants, oxygène dissous, etc.) le long du cours d'eau.

Les observations faites sur la structure spatiale des écoulements moyens sont globalement concordantes. L'écoulement au niveau de la cavité est marqué par une recirculation principale, parfois

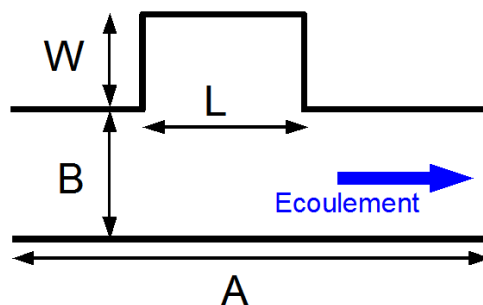


FIG. 3.7 – Cavité latérale et paramètres géométriques associés

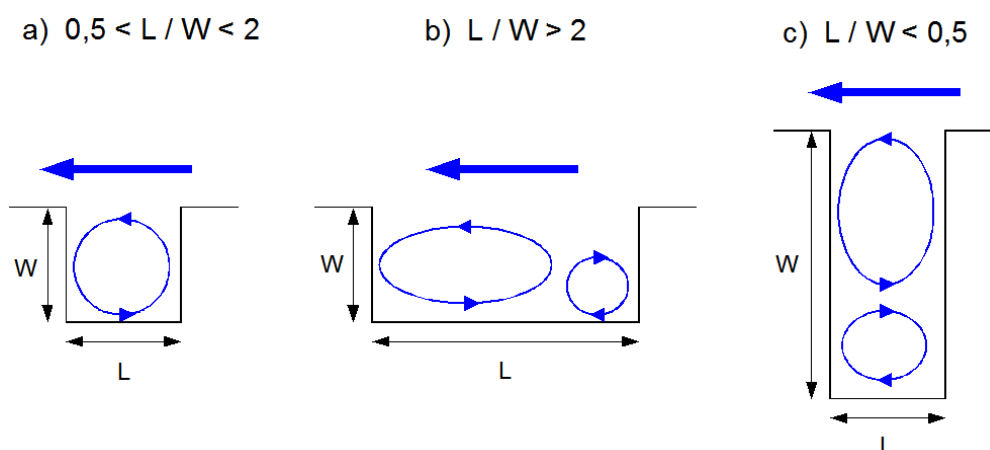


FIG. 3.8 – Formes d'écoulement moyen en cavité latérale (modifié d'après Sukhodolov *et al.* (2002))

accompagnée d'une ou plusieurs recirculations secondaires plus petites et moins persistantes. Tous les auteurs s'accordent à dire que les formes de recirculation et leur stabilité dépendent de la géométrie de la cavité. Pour un ratio longueur sur largeur L/W proche de 1, une recirculation unique et permanente se met en place, avec des vitesses moyennes en périphérie de l'ordre du quart de celles de l'écoulement principal. Au centre de la recirculation, les vitesses sont très faibles avoisinant des valeurs nulles. Pour un ratio L/W supérieur à 1 (proche de 2 ou 3 typiquement), la recirculation principale, beaucoup moins stable, occupe les trois quarts de la zone et une deuxième recirculation plus petite et contrarotative apparaît en amont de façon intermittente. La recirculation primaire semble se maintenir sur toute la hauteur d'eau, tandis que la secondaire s'estompe près du fond (Annexe B). Pour une cavité allongée dans l'autre sens, la situation transposée se produit.

Un schéma général des formes planes d'écoulement en cavité rectangulaire simple peut ainsi se résumer comme indiqué Fig. 3.8. Pour des cavités naturelles de rivières réelles, comme les espaces inter-épis (Sukhodolov *et al.*, 2002), il se peut que les écoulements observés s'éloignent sensiblement de ce schéma théorique, en particulier à cause de leur complexité topographique et/ou de conditions hydrodynamiques instationnaires. La géométrie de l'embouchure de la lône de Port-Galland peut être envisagée comme un cas hybride combinant les configurations allongées (b) et (c) de la Fig. 3.8.

Les champs de vitesse mesurés sur les transects des campagnes aDcp-1 à aDcp-10 ont été post-traités selon la technique détaillée au § 2.2.2. Sur les Fig. 3.9 et 3.10, les vitesses intégrées sur la verticale obtenues sont superposées à la même carte topographique (géométrie issue du modèle hydrodynamique). En raison des contraintes techniques de déploiement (§ 2.2.1) et en fonction de la répartition des écoulements, les transects de mesure ne sont pas situés sur les mêmes emplacements d'une campagne à l'autre. En particulier, des données de vitesse à proximité de l'écoulement principal ne sont pas toujours disponibles. Cependant, ce jeu de données offre une vision claire de la forme

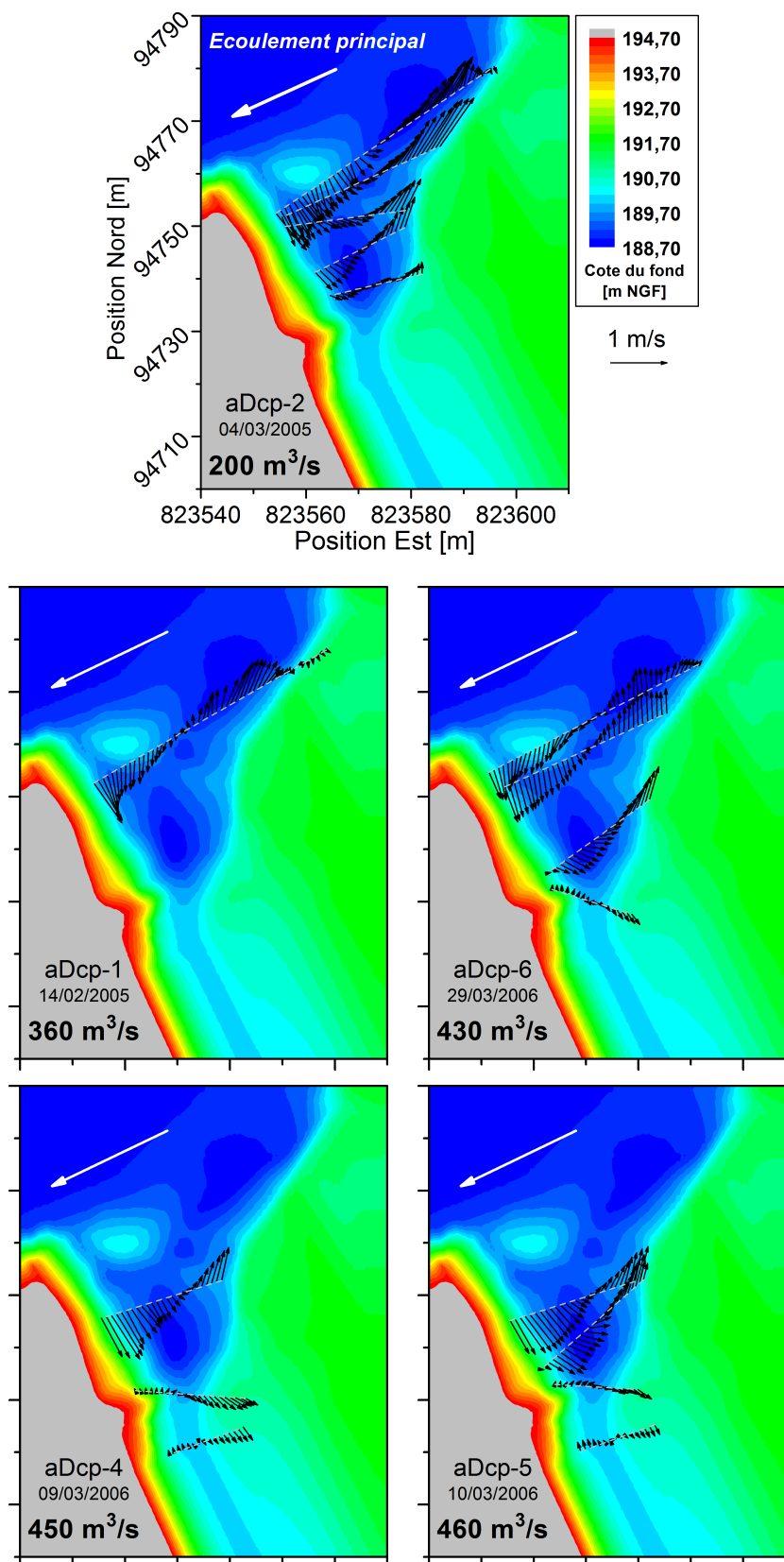


FIG. 3.9 – Formes des écoulements 2Dh moyens mesurés lors des campagnes aDcp (Régimes I et II)

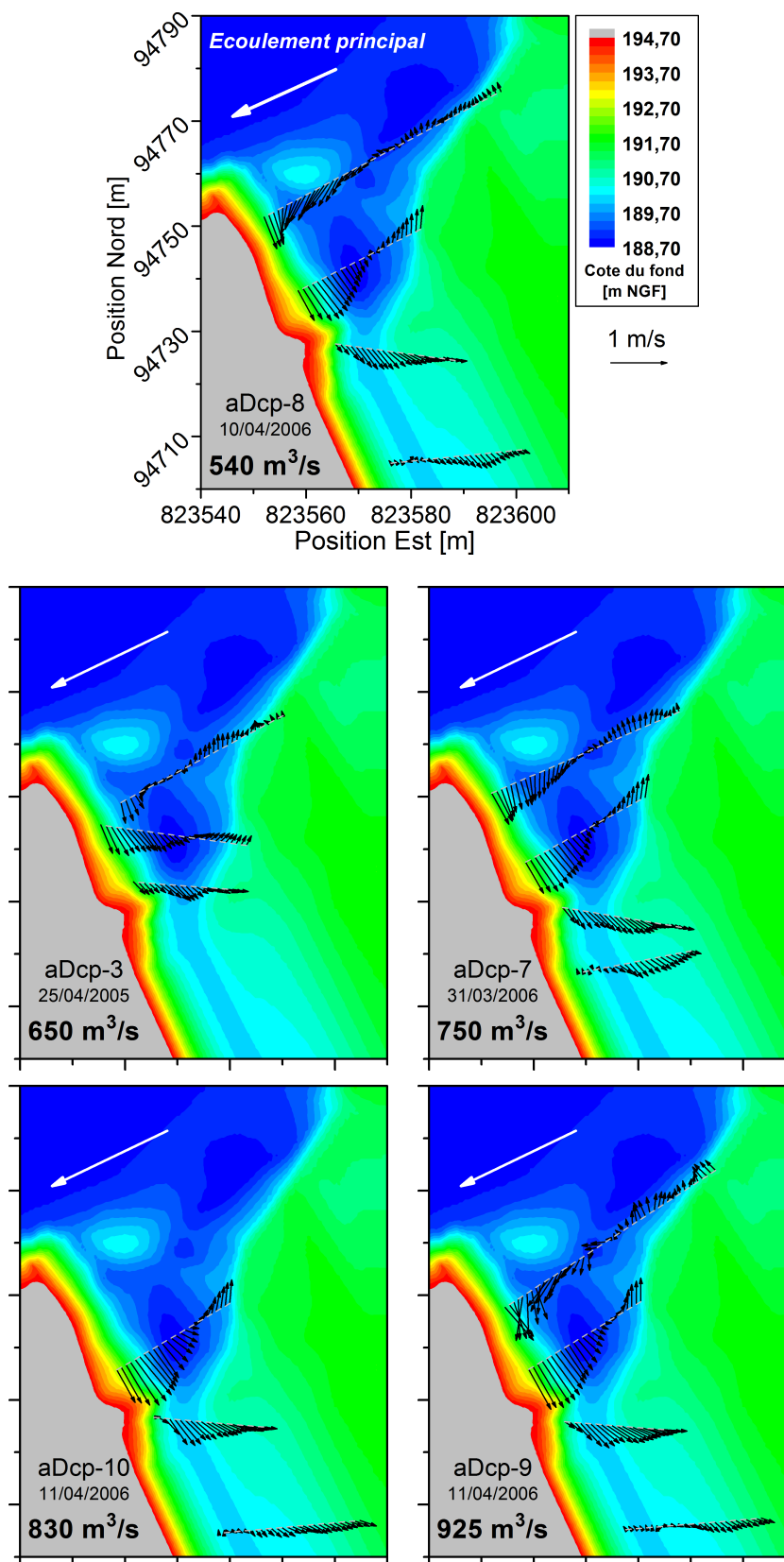


FIG. 3.10 – Formes des écoulements 2Dh moyens mesurés lors des campagnes aDcp (Régime III)

en plan des écoulements qui se développent à l'embouchure du bras mort, pour tous les débits de connexion aval de $200 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ à près de $1000 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$.

A partir de ces mesures, trois régimes – ou structures en plan – de l'écoulement se détachent nettement (Fig. 3.11). Contrairement à ce que l'on pouvait imaginer a priori, ces régimes ne semblent pas dépendre de la phase de crue en cours (montée / plateau / descente) mais uniquement de la gamme de débit :

Pour chacun des trois régimes, la forme d'écoulement principale est une grande recirculation principale contrainte par l'obstacle que constitue le remblai formant la berge gauche (coin aval) de l'embouchure. Pour faciliter la description de la structure 2D plane des écoulements, l'angle d'incidence α_i est défini comme l'angle des vitesses entrantes (au niveau du dépôt central) par rapport à la direction du remblai.

Régime I - bas débit ($Q < 300 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ environ), seulement représenté par la campagne aDcp-2 (régime stationnaire) ;

Régime II - débit intermédiaire ($300 < Q < 500 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ environ), représenté par les campagnes aDcp-1 (descente), aDcp-4 (montée), aDcp-5 (descente) et aDcp-6 (plateau) ;

Régime III - haut débit ($Q > 500 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ environ), représenté par les campagnes aDcp-3 (montée), aDcp-7 (montée), aDcp-8 (montée), aDcp-9 (plateau) et aDcp-10 (descente).

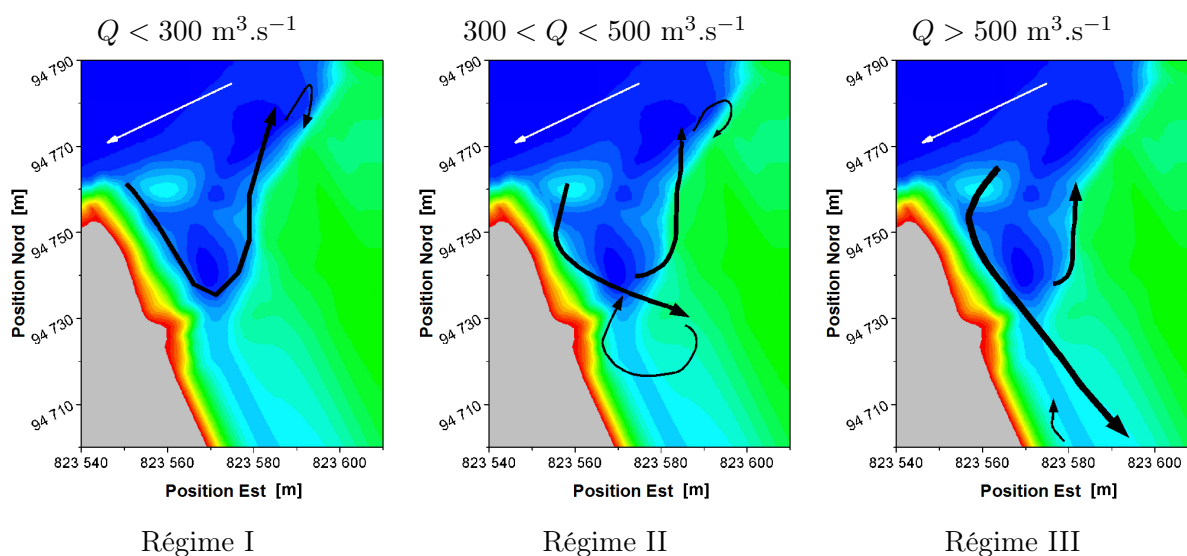


FIG. 3.11 – Régimes d'écoulement dans la cavité en fonction du débit dans la rivière

Le Régime I se caractérise par un patron d'écoulement à une seule recirculation, relativement équilibré : la direction et la norme des vitesses s'inversent en variant continûment le long de chaque transect. A bas débit, les écoulements sont confinés par les berges abruptes de la cavité

en rives droite et gauche. Par conséquent, la ligne correspondant aux points d'inflexion des vitesses de chaque transect suit la courbe du bord droit de la cavité. A gauche de cette ligne, les vitesses entrantes sont parallèles au remblai et $\alpha_i \approx 0^\circ$. Aucun échange d'eau vers le bras mort n'est visible; a fortiori il n'y a pas de recirculation secondaire non plus. En revanche, comme prédit Fig. 3.8-b, une recirculation secondaire se développe dans le coin amont de la cavité. Observable à l'œil nu in-situ à partir des écoulements de surface, elle occupe une région très limitée et tourne par intermittence. Elle apparaît donc plus nettement sur les données aDcp brutes que sur les champs de vitesse moyennés.

Le Régime II est plus complexe, parce que les intensités de vitesse sont plus fortes et une partie de l'écoulement entrant pénètre plus profondément vers le bras mort. Comme pour le Régime I, l'écoulement entrant correspond à la zone de dépôt aval et l'écoulement sortant à la mouille amont. Les données des campagnes aDcp-1 et aDcp-6 indiquent que l'incidence de l'écoulement entrant sur le remblai est plus violent (α_i est maintenant proche de 45°). Le niveau d'eau est supérieur au haut de berge droite et une partie de la rive droite est inondée. Le débit sortant par ces zones peu profondes et végétalisées est inaccessible à l'aDcp; ce qui explique le déséquilibre apparent entre vitesses entrantes et sortantes, ainsi que le déplacement de la ligne d'inflexion. La recirculation secondaire du coin amont reste décelable à travers quelques vecteurs désordonnés. Mais comme le courant entrant dépasse le banc de sable, une deuxième recirculation secondaire est activée, en accord avec le schéma théorique de la Fig. 3.8-c.

Le Régime III peut être vu comme une amplification du Régime II causée par l'intensification de l'écoulement principal et donc du transfert de quantité de mouvement vers la cavité. Le dépôt central aval est toujours balayé par le flux entrant, mais avec un angle d'incidence qui peut atteindre 60° environ (cf. aDcp-8). En raison de la violence des écoulements, les traversées aDcp à proximité immédiate de l'écoulement principal n'ont pas pu se faire; le dernier transect de la campagne aDcp-9 a ainsi dû être abandonné en urgence lors de la deuxième traversée, d'où un champ de vitesse incomplètement moyenné. Le flux entrant qui en résulte pénètre très profondément dans l'ancien chenal, le flux sortant se faisant sur une vaste zone inondée et peu profonde en rive droite, inexplorable par aDcp. Les écoulements sortants proches du coin amont apparaissent bien plus faibles et désorganisés qu'en Régime II; la deuxième recirculation ne se distingue plus clairement, ni dans les données aDcp, ni à l'œil. La troisième recirculation, en revanche toujours visible à travers de faibles vitesses, occupe une zone plus allongée, aplatie contre le bord gauche de l'ancien chenal, dans le sillage de l'aspérité du remblai.

3.2.2 Investigations complémentaires : simulations numériques et LS-PIV

La Fig. 3.12 présente des champs de vitesse moyens en surface obtenus par analyse d'images vidéo (LS-PIV), pour chacune des trois campagnes d'observation. La campagne PIV-1 a été menée peu de temps après la campagne aDcp-1, dont le seul transect exploitable est également tracé. L'écoulement principal à l'approche de la cavité a été capturé dans le champ lointain de la caméra, sur plusieurs dizaines de mètres au-delà de ce qui est présenté ici. Cette donnée hydrodynamique est d'autant plus intéressante que le déploiement de l'aDcp était impossible dans cette zone d'écoulement rapide. Toutefois, les incertitudes augmentant beaucoup dans le champ lointain, il a été préféré de recentrer l'image sur la cavité lors des deux campagnes suivantes.

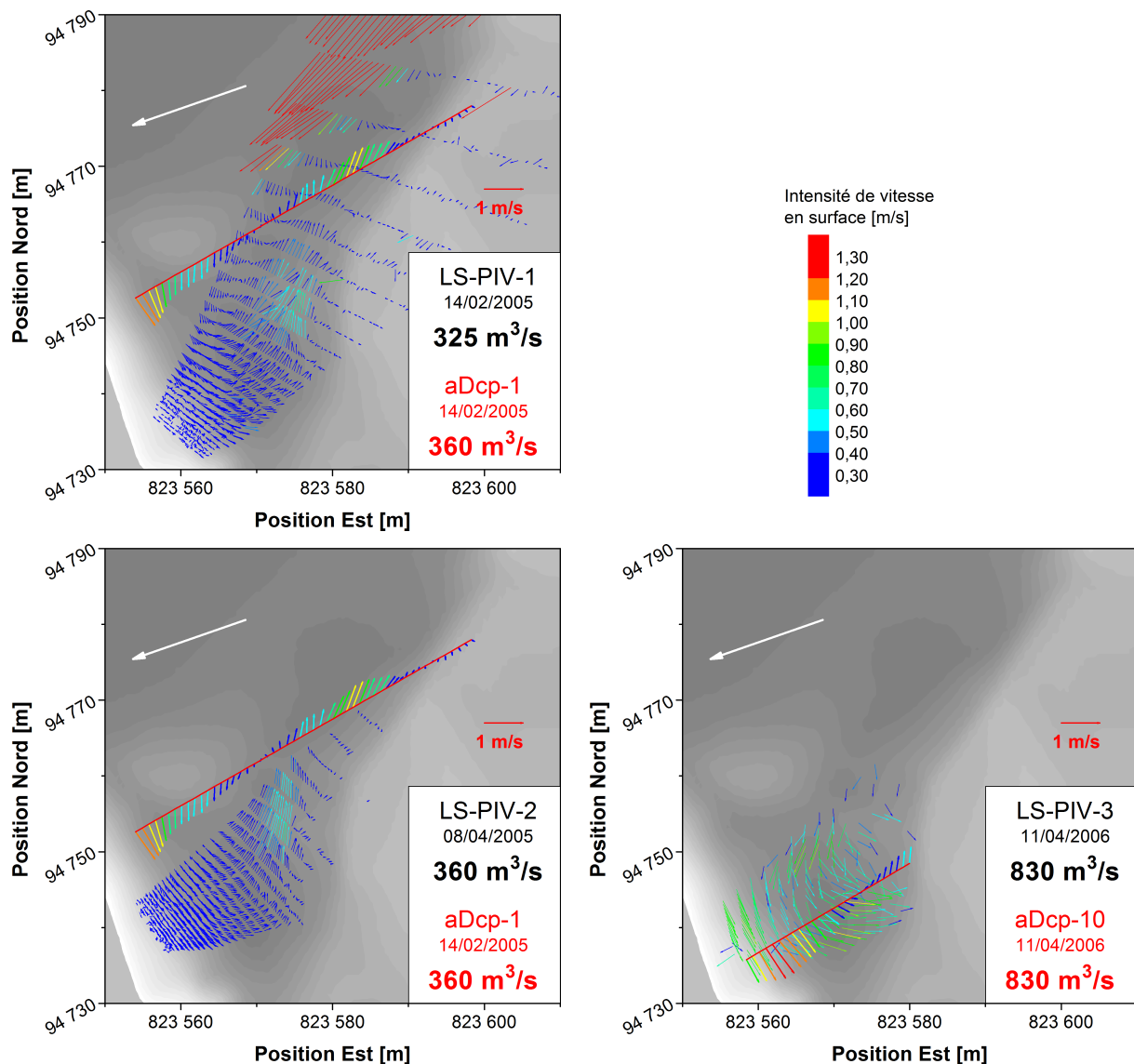


FIG. 3.12 – Vitesses moyennes en surface mesurées par vidéo (LS-PIV)

Les trois campagnes reproduisent un patron d'écoulement cohérent avec la recirculation principale observée par aDcp. Seule la campagne PIV-3 est rigoureusement simultanée avec un transect aDcp. Les directions des vitesses concordent à peu près, mais les vitesses LS-PIV apparaissent un peu plus faibles (d'au moins 30%) que les vitesses aDcp correspondantes. Cette différence d'intensité pourrait s'expliquer par des vitesses un peu plus élevées au fond qu'en surface, ou encore par une moyenne temporelle différente à cause d'effets instationnaires (processus décrits plus loin). En revanche, il est difficile d'expliquer les faibles vitesses obtenues lors des campagnes PIV-1 et PIV-2, même si les données aDcp n'ont pas été acquises simultanément. L'hypothèse la plus plausible est un meilleur ensemencement par les flottants naturels (effectivement plus nombreux lors du troisième enregistrement). Un des principaux intérêts de la technique LS-PIV pour le présent cas d'étude réside dans l'analyse de la dynamique temporelle de l'écoulement (§ 3.3.2).

Comme la LS-PIV, le modèle numérique apporte un point de vue plus étendu sur la structure plane de l'écoulement, les données de référence restant les champs de vitesse enregistrés par aDcp. Les résultats de simulations pour différents débits de la gamme d'intérêt sont présentés Fig. 3.13. La recirculation principale est correctement reproduite. Les intensités de vitesse apparaissent en revanche très sous-estimées, surtout en entrée de cavité. Pour $Q=200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (campagne aDcp-2), le Régime I est qualitativement reproduit, mais la quantité de mouvement exportée vers la recirculation est faible, malgré un angle d'incidence élevé. Cet effet est peut-être dû à une diffusion numérique trop forte, en raison d'un maillage trop lâche ($\nu_{ef} = 0$ ici). Pour la même raison vraisemblablement, la recirculation secondaire au coin amont n'est pas nettement décelable.

Pour les débits supérieurs, le passage à un autre type de régime d'écoulement est bien rendu, avec une pénétration de l'écoulement entrant au fond de la cavité, vers le plan d'eau du bras mort. Les vitesses du flux entrant augmentent progressivement avec Q , sans toutefois atteindre les intensités observées par aDcp. Le balayage oblique du dépôt central aval est correctement reproduit, de même que la recirculation secondaire derrière l'aspérité, contre le bord aval, sous la forme qu'elle présente en Régime III. Même pour $Q=330 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, on n'observe pas de réel retour d'eau au niveau de l'aspérité, comme mesuré en Régime II.

Le flux sortant occupe une large partie du lit moyen en rive droite de la lône, ce qui n'avait pas pu être mesuré par aDcp mais qui avait été observé visuellement. La forme des écoulements sortant de la cavité semble perturbée par des débordements de l'écoulement principal amont, de plus en plus marqués à mesure que le niveau monte. Ces entrées d'eau par l'amont n'ont fait l'objet ni de mesures ni d'observations sur le terrain. Il n'est pas possible de discuter leur vraisemblance mais il est possible qu'elles soient produites par une mauvaise représentation de la géométrie locale ou des pertes de charges à l'interface (végétalisée) des lits mineur et majeur.

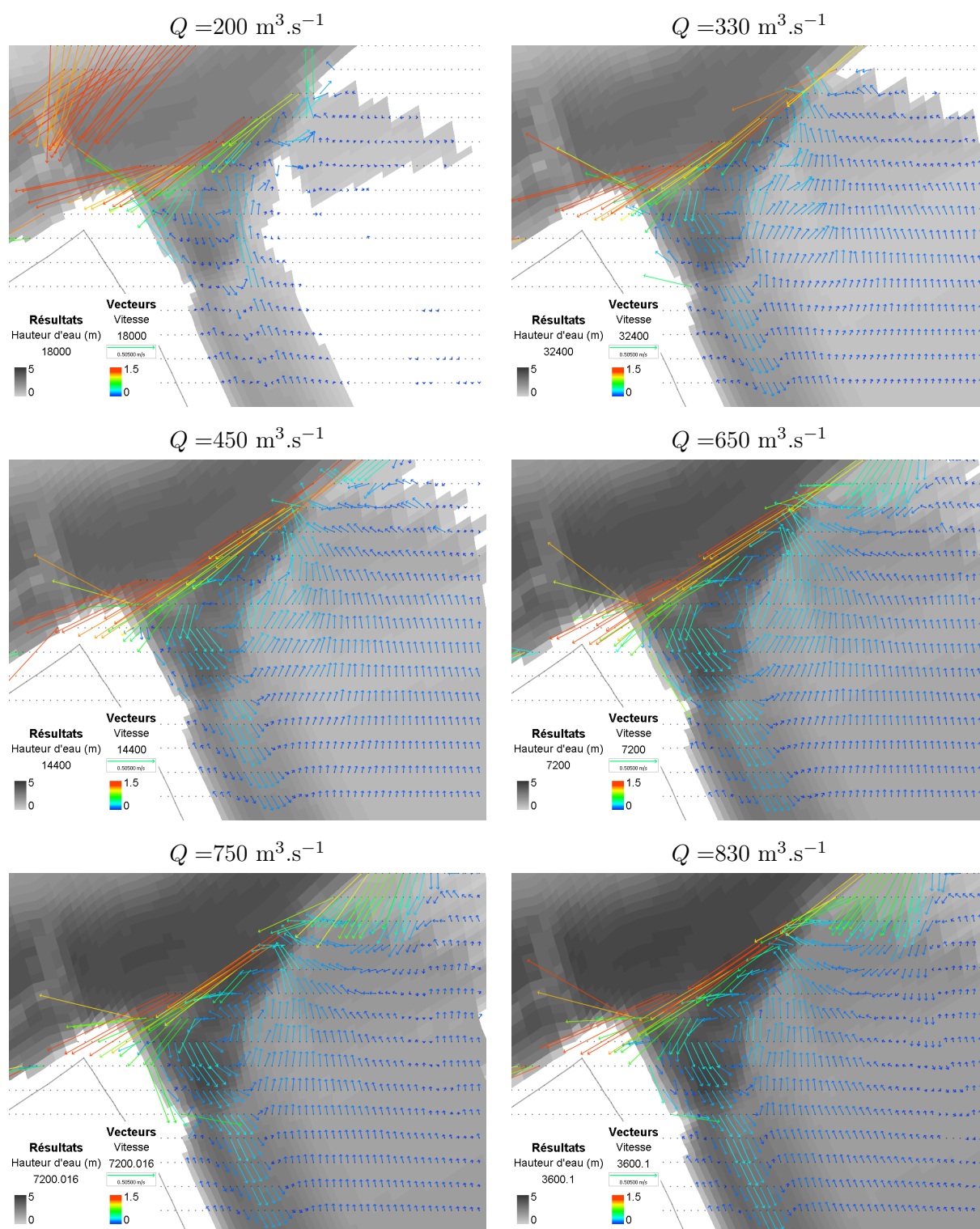


FIG. 3.13 – Résultats (hauteurs et vitesses) obtenus par simulation RUBAR20 en régime stabilisé
Les vitesses supérieures à $1,50 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ ne sont pas affichées (chenal principal)

Une bonne reproduction des écoulements à l'abord de la cavité apparaît a priori capitale pour pouvoir simuler correctement les recirculations observées dans la cavité. Même si l'on ne dispose

d'aucune mesure de vitesse dans le chenal principal, les simulations obtenues à différents débits donnent une idée du fonctionnement hydrodynamique à l'échelle du tronçon (Fig. 3.14). A mesure que le débit augmente, une plus grande partie de la partie droite du chenal est immergée et activée. Au niveau de l'embouchure, l'écoulement principal est plus centré à fort débit, même si les plus fortes vitesses restent du côté droit sous l'effet de la courbure et du banc de convexité (et, plus modestement, des piles du pont). Paradoxalement, les vitesses à l'entrée de la lône n'augmentent pas vraiment avec Q , et l'incidence est moins favorable aux entrées dans la cavité à fort débit plutôt qu'à $Q=200 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ notamment. Ces simulations illustrent l'intérêt d'étudier les conditions hydrauliques à l'échelle du tronçon pour expliquer la forme et l'intensité des écoulements dans l'embouchure.

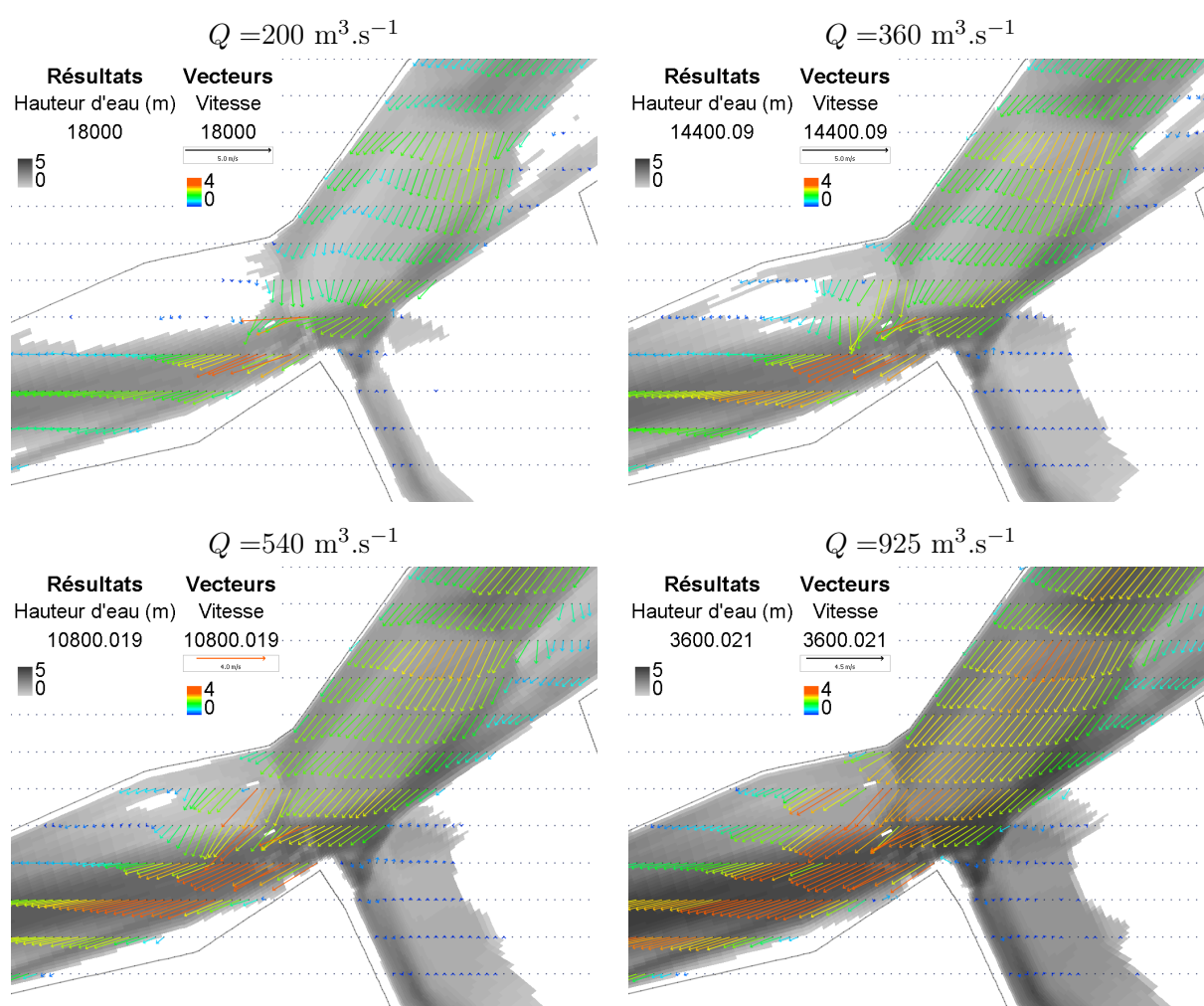


FIG. 3.14 – Vitesses et hauteurs d'écoulement simulées dans le chenal principal

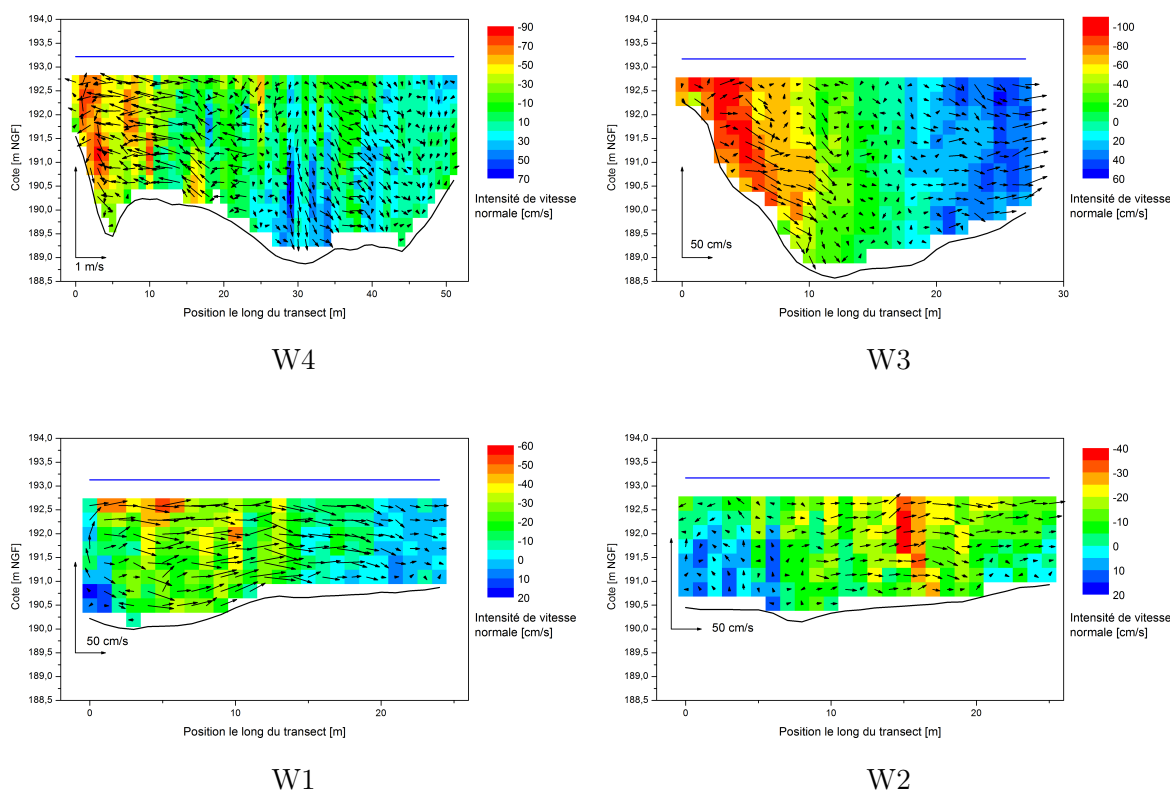


FIG. 3.15 – Structure interne de l'écoulement (aDcp-8)

N.B. Les échelles varient d'un transect à l'autre ; depuis la rivière vers le bras mort, les transects se succèdent dans l'ordre W4, W3, W1, W2

3.2.3 Structure tridimensionnelle de l'écoulement

Les champs de vitesse mesurés par aDcp et post-traités offrent une vision tridimensionnelle de la structure spatiale interne des écoulements. En effet, sur l'ensemble des transects investigués, les données aDcp brutes font apparaître des structures complexes. Le post-traitement a permis de constater qu'elles persistent dans les champs moyennés, sous forme de recirculations verticales souvent comparables d'une campagne à l'autre. La Fig. 3.15 présente l'exemple typique offert par les quatre transects W1 à W4 de la campagne aDcp-8 ($540 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). L'intensité de la vitesse normale au plan de section est représentée par une échelle de couleur, tandis que la composante projetée sur le plan de section est représentée sous la forme d'un vecteur distordu. La composante verticale des vitesses demeure faible devant la composante horizontale (10% typiquement). Près de la rivière, des écoulements plongeants apparaissent habituellement contre le remblai (transects W4 et W3), et également en amont du dépôt central, au niveau de la mouille amont (W4). A proximité du dépôt central, les écoulements sont généralement légèrement ascensionnels (W4). Plus en amont dans la lône (W1 et W2), les courants verticaux apparaissent beaucoup moins nettement, à part au bord aval (gauche) en W1 (courant ascendant cette fois).

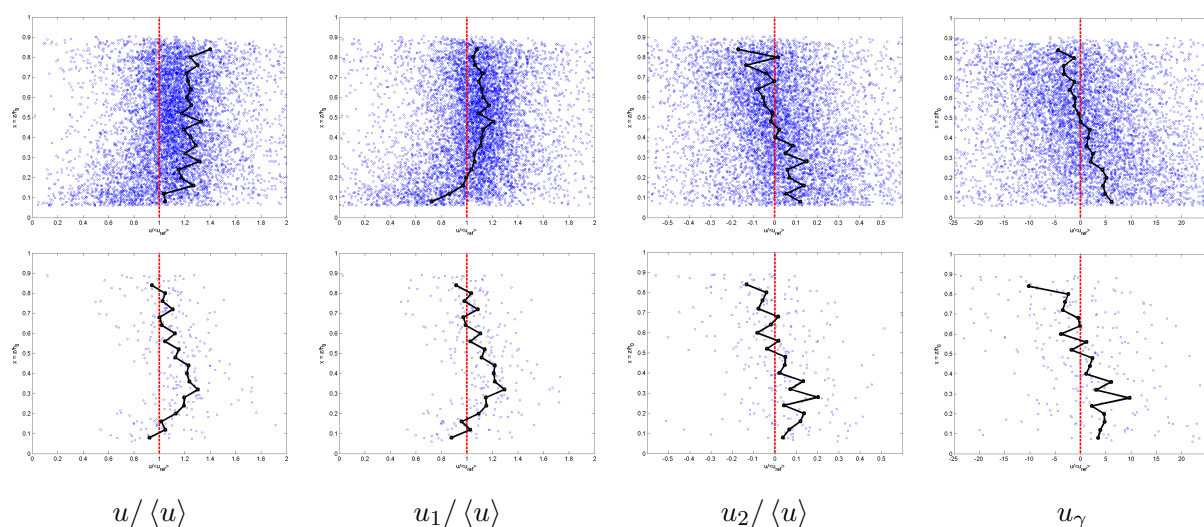


FIG. 3.16 – Distribution verticale adimensionnelle des vitesses mesurées par aDcp (tous profils en haut, transect Y3 en bas)

Les grandeurs tracées en fonction de la cote adimensionnelle sont l'intensité de vitesse (u), la composante primaire (u_1), la composante secondaire (u_2) rapportées à la la vitesse intégrée sur la verticale, ainsi que l'écart à la direction du champ primaire (u_γ [°]), positif dans le sens trigonométrique)

Les courants verticaux observés semblent a priori surtout liés aux singularités topographiques du fond. Cette simple visualisation 3D des écoulements ne permet pas de mettre très nettement en évidence une structure d'écoulement hélicoïdale, même si certains traits visibles la suggèrent. En outre, l'écoulement ne respectant pas de direction privilégiée, les composantes projetées sur le plan de section du transect ne sont pas partout représentatives d'éventuels courants secondaires.

Pour mieux comprendre la structure interne de l'écoulement, chaque donnée de vitesse d'un profil vertical est décomposée en une composante primaire u_1 et une composante secondaire u_2 . Il existe au moins quatre définitions possibles permettant d'établir le champ de vitesse secondaire (Lane *et al.*, 2000). La définition de Rozovskii (1954, cité par Lane *et al.*, 2000) a semblé la mieux adaptée au cas de Port-Galland, les trois autres s'appuyant sur le thalweg du chenal ou la répartition des débits à l'échelle de la section. La méthode de Rozovskii consiste simplement à projeter les vitesses sur la direction de la vitesse intégrée sur la verticale $\langle u \rangle$ et sur la direction normale (sens direct) respectivement. Sur un profil vertical donné, l'intégration des vitesses primaires sur la verticale donne $\langle u \rangle$, tandis que l'intégration des vitesses secondaires est nulle.

Sur l'ensemble des profils verticaux des 10 campagnes aDcp (35 transects et 984 profils), la composante primaire (u_1), la composante secondaire (u_2) et l'intensité de vitesse ($u = \sqrt{u_1^2 + u_2^2}$) ont été rapportées à $\langle u \rangle$. La Fig. 3.16 présente ces données adimensionnalisées en fonction de la cote adimensionnelle (rapportée au tirant d'eau). L'écart des vitesses à la direction du champ primaire (u_γ [°]) est également représenté. La superposition de l'ensemble des profils montre une structure

extrêmement dispersée d'un profil à l'autre, mais pour chacune des quatre grandeurs, un profil moyen se dégage. Les mêmes tendances apparaissent sur l'ensemble des données disponibles (en haut) et sur le transect Y3 de la campagne aDcp-10 servant de mesure de référence pour la campagne PIV-3 (Fig. 3.12).

Le profil primaire moyen s'éloigne du modèle logarithmique par une décroissance vers la surface. L'extrême dispersion des données confirme la pertinence de ne pas utiliser de loi théorique (puissance ou logarithme) pour intégrer les vitesses sur la verticale (§ 2.2.2). Les profils secondaires présentent une tendance nette qui apparaît de façon équivalente sur le profil moyen u_γ . Dans la moitié supérieure de l'écoulement, u_2 et u_γ sont plutôt négatifs (écoulement centrifuge), et plutôt positifs dans la moitié inférieure (écoulement centripète)⁴. Le profil moyen d'intensité de vitesse u est proche de 1,2 sur presque toute la partie mesurée de la colonne d'eau, ce qui est la marque d'un champ secondaire non négligeable (ce qui fait que l'intégrale de u est supérieure à $\langle u \rangle$). En particulier, la vitesse en surface (mesurée par LS-PIV par exemple) doit être en moyenne 20% supérieure à $\langle u \rangle$ (ce qui confirme une sous-estimation des vitesses obtenues lors des campagnes PIV).

Ces observations, quoique dispersées, confirment l'hypothèse d'une structure hélicoïdale liée à la courbure des écoulements dans la recirculation. Par analogie avec le cas des épis ou des concavités de méandres, des courants centrifuges en haut de la colonne d'eau et centripètes en bas sont engendrés par les forces d'inertie. La représentation des composantes secondaires intégrées sur la moitié basse et sur la moitié haute de l'écoulement donne une idée plus précise de la localisation de ces courants secondaires (Fig. 3.17). Ces composantes sont l'opposée l'une de l'autre. L'intégration se fait de manière cohérente avec le calcul de $\langle u \rangle$ présenté au § 2.2.2. Les écoulements secondaires apparaissent plus bruités que le champ primaire (non lissé ici). Toutefois la structure hélicoïdale transparaît à la fois sur le flux entrant (aDcp-7 et aDcp-10) et également sur le flux sortant (aDcp-7).

⁴La convention de signe provient du fait que la recirculation principale de Port-Galland tourne dans le sens trigonométrique.

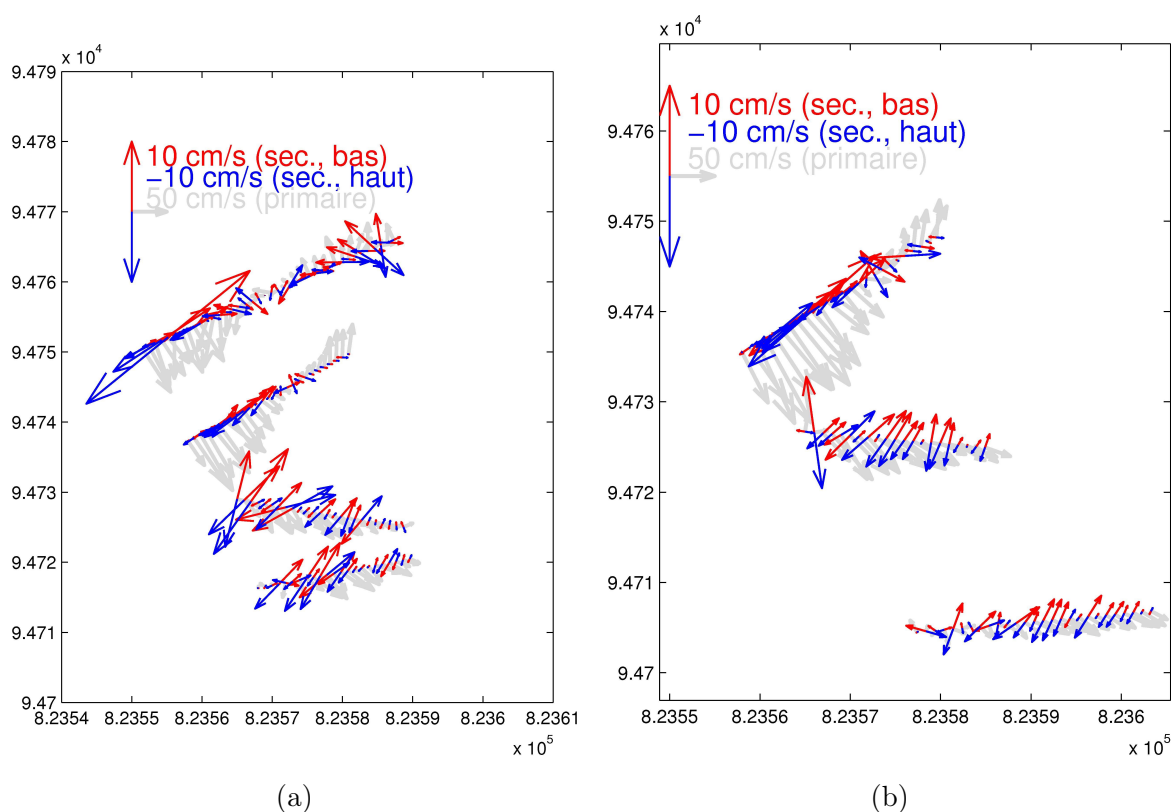


FIG. 3.17 – Courants secondaires intégrés sur la moitié basse (en rouge) et sur la moitié haute (en bleu) de l'écoulement

Exemples des campagnes aDcp-7 (a) et aDcp-10 (b) ; les vitesses intégrées sur la verticale (champ primaire) sont représentées en gris

3.2.4 Lien avec la morphodynamique

L'évolution morphodynamique de la cavité de Port-Galland peut être appréciée à partir des trois campagnes topographiques menées avant et après les crues de l'hiver-printemps 2005, puis après celles de 2006 (Fig. 3.18). La répartition et la densité des trois semis de points tracés sur les Fig. 3.18-a-b-c sont assez différentes, mais la description du dépôt aval, du dépôt de sédiments plus fins en fond de cavité et de la berge amont (sauf pour la deuxième campagne) est correctement rendue. Notons que les informations bathymétriques contenues dans les transects aDcp des 10 campagnes 2005-2006 est trop partielle pour permettre une analyse des traits morphologiques aussi avancée qu'à partir des semis topographiques.

Le premier semis de points a été complété par interpolation linéaire guidée (logiciel SECMA6) en vue de l'établissement du domaine de calcul du modèle hydrodynamique. Les trois géométries ont été interpolées par triangulation linéaire sur une même grille régulière de pas d'espace 1 m, à l'aide du logiciel commercial SURFER. La soustraction des topographies deux à deux est alors possible, de manière à quantifier les évolutions morphologiques.

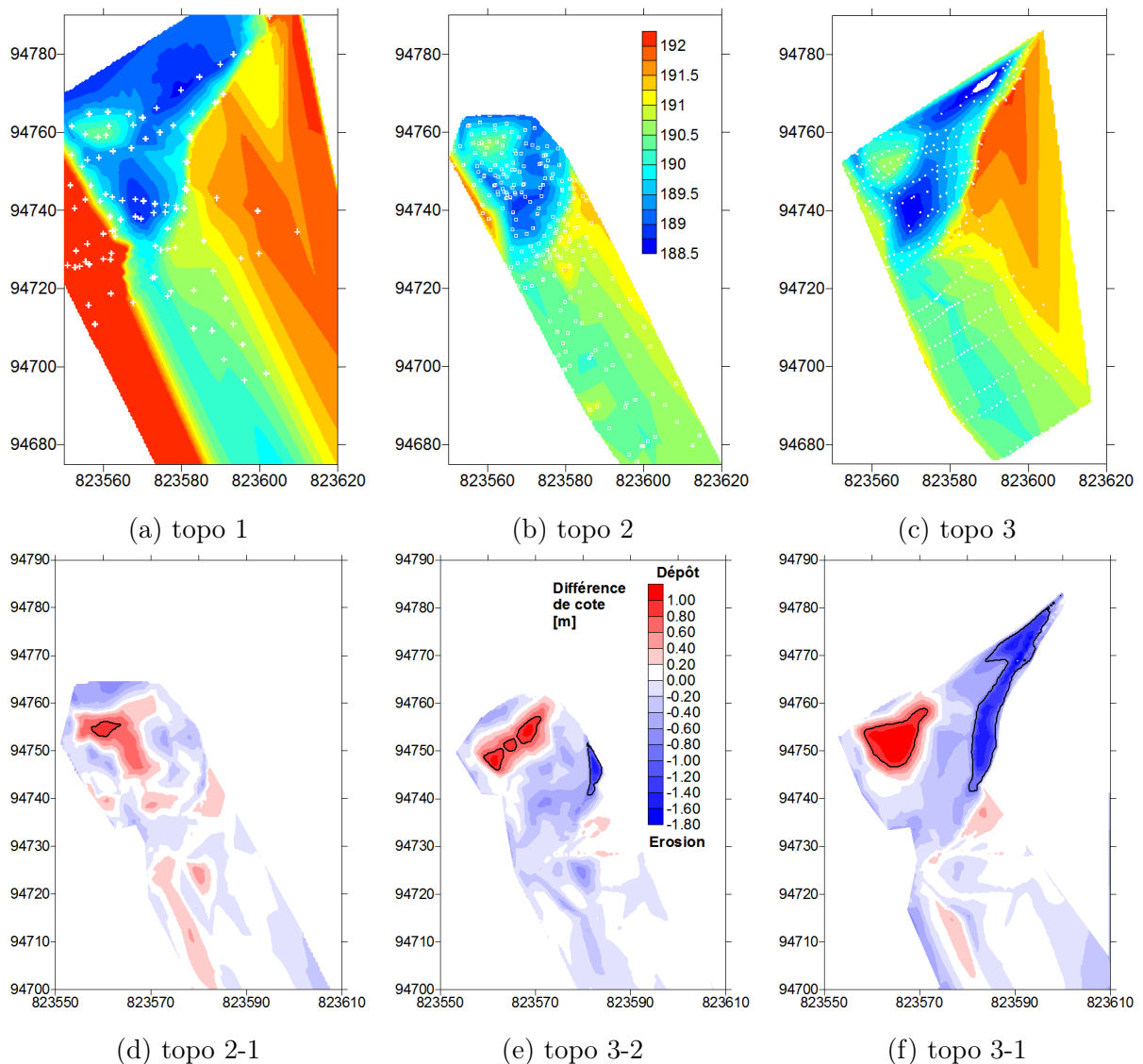


FIG. 3.18 – Evolution morphologique de l'embouchure aval en 2005-2006

Topographies levées les 13/01/2005 (a, topo 1), 07/06/2005 (b, topo 2) et 06/09/2006 (c, topo 3), et différences de topographie deux à deux (d, e, f); les variations de cote supérieures à 80 cm (érosion ou dépôt) sont entourées

Etant donné les incertitudes associées au levé et à l'interpolation, seules les variations supérieures à 20 cm en valeur absolue sont jugées significatives, sauf dans les zones dépourvues de points topographiques pour l'une des deux campagnes considérées. A la périphérie des semis, ces zones ont été masquées sur les Fig. 3.18-d-e-f. Les mesures indiquent une morphodynamique plus active que ce que l'on pouvait imaginer. Le fond de la cavité et le dépôt de sable ne présentent pas d'évolution marquée. En revanche, l'engraissement du banc aval et le recul de la berge amont sont très significatifs, et conformes aux impressions visuelles des opérateurs.



FIG. 3.19 – Photographies de la cavité montrant le dépôt aval (a) et l'érosion de berge amont (b)

Après les crues de 2005, le dépôt aval (Fig. 3.19-a) s'est surélevé de plus de 80 cm au centre et s'est étiré vers l'amont de la cavité (d). Après les crues de 2006, la surélévation apparaît sur un front beaucoup plus large, avec une progradation beaucoup plus réduite (e). L'évolution cumulée sur les deux années (f) présente un engraissement « harmonieux » dans les trois directions (surélévation, élargissement et progradation). Le tracé du rebord amont de la cavité n'ayant malheureusement pas été levé à l'été 2005, le recul de berge n'est donné que pour l'ensemble de la période d'observation (f). L'érosion de berge (Fig. 3.19-b) est nettement indiquée par une bande d'érosion continue de 80 cm à 1,80 m sur une largeur moyenne d'environ 10 m. Les observations partielles indiquées en (d, e) suggèrent que le recul de berge s'est plutôt produit au cours de la saison 2006.

L'évolution morphodynamique observée peut être interprétée à partir de la structure spatiale des écoulements analysée précédemment, en premier lieu à partir des formes d'écoulement en plan. Le dépôt aval apparaît ainsi lié au flux entrant, détourné par l'impact avec le remblai et décéléré lors de son entrée dans la cavité. La reprise sédimentaire sur le bord amont est, elle, associée au flux sortant réaccélééré vers la rivière. Les dépôts fins en fond de cavité sont plutôt engendrés par le flux pénétrant plus profondément aux forts débits, créant une recirculation secondaire en rive gauche.

Les courants secondaires mis en évidence au § 3.2.3 jouent également un rôle sans doute non négligeable sur le transport de charge de fond, et en particulier l'affouillement aux bords de la cavité aval (limité) et amont (important, entraînant le recul de berge). Ces courants influencent certainement la direction et l'intensité des vitesses à proximité du fond, et donc du transport par charriage. Ils contribuent vraisemblablement à engraisser et modeler le dépôt aval, et à le faire prograder vers l'intérieur de la cavité. Comme dans le cas des diversions (effet « Bulle », De Heer et Mosselman, 2004), on peut penser que la formation de courants hélicoïdaux par la forte courbure des lignes de courant favorise l'exportation vers la cavité d'une charge de fond disproportionnée par rapport à la capacité de transport de l'écoulement détourné.

En effet, l'écoulement bidimensionnel permanent simulé par le modèle correspond à des contraintes adimensionnelles très inférieures au seuil de mise en mouvement (Fig. 3.20). On estime habituellement autour de $400 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ le débit seuil de mise en mouvement pour un transport par charriage actif sur l'Ain inférieur. Les contraintes simulées sont donc réalistes. Le dépassement local de la contrainte critique adimensionnelle (usuellement proche de 0,05) pour la simulation à $200 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ ne correspond pas à un transport réel dans les conditions du terrain (effets liés à la granulométrie étendue). Même si le modèle reproduisait des intensités de vitesse proches de celles mesurées par aDcp, cela ne suffirait pas à dépasser le seuil de mise en mouvement. Des effets hydrodynamiques plus complexes, tridimensionnels ou intermittents, sont donc à considérer pour expliquer le transport dans la cavité.

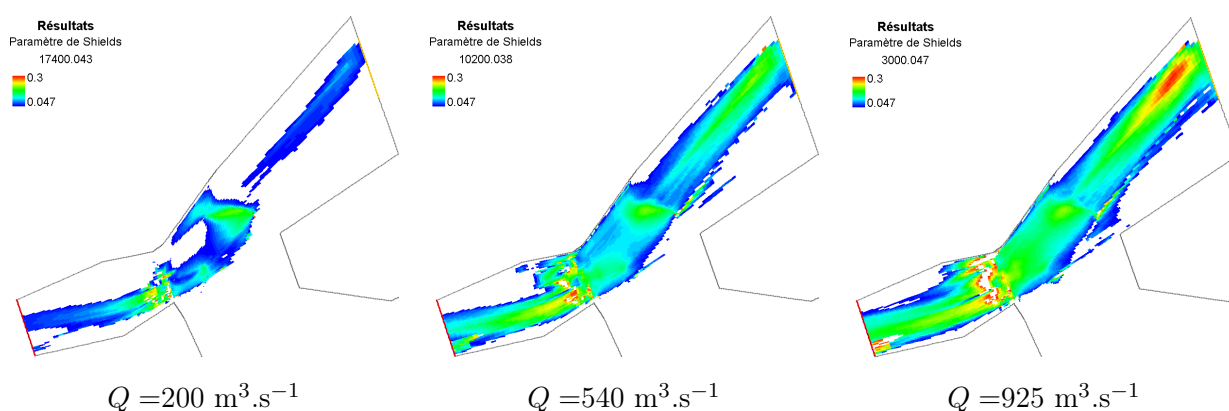


FIG. 3.20 – Contraintes adimensionnelles simulées pour $d_{50} = 2 \text{ cm}$ et $\rho_s = 2650 \text{ kg.m}^{-3}$

3.3 Dynamique temporelle et échanges

3.3.1 Seiches et échanges en cavités latérales simples

Plusieurs auteurs (Kimura et Hosoda, 1997; Muto *et al.*, 2000; Nezu et Onitsuka, 2002; Uijttewaal *et al.*, 2001) ont observé un phénomène d'oscillation de la masse d'eau dans la cavité latérale, processus appelé « seiche » qui est bien connu en limnologie (Wilson, 1972). Le terme désigne à l'origine un phénomène semblable à une marée affectant le lac Léman. Initiées par le vent ou une dépression localisée, voire par sismicité, des oscillations amorties à la période fondamentale (de l'ordre d'une heure pour le Léman) peuvent affecter les bassins fermés. Des bassins ouverts peuvent également être excités, d'autant plus que la passe est petite, comme par exemple les ports (sous l'effet des trains de vagues) et les golfes côtiers (résonances activées par la marée, amplifiant potentiellement le marnage).

Dans un bassin rectangulaire de longueur L et de profondeur h , la formule établie par Merian en 1828 (cf. Wilson, 1972) donne les périodes T_n des modes propres des ondes stationnaires de gravité :

$$T_n = \frac{2L}{n} \sqrt{gh} \quad (3.5)$$

avec g [m.s^{-2}] l'accélération de la pesanteur et n l'ordre (entier) du mode d'oscillation. En général, le mode fondamental ($n=1$) est prédominant sur les harmoniques (ordres supérieurs).

Cette formule permet d'approcher simplement et rapidement la période des oscillations dans un cas géométrique simple. Elle demeure valable avec des cavités de profondeur variable, dans la mesure où une direction principale peut être clairement mise en évidence. En revanche, lorsque la géométrie de la cavité devient complexe et qu'il existe plusieurs axes majeurs, elle peut donner des résultats s'éloignant fortement de la réalité. Ainsi, en utilisant cette formule avec des valeurs moyennes pour la longueur et le tirant d'eau, elles-mêmes calculées à partir de données topographiques du lac Clear, en Californie, Rueda et Schladow (2002) trouvent une différence de plusieurs heures avec la période des oscillations mesurées sur le terrain.

Kimura et Hosoda (1997), Muto *et al.* (2000) et Nezu et Onitsuka (2002) observent des fluctuations régulières du champ de vitesse dans la cavité. Uijttewaal *et al.* (2001) et Brevis *et al.* (2006) indiquent que des structures s'engouffrent et balayent périodiquement la cavité. Kimura et Hosoda (1997) et Nezu et Onitsuka (2002) considèrent que la synchronisation entre les oscillations de niveau et les fluctuations de vitesse qu'ils observent provient d'un couplage entre les deux mécanismes : à l'interface entre la cavité et le canal se développe une couche de mélange caractérisée par une forte turbulence et la naissance de vortex horizontaux. Ces instabilités périodiques sont amplifiées et sélectionnées par la cavité, à sa période fondamentale de résonance. Les auteurs retrouvent cette période à l'aide de la formule de Mérian (Eq. 3.5).

Cependant, la distance de résonance choisie est la longueur de la cavité (L , cf. Fig. 3.7) pour Kimura et Hosoda (1997), alors que Nezu et Onitsuka (2002) retiennent $W + B$ (somme des largeurs du chenal et de la cavité). Ceci suggère donc deux axes d'oscillation très différents, l'un longitudinal et l'autre transversal. La période des fluctuations de vitesse observées par Muto *et al.* (2000) conduit à retenir L dans l'un des cas, et $W + B$ dans l'autre. Au vu des différents cas disponibles, le rapport de forme W/L ne semble pas permettre de prédire la direction de l'axe d'oscillation. En revanche, les différents dispositifs expérimentaux présentent des configurations géométriques très contrastées, notamment en termes de taille de cavité par rapport à la largeur du chenal principal.

Pour analyser ces différents résultats, un code de calcul bidimensionnel a été utilisé pour à la fois estimer les périodes d'oscillation de seiche et visualiser l'organisation spatiale des oscillations sur l'ensemble du domaine. La routine MATLAB « seiche.m » a été développée par l'USGS pour

reproduire les modes d'oscillation observés dans des bassins fermés à la topographie complexe, comme les lacs (Rueda et Schladow, 2002). Sur un maillage triangulaire, ce code calcule les valeurs propres (périodes) et les vecteurs propres (distribution spatiale des amplitudes d'oscillation) de l'équation dynamique suivante :

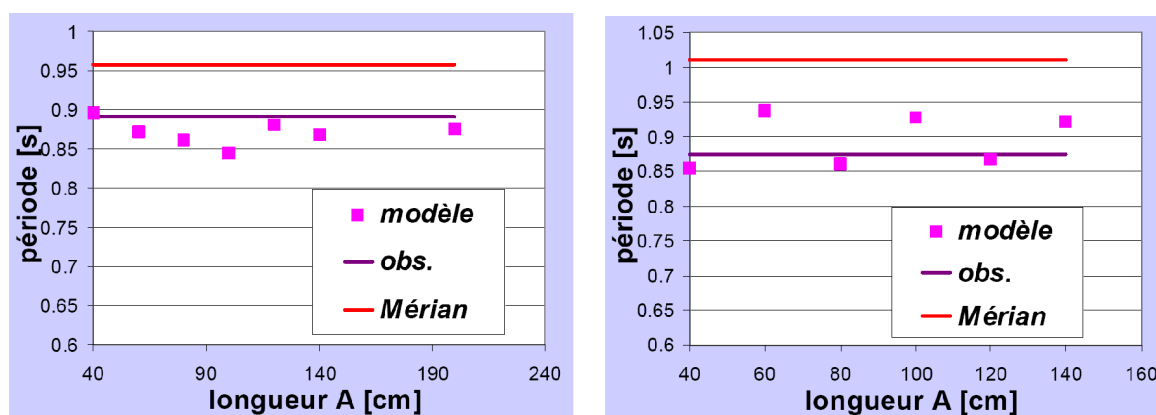
$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial \xi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial \xi}{\partial y} \right) + \frac{\omega^2}{g} \xi = 0 \quad (3.6)$$

avec ξ [m] le déplacement de la surface libre par rapport à sa hauteur d'équilibre h [m], g [m.s^{-2}] l'accélération de la pesanteur, $T = 2\pi/\omega$ [s] la période des oscillations et x et y les coordonnées dans le plan horizontal.

Pour appliquer ce modèle aux cas en canal de laboratoire, il a fallu fermer le domaine de calcul à l'amont et à l'aval, sur une longueur A (cf. 3.7). Des tests de sensibilité montrent que les résultats dépendent faiblement de la résolution du maillage et de la longueur A (Védie, 2005). Le mode fondamental est identifié comme le premier mode d'oscillation clairement piloté par la cavité latérale. Les périodes obtenues sont proches de celles obtenues par la formule de Merian, et en général encore plus proches des résultats expérimentaux (Fig. 3.21). En outre, l'axe principal d'oscillation est cohérent avec les longueurs d'oscillation retenues par les auteurs.

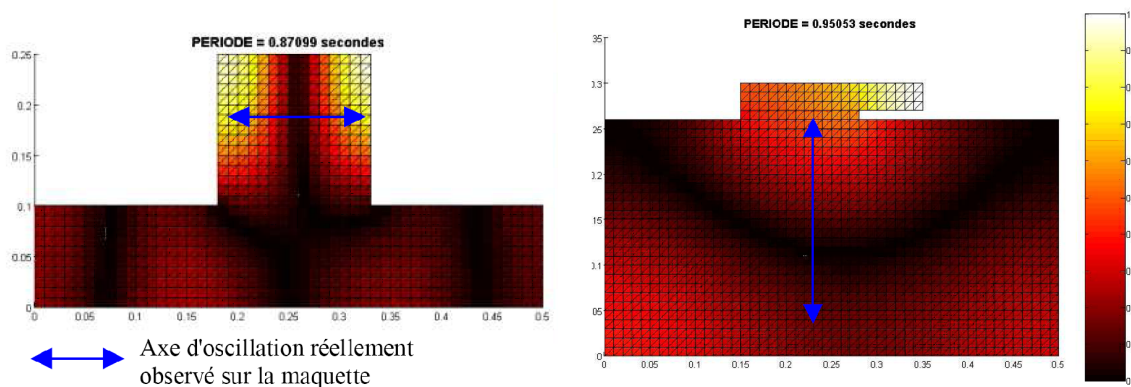
L'intérêt principal est la compréhension et la quantification des échanges (de quantité de mouvement, d'eau, de polluants, de sédiments, etc.), que ce soit du point de vue de l'exportation latérale (plans d'eau de bras morts, champ d'épis, lit majeur, etc.) que du transfert dans le réseau hydrographique (transport de polluants, de sédiments en suspension, de bois mort, etc.); ces échanges sont non seulement déterminés par la forme du champ moyen (recirculations) mais aussi par la dynamique temporelle complexe des perturbations (instabilités qui balayent la cavité).

Uijttewaal *et al.* (2001) ont essayé de quantifier ces échanges en injectant un colorant stable au sein de la cavité et en suivant l'évolution de sa concentration au cours du temps par analyse vidéo (Fig. 3.22). Il apparaît clairement que les échanges sont beaucoup plus importants dans le cas d'une ouverture large par rapport à une ouverture étroite. A ce titre, Booij (2004) souligne le rôle de ces cavités dans la propagation d'un front de polluant accidentellement déversé dans une rivière. L'aval d'un bras mort peut emmagasiner au centre de la recirculation des quantités importantes de polluants avec des temps de résidence parfois très longs. Le même auteur milite pour des modèles physiques les moins distordus possibles pour étudier ce genre d'écoulements.



1^{er} cas de Kimura et Hosoda (1997)

2^e cas de Kimura et Hosoda (1997)



cas de Kimura et Hosoda (1997)

cas de Nezu et Onitsuka (2002)

FIG. 3.21 – Analyse de cavités de la littérature à l'aide du modèle « seiche.m »

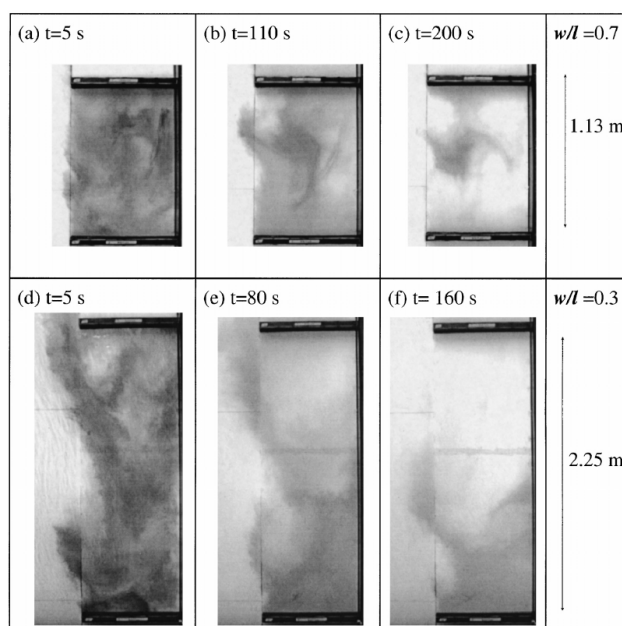


FIG. 3.22 – Suivi des échanges cavité / chenal par coloration et analyse vidéo (Uijtewaal *et al.*, 2001)

3.3.2 Dynamique temporelle du champ de vitesse

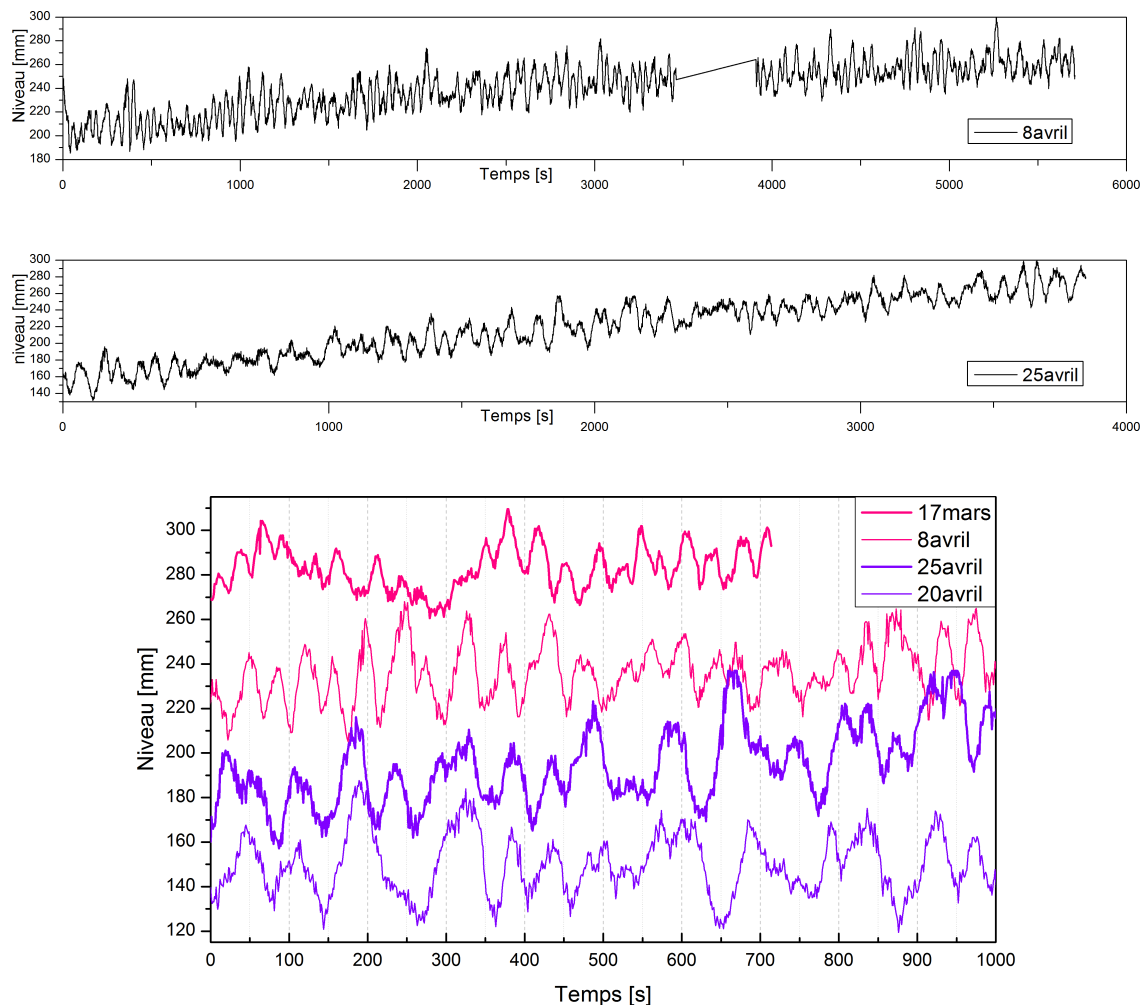


FIG. 3.23 – Enregistrements ponctuels de niveaux par vidéo (LIMPIX) au point B (cf. Fig. 3.2-b)
 Campagnes 2005 : 17 mars ($210 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) ; 8 avril ($390 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) ; 20 avril ($530 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) ; 25 avril ($465 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)

L'observation ponctuelle des oscillations de niveau et des fluctuations de vitesse n'a malheureusement pu être effectuée que sur un nombre limité d'emplacements de mesure, et jamais en simultané. Cependant, ces mesures isolées montrent clairement que les deux phénomènes se produisent de manière significative et organisée dans l'embouchure du bras mort. La méthode limnimétrique par vidéo LIMPIX (§ 2.3.2) a permis d'obtenir des enregistrements de niveau avec une résolution temporelle assez grande et des incertitudes suffisamment limitées pour pouvoir mettre en évidence des oscillations organisées d'amplitude comprise entre 2 et 4 cm et de pseudo-période⁵ proche de 40-50 s (Fig. 3.23).

⁵La périodicité de ces enregistrements de niveau a fait l'objet d'une analyse fréquentielle par transformée de Fourier (voir notamment Védie, 2005). Le principal pic en fréquence confirme presque toujours l'ordre de grandeur de la pseudo-période estimée à la main. Dans la suite de ce manuscrit, les périodes des oscillations (vitesses, résultats

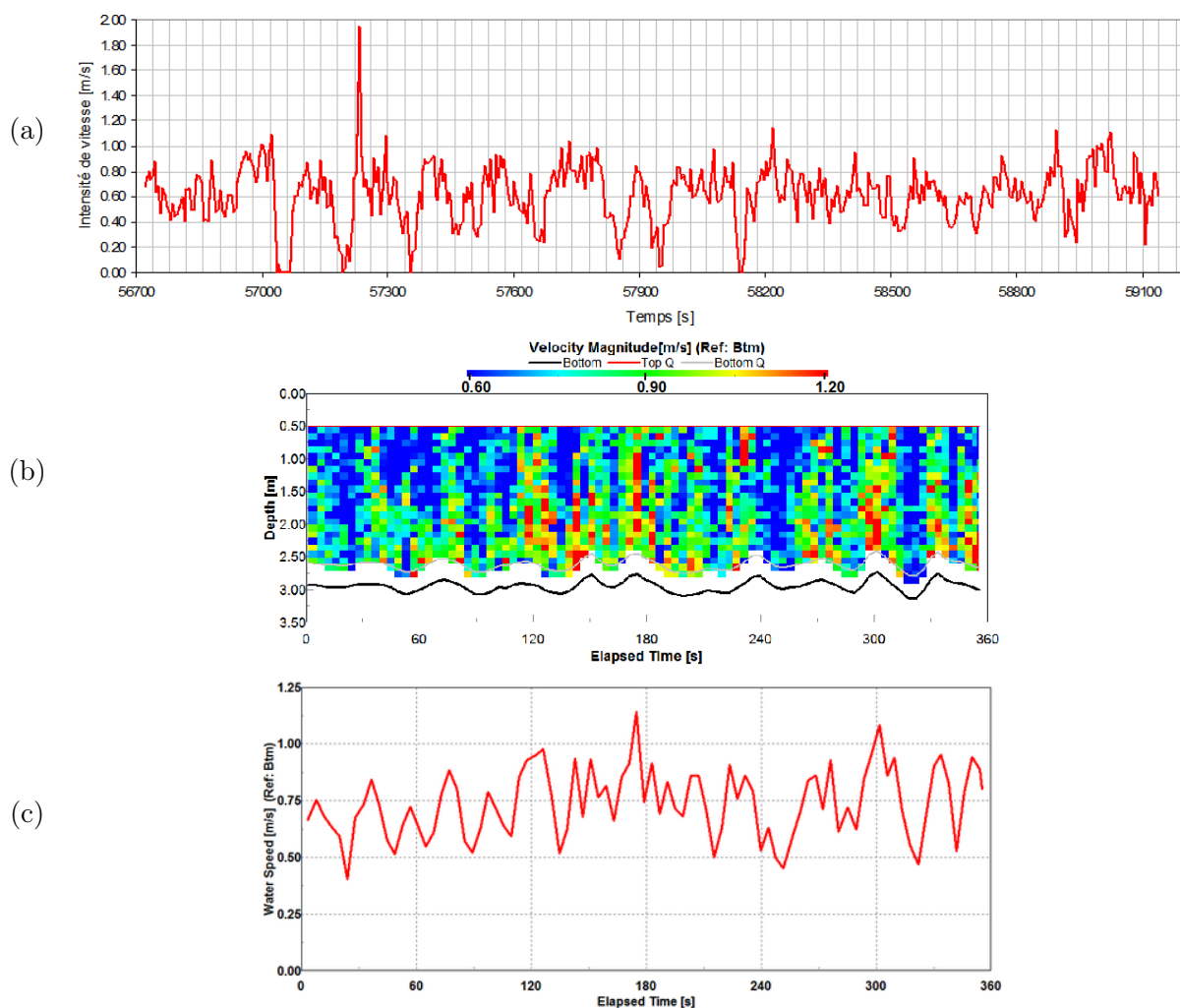


FIG. 3.24 – Exemples d’enregistrements de vitesse sur position fixe

(a) Courantomètre électromagnétique OTT Nautilus, point C (cf. Fig. 3.2-b) à 1 m de profondeur, les graduations s’espaçant toutes les 40 s; (b, c) Profils de vitesse et vitesse moyenne sur la verticale pour un enregistrement aDcp en position fixe au point A (cf. Fig. 3.2-b)

Les mesures de vitesse obtenues en position fixe présentent également des fluctuations mais à intervalles de temps beaucoup plus irréguliers, pouvant aller de 30 à plusieurs centaines de secondes, comme l’illustrent les enregistrements par courantomètre électromagnétique et par profileur Doppler tracés Fig. 3.24. Les périodes d’accalmie à vitesse quasi-nulle visibles sur l’enregistrement au courantomètre sont caractéristiques, et ont été constatées visuellement par les opérateurs, ainsi que les pics isolés. Maintenir une position vraiment stationnaire pour l’aDcp s’est avéré délicat en raison du mode de déploiement utilisé (cf. § 2.2.1), précisément à cause des bouffées de vitesse. Pour accueillir le courantomètre, voire un limnimètre et un turbidimètre, un mât métallique de 4 m avait numérisées) ne sont pas estimées par analyse fréquentielle. Cette technique serait utile à des analyses plus poussées, avec un jeu d’observations plus complet.

été enfoncé dans la cavité au niveau du flux entrant et lesté avec des jantes de voiture. Cependant, les troncs flottants l'ont rapidement plié puis couché dès les premières crues, ce qui n'a permis de l'utiliser qu'une fois, en mode dégradé.

Les bouffées de vitesse intermittentes envahissant la cavité sont visibles à la fois sur les mesures aDcp et LS-PIV, conformément aux impressions des observateurs, depuis la berge comme depuis l'embarcation pneumatique. La Fig. 3.25 présente un enregistrement typique obtenu pendant la campagne LS-PIV3. Le champ de vitesse en surface est moyenné par séquences de 10 s de manière à réduire la dispersion des mesures instantanées (paires d'images séparées de 0,2 s) tout en conservant une résolution temporelle suffisante pour apercevoir le passage des bouffées de vitesse venant balayer le fond de la cavité. Les écoulements quasi-instantanés apparaissent perturbés par ces entrées d'eau, et s'éloignent sensiblement du champ moyen (Fig. 3.12). Les pseudo-périodes des bouffées semblent varier grossièrement entre 40 et 100 s. Les jeux de traversées aDcp successives mettent également en évidence ces écoulements pulsés (Fig. 3.26). Les vitesses non moyennées et post-traitées apparaissent ainsi plus fortes par intermittence, tout particulièrement au niveau du flux entrant le long du bord aval (remblai) jusqu'au fond de la cavité (régime III), et également au niveau de la recirculation secondaire près du bord amont. Les opérateurs ont eu l'occasion de constater visuellement que les deux types de recirculations secondaires (bord amont et fond de cavité) tournaient par intermittence, lorsque les bouffées de vitesse venaient les activer en leur communiquant de la quantité de mouvement.

Ces enregistrements sont encore trop limités pour autoriser une analyse poussée des mécanismes générant et organisant ces instabilités (en fonction des conditions hydrodynamiques notamment). Il n'est donc pas établi dans quelle mesure le mécanisme théorisé par Kimura et Hosoda (1997) est directement transposable au cas de terrain considéré ici. La modélisation hydrodynamique est une piste possible pour préciser cette question. Une estimation des modes de résonance tentée à l'aide de « seiche.m » lors du stage de Fabien Védie (2005) s'est heurtée à plusieurs problèmes : tout d'abord l'extension spatiale du domaine géométrique à considérer ; ensuite la simulation d'oscillations de longue portée le long du bras mort qui sont vraisemblablement atténuées par les frottements non pris en compte dans le modèle. En définitive, il n'a pas été possible d'obtenir des résultats cohérents avec les observations, contrairement aux géométries très simples des cas de laboratoire.

Les oscillations engendrées par le modèle numérique RUBAR20 sont une autre voie pour étudier le phénomène, en tenant compte du forçage par l'écoulement principal. Même si les processus turbulents à l'interface chenal / cavité ne sont pas physiquement représentés dans ce code, des instabilités (au moins d'origine numérique) sont susceptibles de se développer et d'être organisées par la cavité.

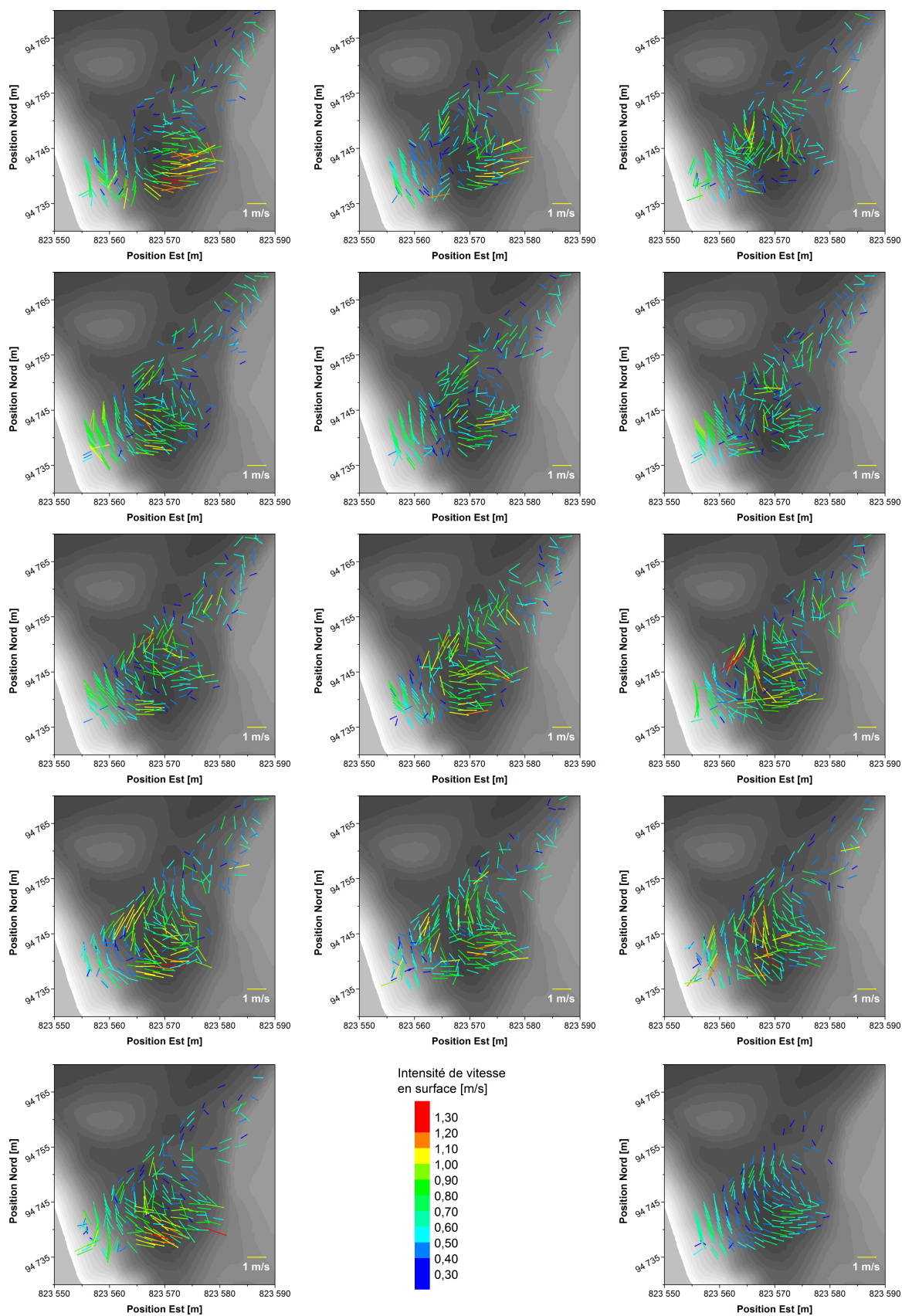


FIG. 3.25 – Vitesses en surface mesurées par LS-PIV

Moyennes successives sur 10 s, de gauche à droite et de bas en haut ; champ moyen en bas à droite

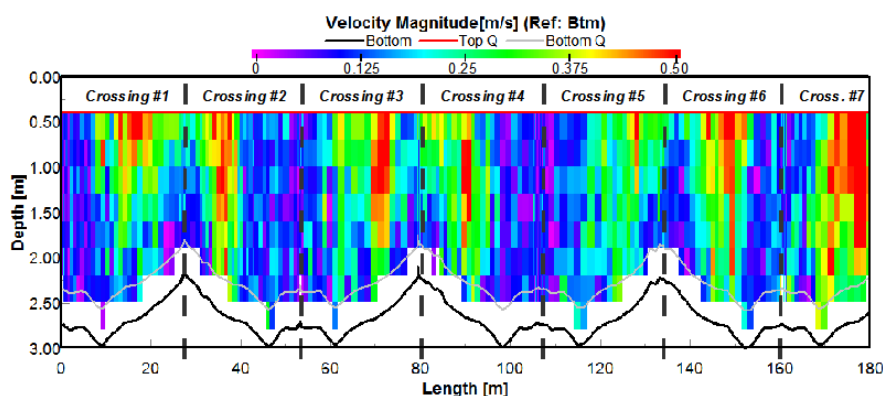


FIG. 3.26 – Exemple de détection des bouffées de vitesse sur 7 traversées aDcp successives
Campagne aDcp-8; transect W2

L'exemple fourni Fig. 3.27 montre que :

- des oscillations plus ou moins régulières existent pour les deux schémas numériques de Van Leer d'ordre 1 et 2 ;
- des oscillations irrégulières semblent apparaître avec une périodicité de l'ordre de 100 s environ, tandis que des oscillations mieux organisées mais de moindre amplitude apparaissent avec une périodicité de l'ordre de 15 s environ ;
- l'amplitude de ce deuxième type d'oscillations de hauteur d'eau (de 1 à 2 cm) est un peu plus faible que pour les observations, et l'amplitude des fluctuations de vitesse (de l'ordre du cm.s^{-1}) est beaucoup plus faible que pour les observations ;
- les oscillations de niveau et de vitesse sont en opposition de phase, comme constaté visuellement sur le terrain, en entrée de cavité.

En l'état actuel de nos observations, il est difficile de dire si l'on peut espérer reproduire les oscillations observées à l'aide d'un modèle hydrodynamique bidimensionnel, comme l'ont réussi Kimura et Hosoda (1997). Le fait que les schémas numériques de Van Leer d'ordre 1 et 2 produisent tous deux ces oscillations indique qu'il ne s'agit vraisemblablement pas de purs artefacts numériques liés au schéma de résolution choisi. En revanche, des oscillations similaires sont également enregistrées en d'autres points de contrôle, dans le chenal principal ; ceci suggère que les instabilités observées ne sont pas organisées par la cavité mais plutôt à l'échelle du modèle entier, en particulier par les conditions aux limites du domaine. Il se peut que pour une cavité rectangulaire à parois verticales planes comme celle de Kimura et Hosoda (1997), la géométrie ait un rôle plus déterminant sur l'organisation des instabilités turbulentes que pour un cas de terrain à la géométrie et aux effets dissipatifs plus complexes. Il n'en demeure pas moins que les écoulements intermittents qui en résultent accroissent les échanges de matière entre le chenal principal et la cavité.

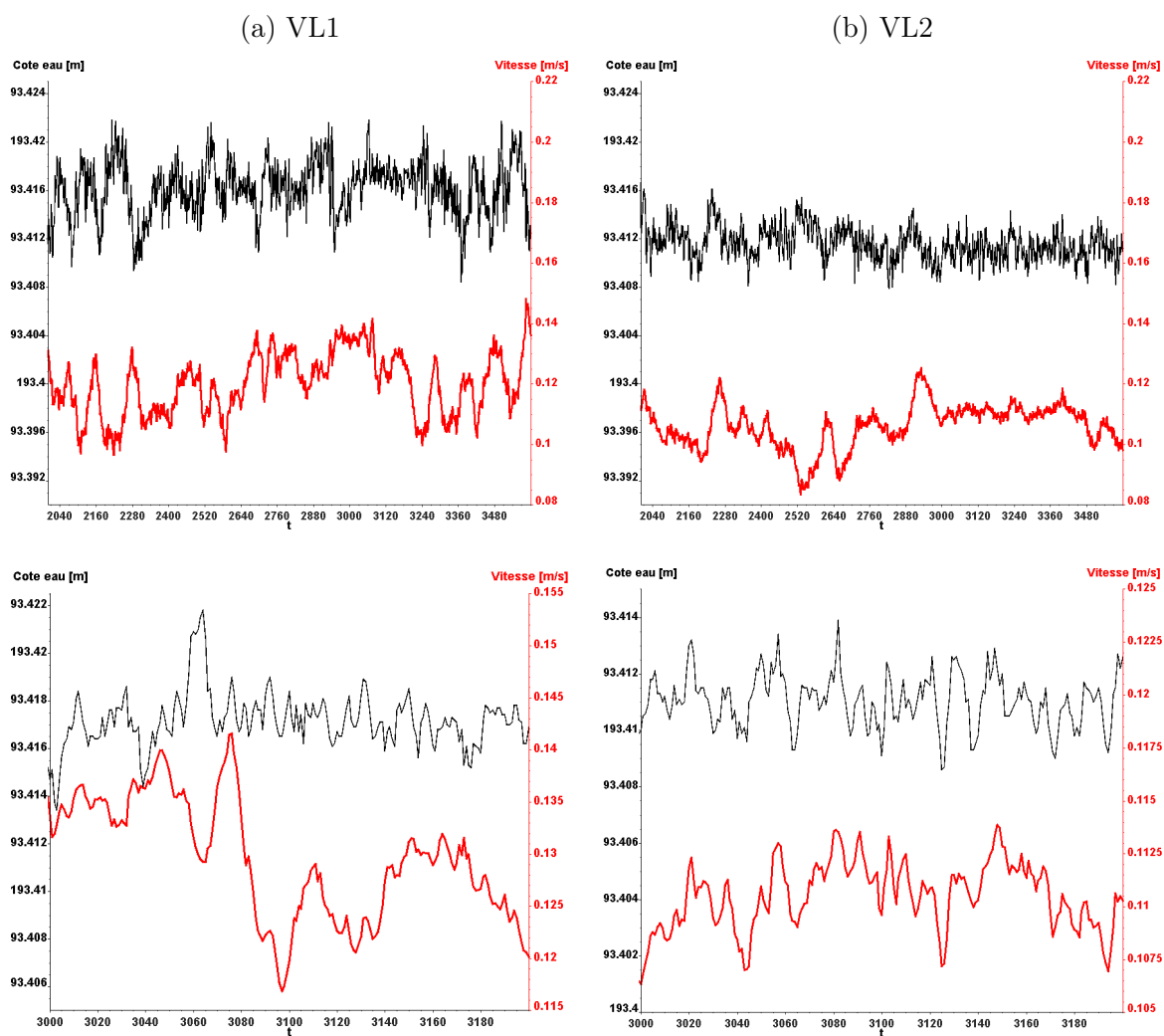


FIG. 3.27 – Exemple d’oscillations hauteur / vitesse dans le modèle RUBAR20 de Port-Galland

$Q=830 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$; flux entrant dans la cavité, près du bord aval

Schéma numérique de Van Leer du 1^{er} ordre (a), et du 2^{me} ordre (b) ; enregistrements en régime stabilisé sur 1600 s (en haut) et détail sur 200 s (en bas)

3.3.3 Lien avec les processus sédimentaires

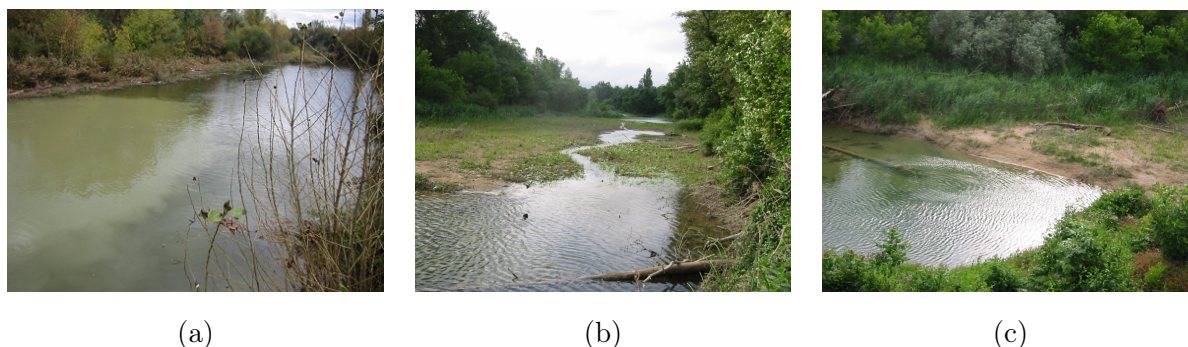


FIG. 3.28 – Vues de la partie aval de la lône de Port-Galland, vers l'amont du bras (a, b) et vers sa rive droite (c)

(a) frontière entre recirculation chargée en MES et eau claire pendant une crue (toussaint 2004); (b) angle de vue similaire, en étiage sévère; (c) le même jour, vue du banc de sable fermant le fond de la cavité

La dynamique temporelle pulsée de l'écoulement entrant dans la cavité a nécessairement une influence déterminante sur la mise en mouvement de la charge de fond, alors qu'on a vu que les contraintes simulées en conditions hydrauliques stables étaient très en-deçà de la contrainte critique (§ 3.2.4). En outre, il est vraisemblable que les courants secondaires hélicoïdaux introduits au § 3.2.3 sont intimement liés à ces pulsations, à travers un engouffrement intermittent par dessus le dépôt aval et contre le remblai. Au ras de l'eau, les opérateurs ont en effet pu observer, avant chaque bouffée de vitesse, un gonflement de la surface libre dans la moitié aval de la cavité, en bordure de l'écoulement principal. Ensuite, le processus d'engouffrement semble s'accompagner d'une relaxation de l'intumescence; des bouillons (« boils ») allongés apparaissent en surface, sous la forme de rouleaux d'axe horizontal et parallèle à l'écoulement principal de la rivière.

Si les bouffées de vitesse et leur structure tridimensionnelle paraissent pouvoir expliquer le transport de charge de fond dans la cavité, elles sont aussi vraisemblablement responsables de la majeure partie des apports en sédiments en suspension vers le fond de la cavité et le premier plan d'eau du bras mort (Fig. 3.28-a). En effet, pour les régimes hydrauliques II et III (cf. § 3.2.1), le flux entrant parvient jusqu'aux zones plus reculées de la cavité, tout en décélérant. La répartition des dépôts de sédiments fins (sables et limons) qui en résultent a été mesurée par sondage lors des campagnes topographiques des 7 juin 2005 et 6 septembre 2006 (Fig. 3.29). Le sondage consiste à enfoncer une tige métallique dans la couche de sédiments fins jusqu'au toit de galet sous-jacent, qui oppose une résistance forte à l'enfoncement et rend un son caractéristique.

La répartition et la densité des deux semis de points sont ici aussi très différentes. Ainsi, le dépôt de sable qui ferme le fond de la cavité (Fig. 3.28-c) n'a pas été complètement investigué lors de la deuxième campagne, alors qu'il apparaît entièrement sur la première (plus d'un mètre

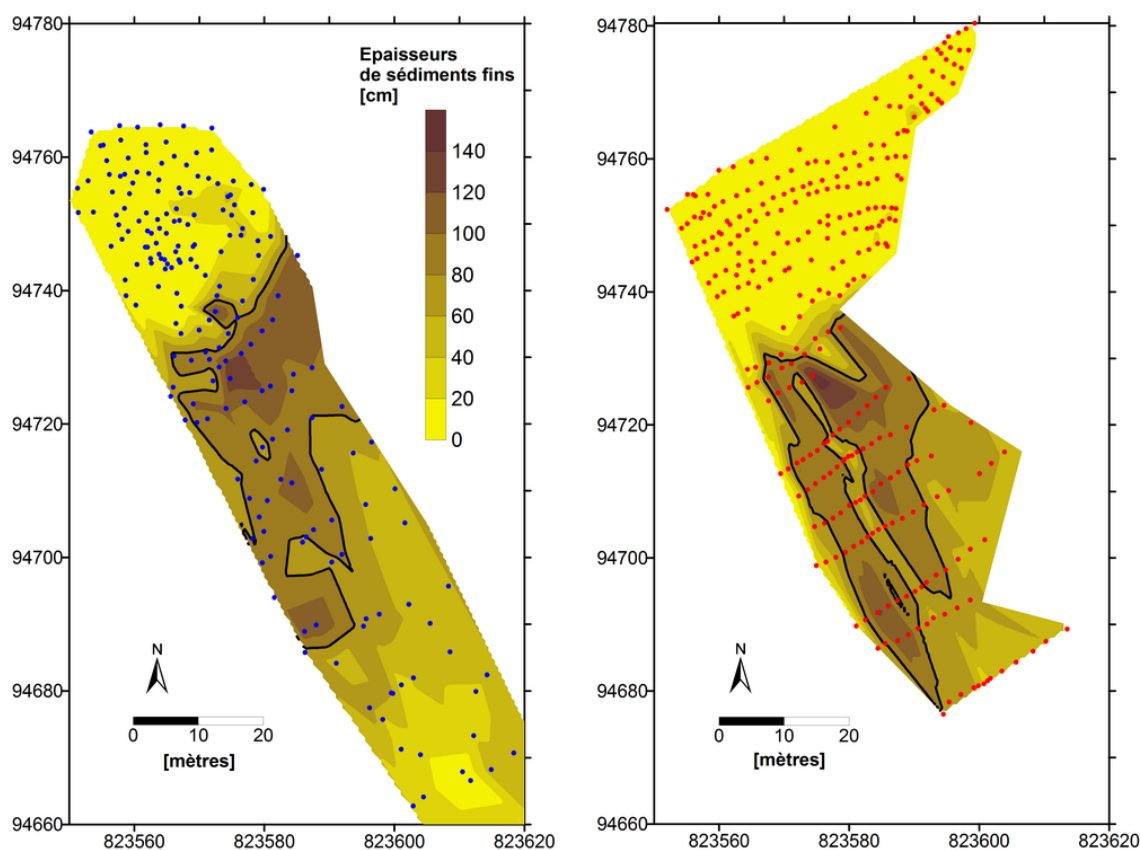


FIG. 3.29 – Cartes des dépôts sédimentaires levées le 7 juin 2005 (à gauche) et le 6 septembre 2006 (à droite)

d'épaisseur). Etant donné les artefacts d'interpolation, son éventuelle évolution morphologique n'est pas flagrante d'une campagne à l'autre. Depuis cette langue de sable, des dépôts de vase de 60 cm à 1 m d'épaisseur environ s'étirent vers l'amont du bras mort et vers sa rive gauche. Un petit chenal incisé dans la vase au centre du bras mort est engendré par les écoulements d'origine phréatique à très bas niveau de l'Ain (Fig. 3.28-b). Bien qu'il ait été observé lors des deux campagnes, il est beaucoup mieux décrit par le deuxième semis de points. Les dépôts vaseux semblent avoir progressé vers l'amont du bras mort. Comme pour le dépôt de sable, une comparaison poussée des épaisseurs semble peu pertinente, en raison des différences d'échantillonnage et de variations globalement peu significatives.

L'étude d'un cas de laboratoire (Chapitre 4 à suivre) a permis de compléter ces résultats sur les processus hydrodynamiques à l'aval d'un bras mort, et les liens avec les processus sédimentaires. Les résultats expérimentaux et numériques obtenus sur ces deux cas – l'un de terrain, l'autre de laboratoire – sont mis en parallèle et synthétisés dans la conclusion de la Partie I.

4

Etude sur modèle réduit d'un méandre recoupé de la Morava (Slovaquie)

Des expérimentations sur l'évolution morphodynamique de l'embouchure d'un bras mort ont été menées sur un modèle réduit de méandres recoupés de la Morava, à l'Institut de Recherche sur l'Eau (VUVH) de Bratislava (Slovaquie). Pour deux géométries contrastées d'embouchure, des formes d'écoulement et de dépôt/érosion cohérentes avec les observations du site de Port-Galland ont été obtenues. Des simulations hydrosédimentaires 2D à l'aide du code RUBAR20TS ont permis de reproduire correctement les conditions hydrodynamiques dans le chenal principal, mais pas l'évolution du fond dans la cavité. La principale amélioration à apporter au modèle numérique de transport solide consiste à prendre en compte les courants secondaires et la pente locale du fond dans l'estimation de la direction et de l'intensité des flux de sédiments charriés.

4.1 Objectifs et dispositif expérimental

4.1.1 Eléments de contexte

Le cours inférieur de la Morava, de l'embouchure de son affluent le Dyje à la confluence avec le Danube, constitue une frontière de 70 km de long entre la Slovaquie et l'Autriche. Le style fluvial originel à méandres libres a été contrarié par la construction répétée de digues et le recoupement artificiel de nombreux méandres, du début du XX^{ème} siècle aux années 60. Le rétrécissement du chenal principal et l'appauvrissement du lit majeur en zones humides ont été aggravés par la stabilisation et la rectification du tracé en plan, ainsi que par un déficit sédimentaire engendré par les barrages construits sur le Dyje, par les extractions et autres interventions humaines. Néanmoins, la Morava inférieure se distingue aujourd'hui par un fort potentiel écologique, en partie hérité d'une anthropisation limitée par son ancien statut de frontière entre Est et Ouest.



FIG. 4.1 – Vue « aérienne » du méandre étudié, vers l'amont (géométrie m712, cf. § 4.2.2)

Dans l'optique de la définition de mesures durables de restauration du fonctionnement hydro-sédimentaire et des habitats, un projet européen bilatéral Phare intitulé « Morava-Dyje : Restoration of Fish Habitat and Hydrology » a été lancé. Dans ce cadre, l'Institut de Recherche sur l'Eau (Výskumný Ústav Vodného Hospodárstva, VUVH) de Bratislava a mené en 1998-1999 une étude sur la restauration des méandres de la Morava slovaque (Holubova *et al.*, 1999). Le VUVH est lié au ministère de l'Environnement et possède un département de *Morphologie Fluviale et Hydrologie* dirigé par Katarína Holubová, coordinatrice du projet. Une collaboration fructueuse entre ce département et l'UMR5600 s'est initiée en 2005 avec le lancement de la thèse de Monika Micháľková sur les bras morts de la Morava, du Haut-Rhône et du Sacramento.

Outre des actions de terrain (suivi piscicole, zoobenthos, topographie et mesures hydrodynamiques) et de modélisation numérique (modèles 1D instationnaires HYDROTCHek3 et SIETGA8 et modèle 2D MIKE21), le projet a donné lieu à deux modèles physiques à fond mobile représentant des tronçons de la Morava avec le lit majeur contenant des méandres recoupés. Plusieurs scénarios de réouverture des embouchures amont et aval des anciens méandres ont ainsi pu être étudiés.

L'étude hydraulique a principalement conclu que les bras morts réouverts détourneraient plus de charge de fond que de puissance hydraulique. Deux solutions techniques simulées se sont montrées efficaces pour éviter un comblement rapide : le rehaussement de la ligne d'eau du chenal principal par des seuils construits en aval des embouchures amont, à condition qu'ils ne provoquent pas un

rehaussement du fond ; l'introduction de déflecteurs de fond et de surface (flottants) au niveau de l'embouchure amont pour favoriser les entrées d'eau tout en limitant les entrées de charge de fond.

L'un de ces modèles était toujours en place en 2006 (Fig. 4.1), et constituait donc une opportunité de pratiquer des expérimentations sur l'évolution morphodynamique de l'embouchure aval de bras morts peu ou pas connectés par l'amont (cas des lônes de Port-Galland et de Table-Ronde notamment). Lors d'une semaine d'échanges et de collaboration scientifiques à Bratislava du 4 au 8 décembre 2006, j'ai pu participer à ces expérimentations, avec Hervé Piégay, Monika Micháľková et l'équipe d'hydraulique et hydrométrie de Marek Čomaj.

4.1.2 Modèle réduit

Le dispositif utilisé est un modèle physique à fond mobile et non à lit mobile, le tracé en plan et les berges étant inérodables. Il représente la Morava et son lit majeur du PK¹ 65600 (amont) au PK 63200 (aval), reproduits à partir des levés topographiques disponibles. Il s'insère dans un canal hydraulique large du VUVH de dimensions 8,60 m × 19 m.

Il s'agit d'un modèle distordu puisque les facteurs de réduction d'échelle valent respectivement $\lambda_L = 160$ et $\lambda_h = 40$ pour les dimensions horizontales et verticales. Dans tout ce texte, $\lambda_x = X/x$ désigne le rapport de la grandeur réelle X à la grandeur x correspondante dans le modèle physique. La distorsion d'échelle $\Delta = \lambda_L/\lambda_h = 4$ permet d'assurer des tirants d'eau suffisants pour éviter de trop forts effets de tension de surface (capillarité). Le facteur d'échelle des pentes vaut $\lambda_J = 1/\Delta = 0,25$.

Le modèle physique nous fournit une représentation fiable et éprouvée d'un cas de terrain réel. La vue en plan du dispositif (Fig. 4.2) présente le contour des berges et du plan d'eau à pleins bords à partir des levés réels. La forme des sections en travers des chenaux (Fig. 4.3) est typiquement proche d'un trapèze de hauteur 10 cm, de petite base (fond) 40 cm et de grande base (plein bord) 50 cm. Les embouchures amont et aval des deux méandres aval sont directement ouvertes sur le chenal principal. Le méandre recoupé apparaissant à l'amont est en réalité une simple dépression du lit majeur en sable et ne constitue pas à proprement parler un bras secondaire.

4.1.3 Règles de similitude

Les allers et retours entre les grandeurs dimensionnelles du modèle physique et celles du cas réel se font à l'aide des règles de similitudes usuelles. En particulier, le nombre de Froude $Fr = V/\sqrt{gh}$ est conservé, ce qui implique les relations suivantes pour les facteurs d'échelle de vitesse, de temps et de débit respectivement :

¹Le PK (Point Kilométrique) désigne ici l'abscisse curviligne le long de la rivière exprimée en mètres depuis la confluence avec le Danube. Les sections du modèle physique sont repérées à l'aide du PK réel correspondant (cf. Fig. 4.2)

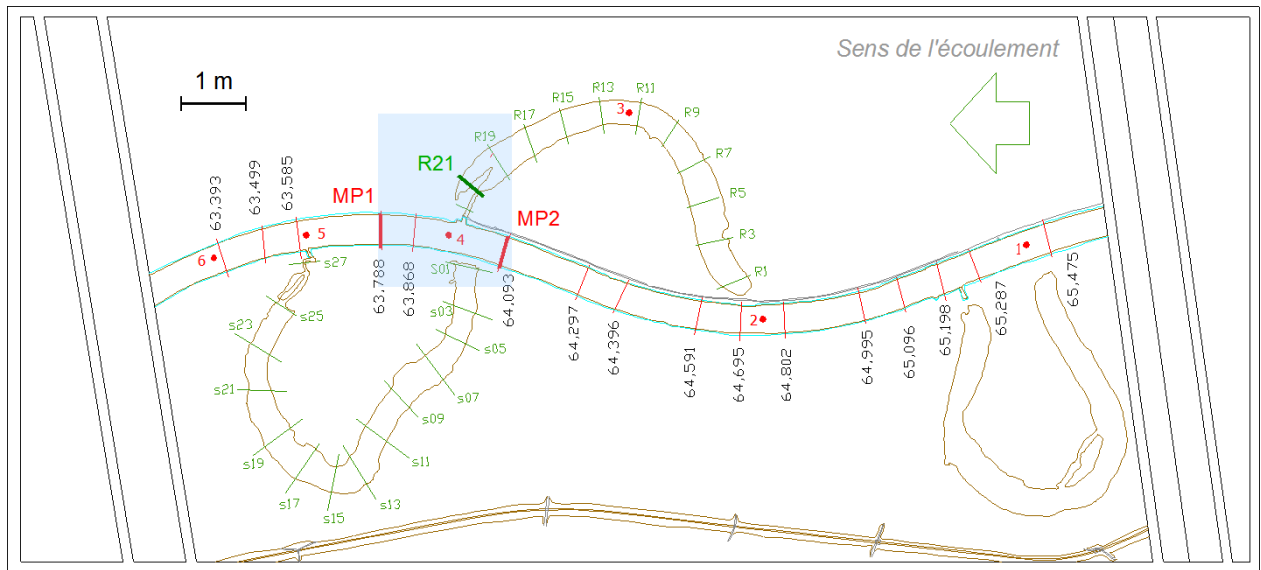


FIG. 4.2 – Schéma en plan du modèle physique (zone d'intérêt en bleu), d'après VUVH (modifié)

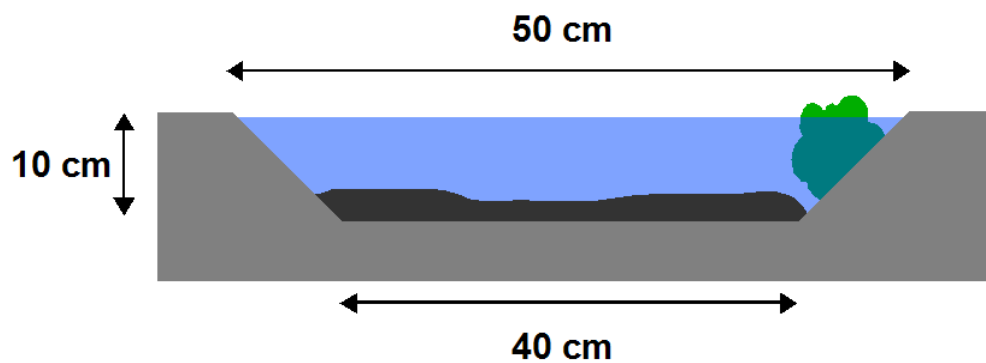


FIG. 4.3 – Section type du modèle réduit de Bratislava, avec fond mobile en charbon et obstacle en berge (buisson en papier)

$$\lambda_V = \lambda_h^{1/2} \quad (4.1)$$

$$\lambda_t = \lambda_L \lambda_V^{-1} = \lambda_L \lambda_h^{1/2} \quad (4.2)$$

$$\lambda_Q = \lambda_L^2 \lambda_h \lambda_t^{-1} = \lambda_L \lambda_h^{3/2} \quad (4.3)$$

avec h le tirant d'eau, V la vitesse d'écoulement (supposée quasi-horizontale), g l'accélération de la pesanteur, t le temps et Q le débit. Les valeurs des différents facteurs d'échelle sont données au Tab. 4.1.

Classiquement, la similitude de Reynolds ne peut être respectée. Les deux fluides (eau) étant supposés avoir la même viscosité cinématique ν , le rapport d'échelle pour le nombre de Reynolds

$Re = hV/\nu$ vaut ici :

$$\lambda_{Re} = \lambda_V \lambda_h = \lambda_h^{3/2} \approx 250 \quad (4.4)$$

En résumé, le choix d'un modèle distordu verticalement permet de limiter la taille du modèle physique, d'augmenter les vitesses d'écoulement et la turbulence, donc d'accélérer les processus temporels et d'améliorer la similitude dynamique. En pratique, il faut que la distorsion du modèle Δ soit inférieure à 5 ou 10, sous peine de ne pas correctement restituer la direction et la distribution des vitesses. Les courants secondaires en particulier peuvent prendre des proportions gênantes pour un modèle physique trop distordu (Nicollet et Labadie, 1992).

Le débit constant introduit dans le modèle est ajusté et contrôlé à l'aide d'une manchette électromagnétique placée sur la conduite d'alimentation. Les niveaux d'eau amont et aval sont stabilisés à l'aide de deux bassins de tranquillisation. Six points du fond du modèle sont équipés de tubes piézométriques (Fig. 4.2, points 1 à 6) reliés à des éprouvettes graduées. Le niveau piézométrique peut ainsi être lu très précisément par contact de la pointe d'une aiguille graduée avec la surface libre. Lors d'expérimentations précédentes, il a été vérifié que le modèle physique reproduit correctement les lignes d'eau mesurées in situ (à 15 ou 20 cm près) pour des débits de $46 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $180 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $300 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et $863 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

4.1.4 Simulation physique du transport par charriage

Le lit inérodable du modèle physique est construit en béton (berges et substratum des chenaux) et en sable (plaine d'inondation). La distribution spatiale de la végétation ligneuse (arbres et arbustes) est reproduite fidèlement à partir de photos aériennes, sous forme de pelotes de papier maintenues par du fil de fer. Sur les berges en béton en particulier, une rugosité réaliste est obtenue à l'aide de ces pelotes et de morceaux de grillage à poules.

Initialement, un fond mobile constitué de particules de charbon est lissé de manière à reproduire une pente uniforme dans le chenal principal, et nulle dans les bras secondaires. La pente du chenal uniforme est de $0,585\%$, ce qui correspond à une pente réelle de $0,15\%$. Le diamètre médian des grains de charbon est évalué à $1,07 \text{ mm}$ (cf. Fig. 4.4). La densité du charbon utilisé vaut 1330 kg/m^3 .

Les règles de similitude pour le transport solide sont délicates à établir du fait de la multiplicité des processus en jeu et du caractère empirique des équations à disposition. A partir des deux paramètres ajustables (granulométrie et densité), il est en effet impossible de mettre à l'échelle à la fois le seuil de mise en mouvement, le débit solide, les frottements sur le fond, la porosité, la pente et les formes du fond, le régime d'écoulement autour des grains et leur trajectoire, etc.

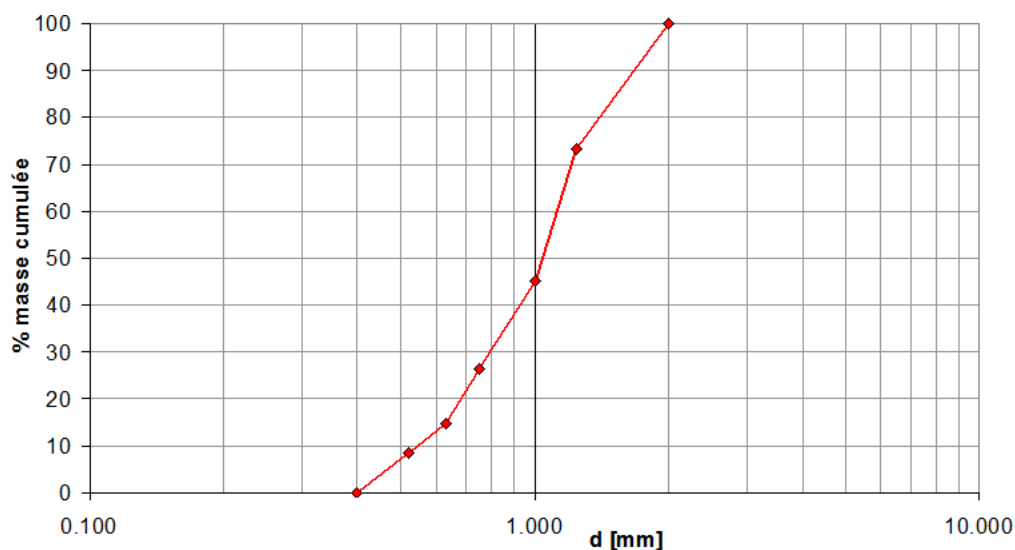


FIG. 4.4 – Courbe granulométrique des particules de charbon utilisées pour le fond mobile (source VUVH)

En général, on s'attache à reproduire correctement les conditions de charriage appliquées aux éléments moyens, à travers la conservation des paramètres adimensionnels suivants (Nicollet et Labadie, 1992) :

le nombre de Reynolds du grain : $Re_* = u_* d_{50} / \nu$, dont l'influence peut être négligée si $Re_* > 60$ (turbulence complète) ;

le paramètre de Shields : $\tau^* = \rho u_*^2 / (\rho_s - \rho) g d_{50}$, rapport de la force tractrice au poids du grain.

Dans le cas présent, l'ordre de grandeur de u_* pour le modèle réduit est donné par :

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{g h J_f} \quad (4.5)$$

soit $u_* \approx 0,025 \text{ m.s}^{-1}$, avec τ la contrainte au fond, $\rho \approx 1000 \text{ kg.m}^{-3}$ la masse volumique de l'eau, $g \approx 10 \text{ m.s}^{-2}$ la gravité, $h \approx 0,1 \text{ m}$ le tirant d'eau moyen, et $J_f \approx 6 \times 10^{-4}$ la pente moyenne. Pour $d_{50} \approx 10^{-3} \text{ m}$ et $\nu \approx 10^{-6} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$, on obtient $Re_* \approx 25$.

La condition de turbulence complète autour du grain est pratiquement respectée, ce qui permet tout de même de s'affranchir de la condition d'invariance du Reynolds de grain. Toujours en considérant $u_*^2 = ghJ$, la règle de similitude de Shields conduit à

$$\lambda_{\rho_s} \lambda_{d_{50}} = \lambda_L^{-1} \lambda_h^2 = 10 \quad (4.6)$$

où λ_{ρ_s} et $\lambda_{d_{50}}$ sont les facteurs d'échelle pour la masse volumique et le diamètre des grains respectivement.

Ici $\lambda_{\rho_s} = 2650/1330 \approx 2,0$, donc $\lambda_{d_{50}} \approx 5,0$. Le diamètre médian réel correspondant est donc environ 5,4 mm, ce qui est effectivement proche de la granulométrie réelle de la Morava inférieure (Holubova *et al.*, 1999).

Si l'on considère une expression du débit solide massique par unité de largeur q_s proportionnelle à $\tau^{3/2}$ par analogie avec la formule classique de Meyer-Peter et Müller (1948), on obtient pour le débit volumique total Q_s l'échelle suivante :

$$\lambda_{Q_s} = \lambda_L^{-1/2} \lambda_h^3 \lambda_{\rho_s}^{-1} \quad (4.7)$$

En définissant le temps sédimentologique t_s comme le temps nécessaire à remplir un volume L^2h par un débit Q_s , l'échelle de temps d'exploitation du modèle sédimentologique peut être estimée par² :

$$\lambda_{t_s} = \lambda_L^{5/2} \lambda_h^{-2} \lambda_{\rho_s} \quad (4.8)$$

L'échelle de temps sédimentologique λ_{t_s} vaut ici environ 400, elle est donc supérieure d'un ordre de grandeur à l'échelle de temps hydrodynamique, 1 heure de simulation représentant environ 1 journée d'écoulement liquide (Eq. 4.2) pour environ 14 jours de transport solide. De même, le rapport d'échelle des masses de sédiment exportées peut s'exprimer comme :

$$\lambda_{M_s} = \lambda_{Q_s} \lambda_t \lambda_{\rho_s} = \lambda_L^{1/2} \lambda_h^{5/2} \quad (4.9)$$

soit 128 tonnes de sédiments représentés par 1 kg de grains de charbons exportés.

En considérant que l'épaisseur de la couche active suit la règle de similitude $\lambda_{d_{50}}$, le facteur d'échelle pour la vitesse de charriage V_s vaut :

$$\lambda_{V_s} = \lambda_{Q_s} \lambda_{d_{50}}^{-1} \lambda_L^{-1} = \lambda_L^{-1/2} \lambda_h \quad (4.10)$$

En posant α_s le rapport des vitesses d'écoulement V aux vitesses de déplacement des sédiments V_s , il vient :

$$\lambda_{\alpha_s} = \lambda_V \lambda_{V_s}^{-1} = \sqrt{\Delta} \quad (4.11)$$

L'application numérique donne $\lambda_{V_s} \approx 3$ et $\lambda_{\alpha_s} = 2$. Le Tab. 4.1 récapitule les valeurs des différents facteurs d'échelle hydrodynamiques et sédimentaires.

²En fait, les temps sédimentologiques représentatifs sont plus courts, car les changements de niveau du fond du lit (Δz_f) sont plus petits que les tirants d'eau. Plutôt que de considérer λ_h , il serait ainsi plus rigoureux d'évaluer $\lambda_{\Delta z_f}$ pour calculer λ_{t_s} .

variables hydrodynamiques					
	pente J [-]	vitesse V [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]	temps t [s]	débit Q [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$]	Reynolds Re [-]
symbole	λ_J	λ_V	λ_t	λ_Q	λ_{Re}
expression	$\lambda_h \lambda_L^{-1} = \Delta^{-1}$	$\lambda_h^{1/2}$	$\lambda_L \lambda_h^{-1/2}$	$\lambda_L \lambda_h^{3/2}$	$\lambda_h^{3/2}$
valeur	0,25	6,5	25,5	40 500	250
variables sédimentaires					
	diamètre médian d_{50} [m]	vitesse de charriage V_s [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]	temps t_s [s]	débit solide Q_s [$\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$]	masse M_s [kg]
symbole	$\lambda_{d_{50}}$	λ_{V_s}	λ_{t_s}	λ_{Q_s}	λ_{M_s}
expression	$\lambda_L^{-1} \lambda_h^2 \lambda_{\rho_s}^{-1}$	$\lambda_L^{-1/2} \lambda_h$	$\lambda_L^{5/2} \lambda_h^{-2} \lambda_{\rho_s}$	$\lambda_L^{-1/2} \lambda_h^3 \lambda_{\rho_s}^{-1}$	$\lambda_L^{1/2} \lambda_h^{5/2}$
valeur	5	3	400	2 500	$1,3 \times 10^3$

 TAB. 4.1 – Résumé des lois de similitudes avec $\lambda_L = 160$, $\lambda_h = 40$ et $\lambda_{\rho_s} = 2,0$

4.2 Expérimentations et observations

4.2.1 Méthodes expérimentales

Un pont roulant se déplaçant d'amont en aval permet de pratiquer les mesures et observations, pendant ou après la simulation, dans un repère géométrique de référence. Ainsi des levés topographiques fins sont pratiqués à l'aide d'un distancemètre laser.

Des mesures de vitesse d'écoulement ont pu être réalisées à l'aide d'un vélocimètre acoustique à effet Doppler UVP (Ultrasonic Velocity Profile Monitor) de la firme suisse MET-FLOW SA. Le principe de la mesure est similaire à celui de l'aDcp (Fig 4.5). Un unique transducteur miniaturisé

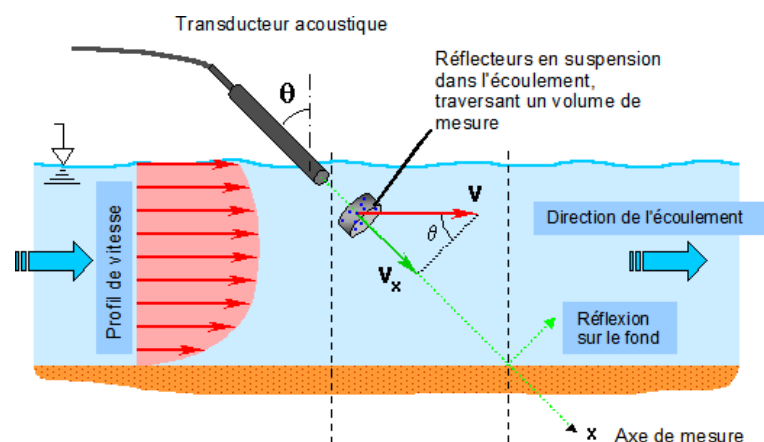


FIG. 4.5 – Schéma de principe du profileur acoustique Doppler UVP (source MET-FLOW, modifié)

immergé avec un angle d'incidence connu fournit des mesures unidirectionnelles pour des vitesses minimales typiquement inférieures à 1 cm.s^{-1} (pour plus de détails techniques, cf. <http://www.met-flow.com/>). Les profils verticaux de vitesse obtenus permettent une vérification du débit total à travers la section, à partir d'une méthode d'intégration classique.

La vélocimétrie par UVP 1D étant inadaptée aux écoulements complexes, des mesures par analyse d'images sont pratiquées au niveau des embouchures des bras secondaires. Lors d'expérimentations antérieures (Holubova *et al.*, 1999), la structure des écoulements en surface avait ainsi été investiguée à l'aide de trajectographie (photographie en pose longue) après injection de traceurs flottants (confettis d'environ 1 cm de diamètre). L'impact des déflecteurs sur les écoulements de fond et de surface avait été observé qualitativement à l'aide d'injection ponctuelle de colorant (permanganate) à la seringue hypodermique.

Lors des expérimentations de décembre 2006, des séquences vidéo ont été acquises à l'aide d'un caméscope numérique mini-DV (CANONMV750i, 25 images par seconde, 720×576 pixels). Une analyse des vitesses de surface par LS-PIV a été menée par Alexandre Hauet, selon le principe détaillé au § 2.3.1. De manière à obtenir des déplacements apparents de traceurs de l'ordre de 15 pixels entre deux images, des séquences filmées de 30 s à quelques minutes ont été sélectionnées et échantillonnées à raison de 10 images par seconde le plus souvent, 2 images par seconde en l'absence de déplacements rapides dans le chenal principal. Après application de filtres sur les mesures de vitesse « instantanée » sur chaque paire d'images, un champ moyen est calculé. Ces filtres s'appuient sur des critères de qualité simples, en définissant des gammes de déplacement et de coefficient de corrélation PIV acceptables. Notons en outre que pour un même angle de vue, les champs de vitesse moyens dans le chenal principal et dans l'embouchure sont en général obtenus pour des séquences différentes. En effet, pour le chenal principal, il a été nécessaire d'écarter les paires d'images ne présentant pas de confettis, tandis que du fait des recirculations, l'embouchure estensemencée en permanence.

Contrairement aux prises de vue du terrain, l'angle de site de la caméra est ici proche de 90° , et les corrections géométriques nécessaires sont donc plus légères. Elles sont rendues possibles par la pose d'une grille régulière de 5×5 cm en début et fin de séquence. Les points de mesures de vitesse LS-PIV ont été repositionnés dans le repère commun aux modèles physique et numérique à l'aide d'une isométrie composée d'une rotation suivie d'une translation. Pour chaque angle de vue, les paramètres de cette isométrie ont été calés manuellement à l'aide d'une routine MATLAB (Fig. 4.6).

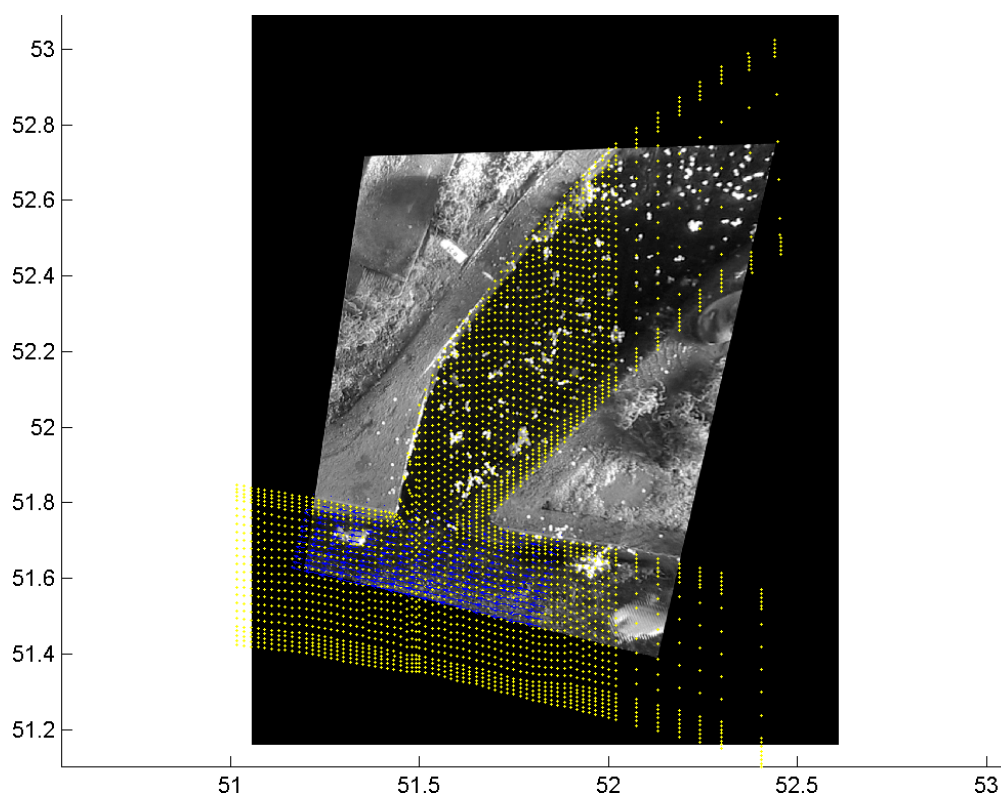


FIG. 4.6 – Exemple de repositionnement d’une image orthorectifiée à partir du semis de points du modèle hydrodynamique correspondant

4.2.2 Plan d’expérience

L’objectif de la campagne d’expérimentation de décembre 2006 est d’exploiter le modèle physique existant pour étudier les écoulements et les dépôts se développant à l’embouchure d’une lône connectée uniquement par l’aval. Ainsi, avant la campagne, l’équipe du VUVH a fermé les ouvertures amont des deux méandres aval par une paroi en béton d’environ 5 cm d’épaisseur. Pour différentes raisons techniques, l’embouchure aval du méandre le plus à l’aval a été abandonnée, et il a été décidé de concentrer observations et mesures uniquement sur l’embouchure aval du méandre central et la portion de chenal principal attenante (zone indiquée en bleu Fig. 4.2).

Grâce à la grande réactivité de l’équipe technique du VUVH, il a été possible de modifier la forme de l’embouchure étudiée à l’aide de ciment à prise rapide. Ainsi, deux scénarios contrastés de morphologie d’embouchure ont pu être étudiés :

- la forme préexistante, avec un coin aval arrondi et un angle d’incidence d’environ 60° par rapport à l’écoulement principal (géométrie « m512 » visible Fig. 4.7) ;
- la nouvelle forme, avec un coin aval saillant et un angle d’incidence proche de 90° (géométrie « m712 » visible Fig. 4.7).

Le Tab. 4.2 présente un résumé du plan d’expérience complet.

code simulation		m512-a	m512-b	m712-a
débit d'alimentation Q		6,46 l.s ⁻¹	4,45 l.s ⁻¹	6,64 l.s ⁻¹
forme de l'embouchure		« douce »	« douce »	« saillante »
sections UVP (cf. Fig. 4.2)	MP1	6,39 l.s ⁻¹ (-1,1%)	3,87 l.s ⁻¹ (-13,0%)	6,53 l.s ⁻¹ (+1,4%)
	MP2	6,29 l.s ⁻¹ (-2,6%)	4,03 l.s ⁻¹ (-9,4%)	6,21 l.s ⁻¹ (-3,6%)
	R21	mesuré	non mesuré	mesuré
nombre de séquences vidéo		3	3	4
topographie après		oui	non	oui

TAB. 4.2 – Résumé des simulations et mesures

Pour chacune des deux géométries d'embouchure, une simulation a été menée pour le débit de pleins bords estimé à 260 m³.s⁻¹, soit environ 6,4 l.s⁻¹ pour le modèle réduit. Pour ces deux simulations m512-a et m712-a, le fond mobile (particules de charbon) initial est lissé selon une pente uniforme. Ensuite, une à deux heures sont nécessaires pour la mise en eau progressive du modèle jusqu'au débit nominal constant, le calage de la ligne d'eau (en réglant les niveaux des bassins de tranquillisation amont et aval) et l'établissement d'un équilibre hydro-sédimentaire (mise en place des bancs alternés et stabilisation de la morphologie et du transport solide).

En l'absence d'apport de sédiment à l'amont, l'équilibre sédimentaire se fait en réalité au prix d'un déficit sédimentaire de la partie amont du chenal principal, se traduisant par une érosion progressive visible à l'œil. Cependant, tout au long des simulations, le déficit sédimentaire amont n'a jamais atteint les PK inférieurs à 65 000 (cf. Fig. 4.2). On suppose donc que son influence est négligeable sur la zone d'intérêt. Après chacune des deux simulations m512-a et m712-a, le modèle étant progressivement asséché, la masse de sédiments exportés à l'aval du modèle est mesurée et un levé topographique fin limité à la zone d'étude est réalisé.

Pendant la phase d'équilibre hydrosédimentaire, des mesures de vitesse sont pratiquées par UVP au niveau des sections de contrôle MP1 et MP2 (Fig. 4.2). Les débits obtenus par ces « mini-jaugeages » sont en bon accord avec le débit constant appliqué en amont (Tab. 4.2). Bien que la méthode soit inadaptée à l'exploration d'une recirculation, des mesures UVP 1D ont tout de même été tentées sur le profil R21 du bras mort. L'analyse de ces données posant de sérieux problèmes métrologiques, elles ne sont pas utilisées dans la présente étude.

En vue de l'analyse des vitesses de surface par LS-PIV, un jeu de séquences vidéo est acquis pour différents angles de vue, dans la zone d'intérêt (Fig. 4.7). Une attention particulière a été portée à l'équilibre de la nappe alluviale³ car, avant son obtention, un débit phréatique faible mais non nul sortant du bras mort a parfois pu être observé visuellement.

Enfin, signalons que des mesures de vitesse ont également été faites pour une simulation m512-b à $180 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, soit environ $4,45 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$. Les jaugeages UVP pratiqués aux sections donnent des débits sensiblement inférieurs au débit nominal d'alimentation (Tab. 4.2). Pour cette expérimentation m512-b à un débit inférieur au débit de pleins bords, la topographie finale de l'expérimentation m512-a a été conservée comme géométrie initiale du fond mobile. La topographie des dépôts dans la zone d'intérêt n'a pas été pratiquée, faute de temps. De même, une simulation similaire m712-b initialement prévue pour la deuxième forme d'embouchure n'a finalement pas pu être menée. Seules les expérimentations m512-a et m712-a, au débit de pleins bords et pour les deux géométries d'embouchures, sont considérées dans la suite de l'étude.

³dans le sable du lit majeur de la maquette.

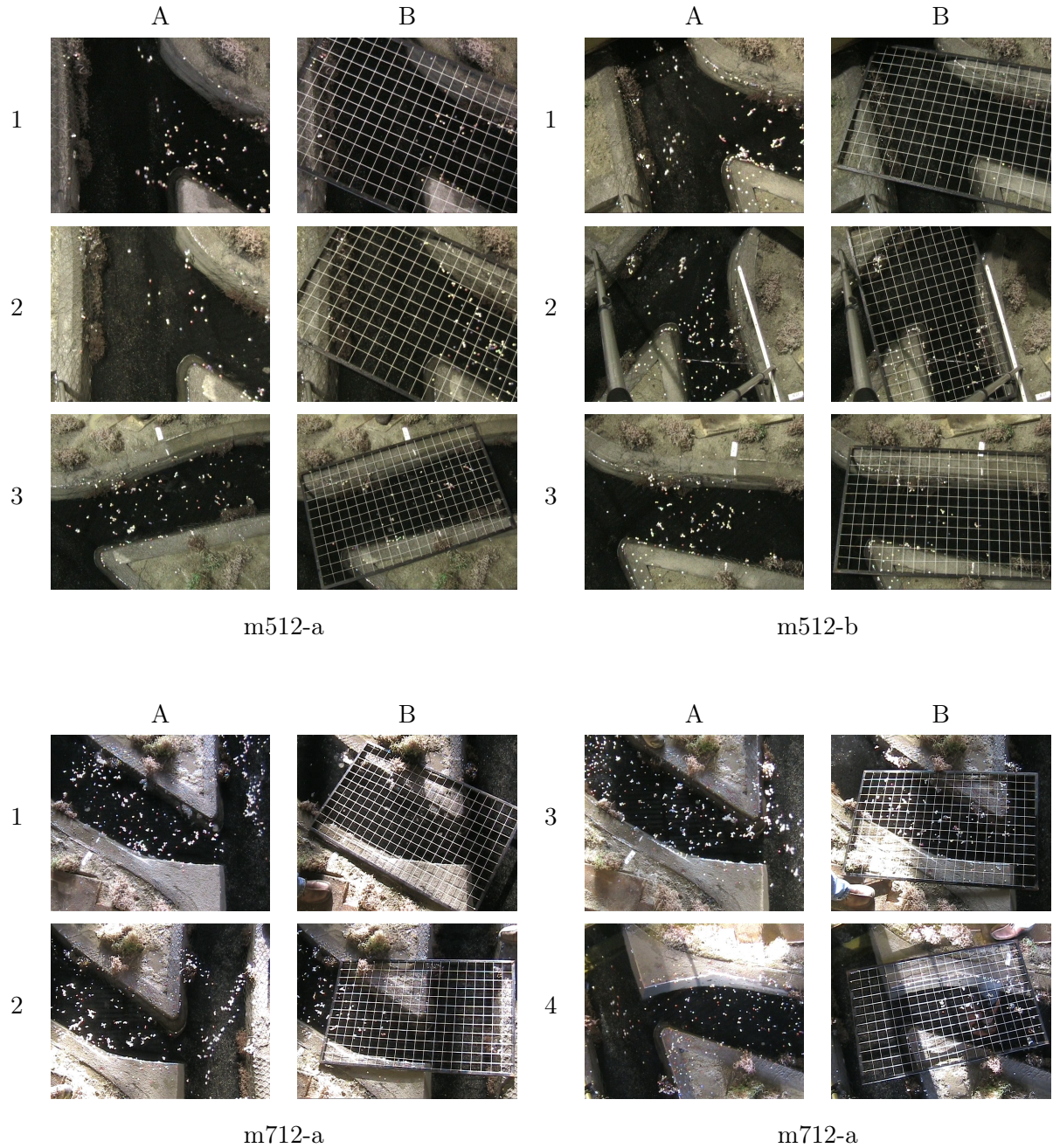


FIG. 4.7 – Ensemble des angles de vue des séquences vidéo pour les trois simulations m512-a (3 séquences), m512-b (3 séquences) et m712-a (4 séquences)

Exemple d'image traitée par LS-PIV (A) et image de grille (B)

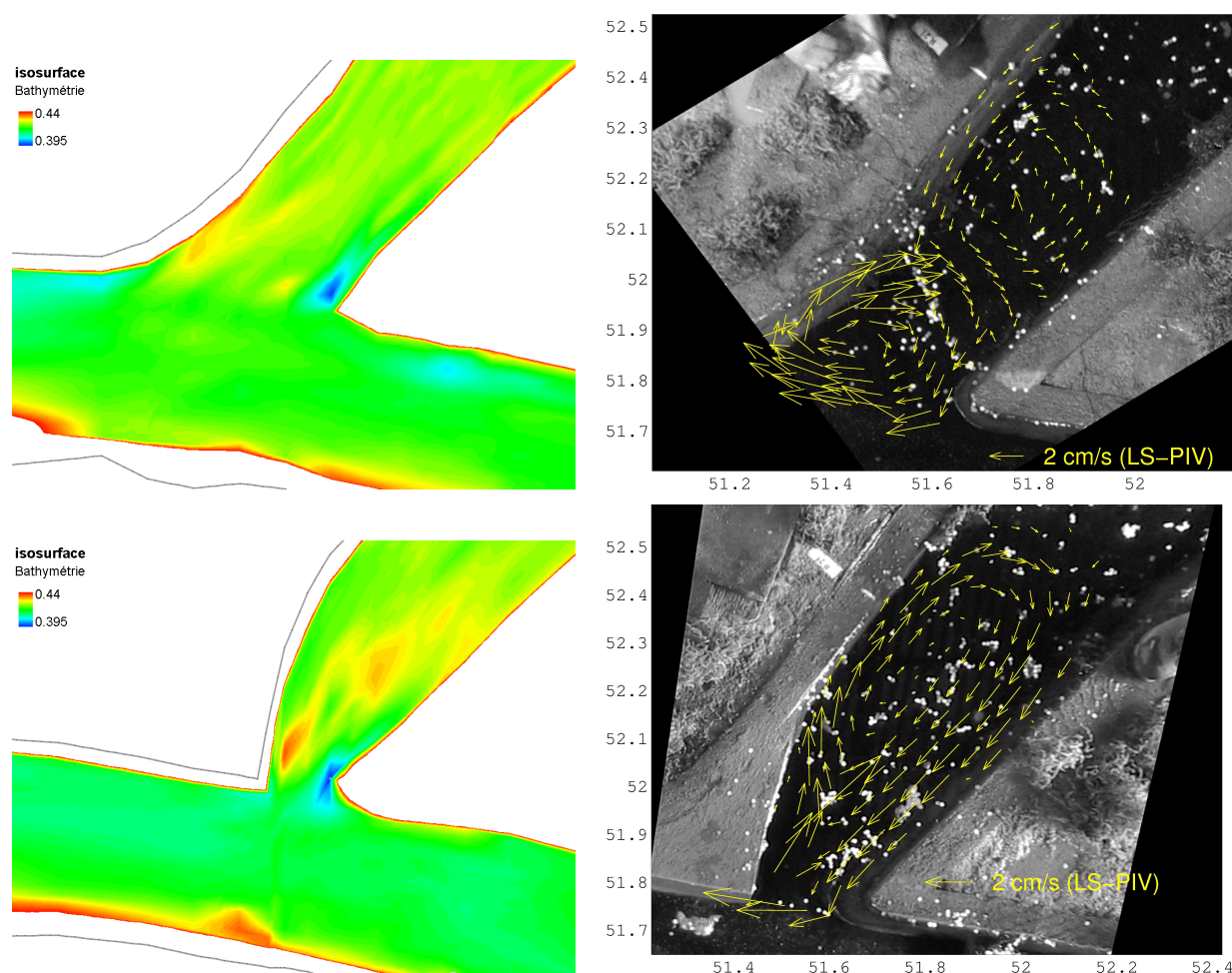


FIG. 4.8 – Topographie finale mesurée et champ de vitesse moyen en surface obtenu par LS-PIV
Expérimentation m512-a (en haut) et m712-a (en bas)

4.2.3 Observations hydro-sédimentaires

Les deux topographies de la zone d'intérêt levées en fin d'expérimentation pour les simulations m512-a et m712-a présentent une distribution similaire des zones de dépôts et érosions (Fig. 4.8), qui n'est pas sans rappeler celle observée sur le cas de terrain de Port-Galland (chapitre 3) :

- **un dépôt au coin aval**, étiré vers l'amont du bras mort, et séparé du pied de berge par une étroite dépression ; pour une durée d'expérimentation équivalente, le dépôt du cas m712-a est plus important et plus étiré que celui du cas m512-a ; ce dépôt se prolonge profondément dans l'embouchure, sous forme de lentilles de dépôt allongées et discontinues ;
- **un affouillement au coin amont**, très localisé mais très marqué, en pied de berge à l'extrémité du rebord de la cavité ;
- **une incision du chenal principal**, plus marquée sur le côté droit, du côté de l'embouchure du bras mort ;

- **des dépôts localisés sur le bord gauche du chenal principal**, liés à la présence d'obstacles ou à la naissance d'un banc important se formant immédiatement en aval de la zone d'intérêt.

En revanche, le champ de vitesse moyen en surface obtenu par LS-PIV est très différent pour chaque géométrie d'embouchure. Dans le cas m512 (coin aval arrondi), un système à deux recirculations contrarotatives a pu être observé, en accord avec le schéma présenté Fig. 3.8 au chapitre 3. On peut toutefois se demander dans quelle mesure le buisson visible sur l'image contraint significativement ou pas la structure de l'écoulement. La recirculation primaire présente des vitesses en surface de l'ordre de 3 cm.s^{-1} en entrée, et inférieures à 2 cm.s^{-1} en sortie ; la recirculation secondaire apparaît presque deux fois plus étendue, avec des vitesses en surface de quelques mm.s^{-1} seulement.

Dans le cas m712 (coin aval saillant), une seule recirculation s'étend sur tout l'espace occupé par les deux recirculations précédentes. Le buisson a disparu dans l'opération de maçonnerie, mais il apparaît peu vraisemblable qu'il ait pu induire un écoulement à deux recirculations, tant le flux entrant est direct et fort, et tant l'extrémité de l'embouchure a été rétrécie. L'intensité et la direction des vitesses rebondissant sur le coin aval suggèrent un écoulement fortement tridimensionnel. Le long de la recirculation allongée, les vitesses entrantes diminuent progressivement, l'écoulement s'accéléralant ensuite vers la sortie de l'embouchure.

Dans les deux cas, le lien entre les formes d'écoulement 2D planes et l'évolution du fond apparaît complexe. En particulier, les dépôts ne sont pas localisés au centre des recirculations, comme on l'observe parfois dans le cas d'un transport en suspension (Langendoen *et al.*, 1994). Erosions et dépôts semblent toutefois bien associés aux zones d'accéléralation et de décéléralation de la recirculation principale (principe d'Exner). Leur forme et leur répartition dépendent vraisemblablement de la structure tridimensionnelle des écoulements contraints par les bords de l'embouchure (et peut-être de singularités telles que le buisson de m512).

4.3 Etablissement et évaluation d'un modèle hydrodynamique 2D

4.3.1 Etablissement du modèle

Un modèle hydrodynamique 2D moyenné sur la verticale a été établi pour chacune des deux géométries d'embouchure (m512 et m712) à l'aide du code RUBAR20 développé au *Cemagref* (Paquier, 1995). Ce code de calcul a été présenté au chapitre 3 (§ 3.1.3). Dans un souci de simplicité, la modélisation numérique a été développée à l'échelle du modèle physique.

La géométrie de calcul a été construite à partir :

- d'un jeu de sections du chenal principal (sections en rouge sur la Fig. 4.2) levées lors d'une simulation antérieure ;

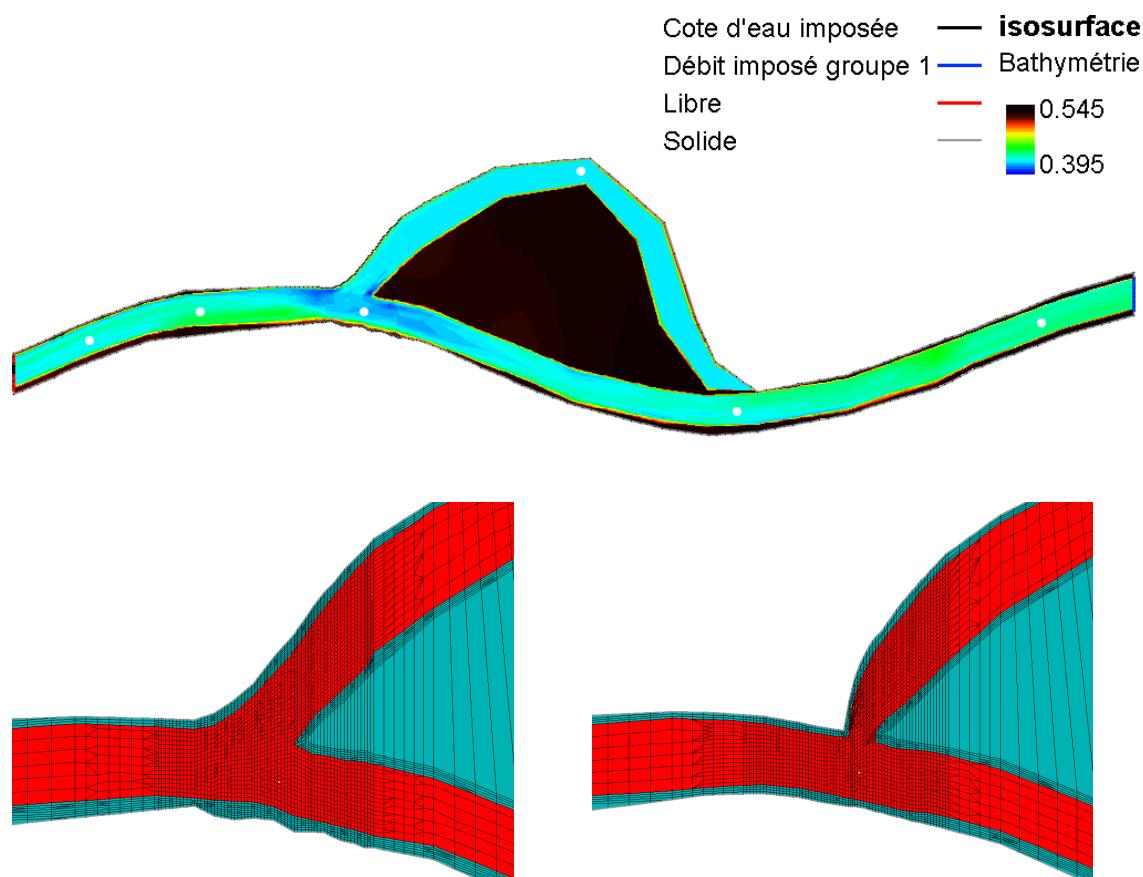


FIG. 4.9 – Géométries de calcul

Bathymétrie, frontières et points de contrôle (blanc) pour le modèle m512 (en haut)

Maillages, coefficients de Strickler dans la configuration K5-60 pour les zones d'intérêt m512/m712

- des levés topographiques détaillés de la zone d'intérêt obtenus après les simulations m512-a et m712-a; les pas d'espace horizontaux sont typiquement de 2 à 10 cm entre sections et de 1 à 2 cm entre points sur une section; ces levés détaillés sont recalés en altitude par superposition des berges en béton inérodables sur les sections communes (MP1 et MP2);
- des sections R1, R3... R21 (Fig. 4.2) positionnées et reconstituées (fond plat) à partir du schéma et des levés dans la zone d'intérêt;
- des sections limites amont et aval, simple translation des sections en considérant la pente moyenne du chenal principal (0,585‰).

A l'aide de l'utilitaire SECMA6, le maillage de calcul (Fig. 4.9) a été établi par interpolation linéaire guidée selon les lignes directrices morphologiques du chenal principal et du méandre recoupé : hauts et bas de berge essentiellement. Un soin particulier a évidemment été apporté au maillage de la confluence (zone d'intérêt), avec des mailles de 2 cm × 2 cm en moyenne. Le pas de maillage transversal est de 1 cm sur les berges, en raison de la pente plus forte. Dans les chenaux proprement

ditions, les pas longitudinal et transversal sont progressivement ramenés à 12 cm et 6 cm respectivement. Ainsi le nombre de mailles est respectivement de 6344 et 5832 pour les géométries m512 et m712.

La bathymétrie (Fig. 4.9) des deux modèles ainsi obtenus indique clairement :

1. la formation de bancs alternés (séquences morphologiques globalement cohérentes entre les différents jeux de topographie) ;
2. une érosion du chenal principal plus marquée au droit de l'embouchure, mais cela est dû à la différence d'alimentation et de temps de simulation entre le jeu de sections ancien et nos levés ; il conviendra simplement de vérifier que les simulations hydrodynamiques ne sont pas trop affectées par ce « raccord » ;
3. dans l'embouchure, à proximité de l'écoulement principal, la formation d'un dépôt sur la face aval et d'une érosion sur la face amont (§ 4.2.3).

La condition aux limites amont est le débit expérimental (constant) réparti sur les arêtes entrantes en eau. Les conditions aux limites aval consistent en une cote fixe imposée sur les deux arêtes sortantes les plus profondes, et une condition de sortie libre appliquée sur les autres arêtes sortantes. Cette cote aval est extrapolée à partir de la ligne d'eau observée.

La viscosité cinématique turbulente est arbitrairement fixée à la valeur $\nu_{ef} = 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-2}$. Dans un premier temps, un coefficient de frottement uniforme K a été calculé à partir de la formule du régime permanent uniforme (Manning-Strickler) :

$$V = Q/A = K R_h^{2/3} J_f^{1/2} \quad (4.12)$$

avec $V = Q/A$ la vitesse débitante (rapport du débit à la section mouillée), R_h le rayon hydraulique et J_f la pente du fond. Appliquée à la section du limnimètre n° 6 à l'aide de la cote d'eau et du débit mesurés, cette relation donne $K=45 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$.

Les conditions initiales sont établies comme suit :

- plan d'eau linéairement décroissant en x de la cote extrapolée à l'amont à la cote extrapolée à l'aval ;
- dans le chenal principal, vitesses $u_x = 0,16 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ (vitesse moyenne estimée) et $u_y = 0$;
- dans le bras mort, vitesse nulle (les premières simulations tentées avec $u_x = 0,16 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ échouaient à cause des oscillations engendrées dans la cavité).

Pour ces conditions initiales, l'établissement d'un régime stabilisé est obtenu en environ 100 s ; ainsi, les conditions hydrodynamiques calculées au bout de 300 s sont reprises en conditions initiales pour les simulations ultérieures. La durée de simulation est fixée à 300 s, ce qui représente environ 5 h de calcul. Les champs de vitesse et de hauteur d'eau simulés au temps final dans la zone d'intérêt pour les deux géométries sont présentés Fig. 4.10.

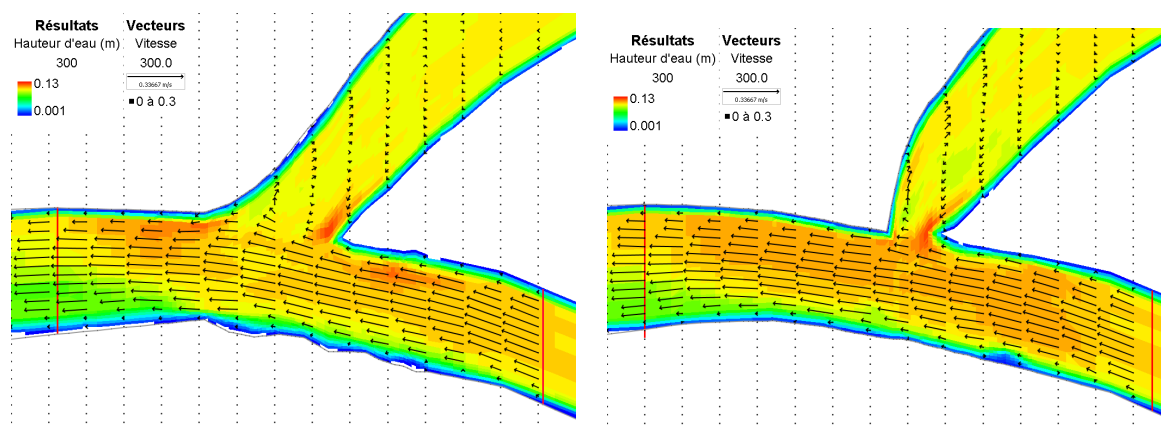


FIG. 4.10 – Champs de vitesse et hauteurs d'eau simulés en régime permanent ($t=300$ s)

Les sections de contrôle UVP (MP1, MP2) sont indiquées en rouge

4.3.2 Calage et évaluation hydrodynamique

Les lignes d'eau obtenues avec le coefficient de frottement uniforme (Fig. 4.11) reproduisent très précisément les mesures de contrôle : écart moyen 0,3 % du tirant d'eau (écart maximal 1 %) pour les simulations m512-K45 et m712-K45. Toutefois, comme on pouvait s'y attendre, un frottement uniforme ne permet pas de reproduire correctement la distribution des vitesses mesurées par UVP aux sections de contrôle MP1 et MP2 (Fig. 4.12). Pour pouvoir simuler la forte résistance à l'écoulement produite par les obstacles (grillage et pelotes de papier) fixés aux berges, il est nécessaire d'opter pour un coefficient de Strickler très faible sur les berges ($5 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$), compensé par un coefficient plus réaliste pour le fond mobile ($60 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ au lieu de 45). La valeur précise de ce dernier coefficient influe d'ailleurs peu sur les vitesses simulées.

Après ajustement de la cote de contrôle aval (non mesurée), les lignes d'eau obtenues pour les simulations m512-K5-60 et m712-K5-60 (Fig. 4.11) restent très satisfaisantes : écarts moyens aux mesures de contrôle +0,3 % et -0,1 % du tirant d'eau (écarts maximaux $\pm 0,8$ %) pour les simulations m512-K5-60 et m712-K5-60 respectivement. La répartition des vitesses simulées aux sections MP1 et MP2 est alors très acceptable (Fig. 4.12). Ce jeu de coefficients, simple à redistribuer d'un modèle à l'autre, est donc conservé pour l'ensemble des simulations ultérieures.

Il faut toutefois noter que les vitesses simulées au centre de la section MP1 (aval) sont significativement inférieures aux mesures ($20 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ au lieu de 25). Cela s'explique vraisemblablement par l'érosion active de ce secteur au cours de la simulation physique. En effet, à la section MP1, les tirants d'eau simulés (hérités de la topographie finale utilisées dans le modèle numérique) sont plus élevés (de 1 cm environ en moyenne) que les tirants d'eau mesurés lors des jaugeages UVP, réalisés au milieu de la simulation physique. A la section MP2, cette vérification ne peut pas être faite puisque la section du modèle est issue de la topographie m512 pour les deux modèles, ce sec-

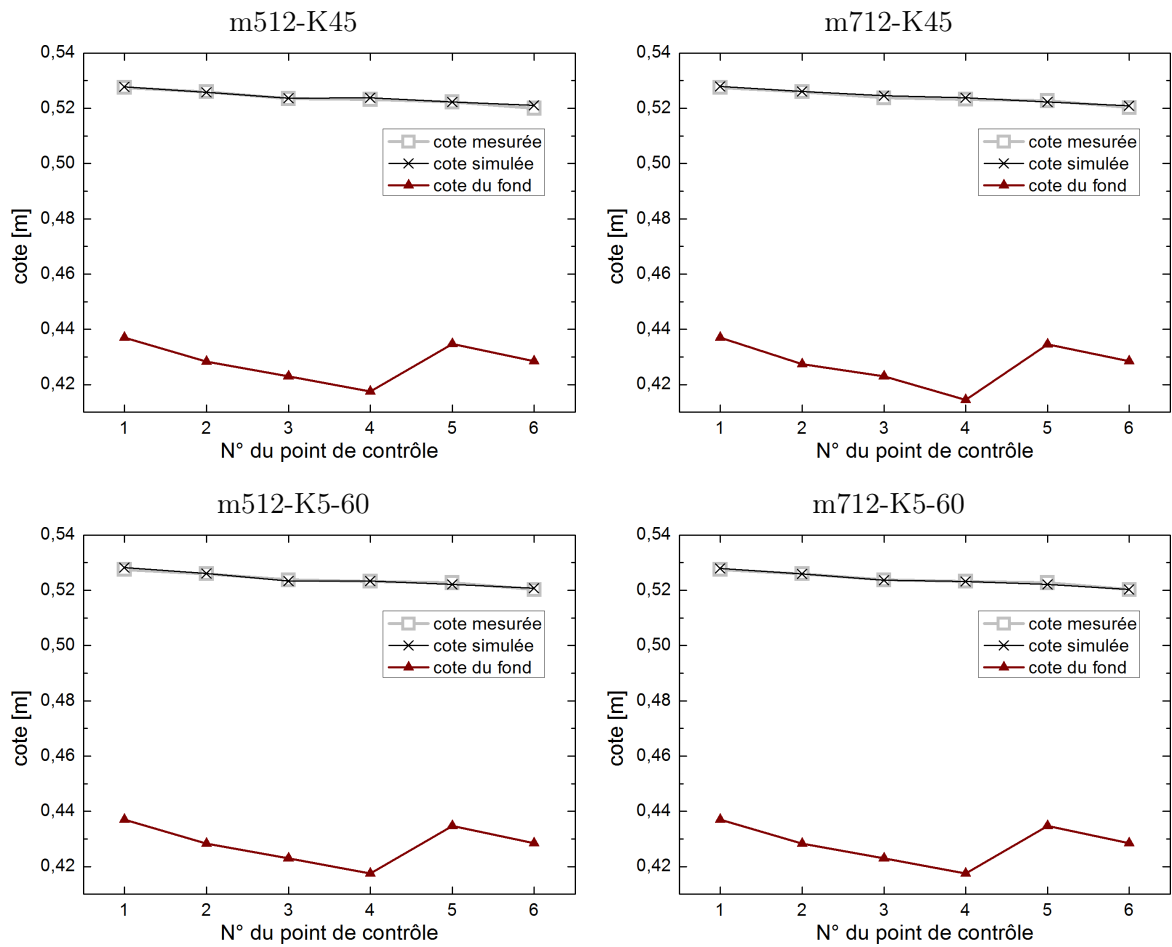


FIG. 4.11 – Lignes d'eau simulées et observées pour les géométries m512 et m712

En haut, résultats pour $K = 45 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ uniformément

En bas, résultats pour $K = 60 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ au fond du chenal et $K = 5 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ sur les berges

teur n'ayant pas été mesuré lors de la deuxième topographie. Mais les mesures UVP indiquent une érosion beaucoup moins marquée entre les deux jaugeages; et les observations et simulations sont toutes très proches (le petit écart autour de $y = 51,50 \text{ m}$ est due à la présence d'un obstacle fixé en berge qui n'est pas pris en considération dans la géométrie de calcul). Il est possible que l'érosion du fond soit plus intense en MP1 en raison de la capture de sédiments dans l'embouchure du bras mort, juste en amont.

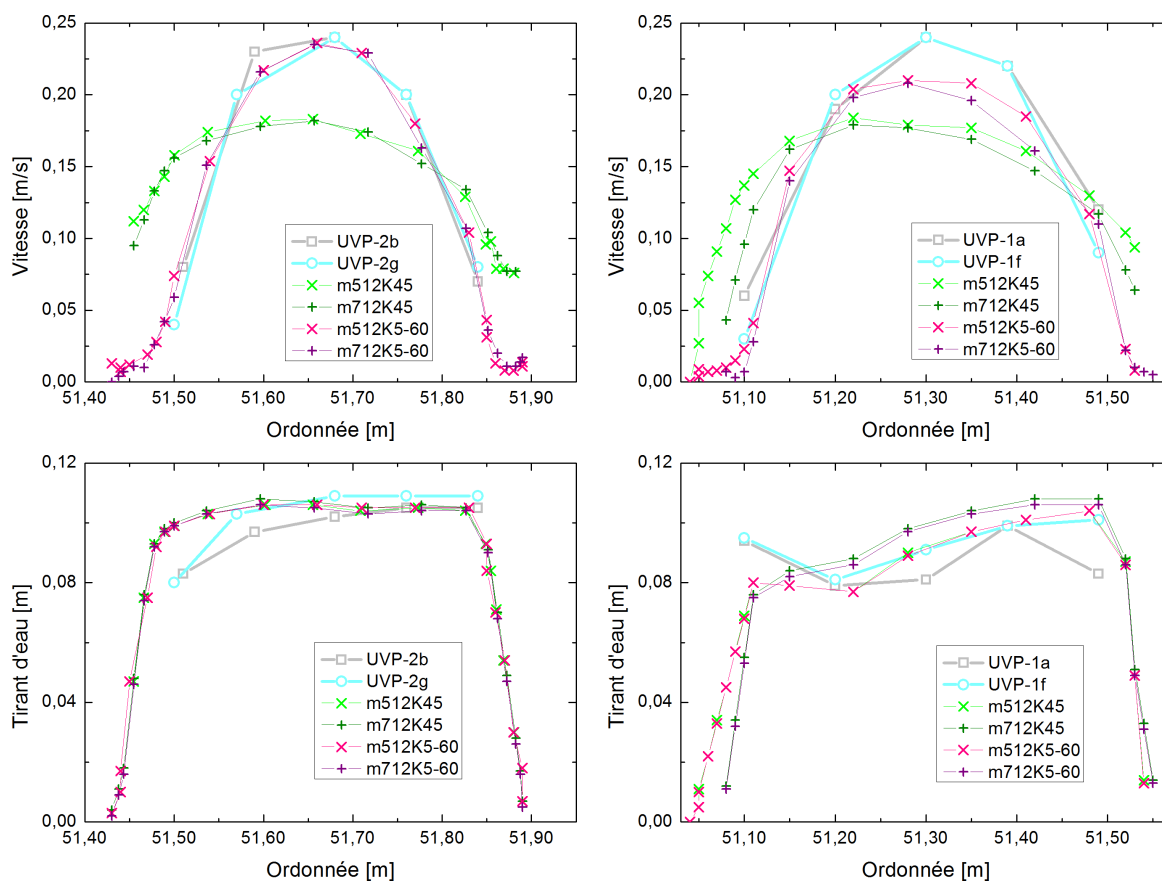


FIG. 4.12 – Vitesses intégrées sur la verticale et tirants d'eau mesurés (UVP) et simulés
Sections de contrôle MP2 (à gauche) et MP1 (à droite) pour le débit de pleins bords

4.3.3 Confrontation aux mesures LS-PIV

Une comparaison quantitative des vitesses simulées par RUBAR20 et mesurées par LS-PIV a été effectuée à l'aide d'une routine MATLAB permettant la recherche du plus proche résultat numérique voisin dans un rayon de recherche limité à 2 cm autour de chaque point de mesure LS-PIV. Il est possible d'appliquer en outre une sélection des points de comparaison, notamment un rejet en cas d'angle LS-PIV aberrant. Dans le cas présent, l'angle LS-PIV est jugé aberrant s'il s'éloigne de plus de 60° de l'angle de la vitesse simulée la plus proche, ce qui ne se produit quasiment pas dans le chenal principal.

Les vitesses simulées (intégrées sur la verticale) et mesurées (en surface) par LS-PIV n'ont pas la même nature. En outre, les effets tridimensionnels qui peuvent intervenir lorsque les écoulements se complexifient ne sont pas pris en compte dans le code RUBAR20. Pour les applications hydrométriques, on considère souvent un coefficient de surface⁴ $\alpha=0,85$, établi à partir des profils verticaux habituellement mesurés dans les écoulements réguliers (bidimensionnels) rencontrés sur le terrain (Rantz, 1982).

⁴Le coefficient de surface α est le rapport entre vitesse intégrée sur la verticale et vitesse mesurée en surface.

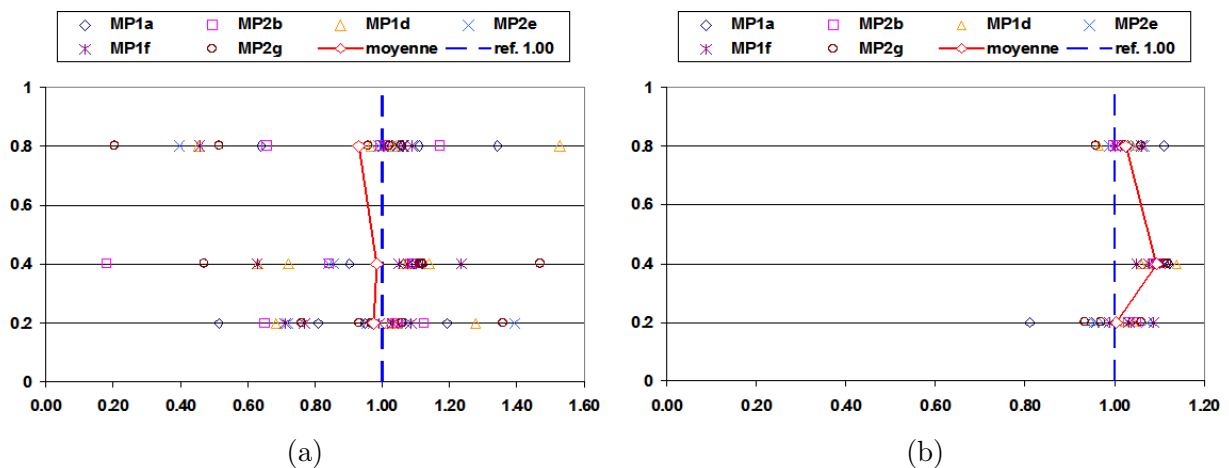


FIG. 4.13 – Profils verticaux de vitesse UVP adimensionnels

Sur l'ensemble des 5 verticales de chaque section (a), sans les verticales 1 et 5 aux bords (b) ;

Les vitesses sont rapportées à la vitesse moyenne sur la verticale, les cotes sont rapportées au tirant d'eau

Pour préciser la représentativité des vitesses en surface dans le cas du modèle réduit considéré, les profils verticaux obtenus lors des « mini-jaugeages » par UVP sur 5 verticales aux sections MP1 et MP2, pour les trois cas m512-a, m512-b et m712-a, ont été adimensionnalisés par la vitesse moyenne sur la verticale correspondante (Fig. 4.13). Les profils considérés dans leur intégralité (à gauche) apparaissent très dispersés, mais si l'on écarte les verticales situées près des bords (à droite), les données se resserrent autour d'un profil moyen. Ce profil s'écarte du canon logarithmique (qui passe par la valeur 1 à la cote relative 0,4), et une extrapolation à la surface suggère un coefficient α proche voire légèrement supérieur à 1. On peut donc raisonnablement considérer que les vitesses en surface non corrigées sont, en regard des incertitudes de mesure, représentatives de l'écoulement intégré sur la verticale. Près des bords toutefois, des effets tridimensionnels peuvent rendre les vitesses de surface significativement différentes de la vitesse intégrée sur la verticale.

Comparaison des vitesses dans le chenal principal

Les résultats de cette comparaison quantitative (Fig. 4.14 et 4.15) montrent que l'écart relatif entre les intensités de vitesse simulées et observées est inférieur à 20% presque partout et à 10% pour une majorité des points de mesure. Des écarts plus forts (jusqu'à 100% et plus) apparaissent de façon localisée près des bords. Ils traduisent principalement l'influence d'obstacles (arbustes en papier, grillage...) qui sont pris en compte de façon distribuée dans le modèle numérique, à travers le coefficient de Strickler très faible ($5 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$) affecté uniformément sur les bords. Logiquement, le profil transversal moyen de vitesse simulé apparaît plus régulier que celui observé en surface, et typiquement sous-estimé dans le sillage des arbustes, et surestimé à proximité immédiate du bord.

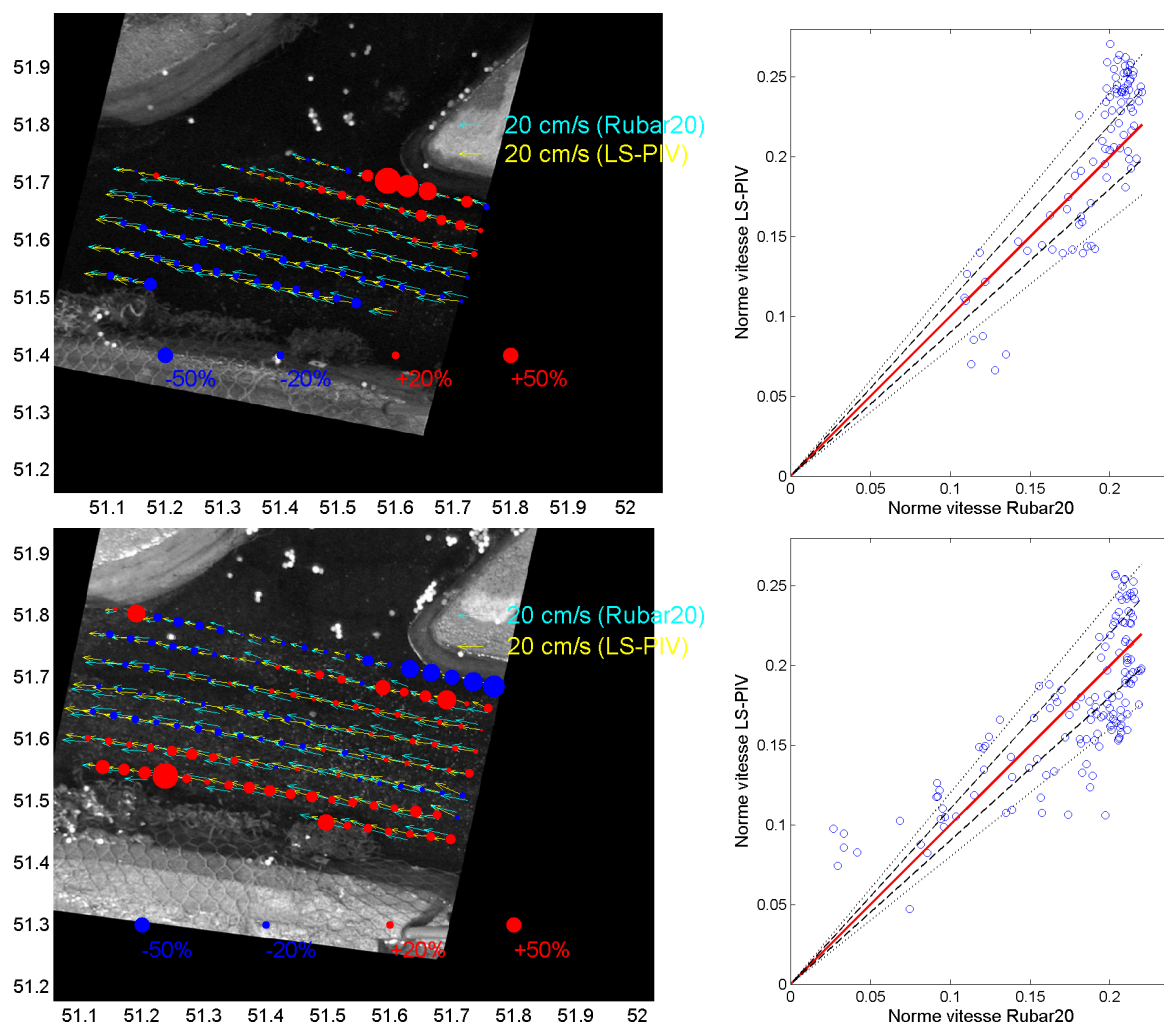


FIG. 4.14 – Comparaison des vitesses LS-PIV et RUBAR20 dans le chenal principal

Géométrie m512, séquences m512-a 1/2; la taille des pastilles rouges (surestimation par RUBAR20) et bleues (sous-estimation) est proportionnelle à l'écart relatif entre vitesses simulées et observées; sur les graphiques, les faisceaux d'écart à 10% (tirets) et à 20% (pointillés) sont matérialisés

Néanmoins, les angles et normes simulés au centre de l'écoulement et à proximité de l'embouchure du bras mort représentent de façon acceptable les conditions d'écoulement observées par LS-PIV.

En outre, une surestimation des vitesses simulées se produit juste à l'aval du lieu d'injection des traceurs, sur une très courte distance (cf. Fig. 4.15 au milieu). Conformément aux observations visuelles, cet effet est vraisemblablement dû à la phase d'accélération des confettis, qui n'ont pas encore pris la vitesse de l'écoulement. En effet, une injection plus en amont ne permettait pas d'obtenir un ensemencement homogène de l'ensemble de la zone d'intérêt, en raison de la concentration des confettis au centre de l'écoulement, aggravée par la présence des buissons aux bords.

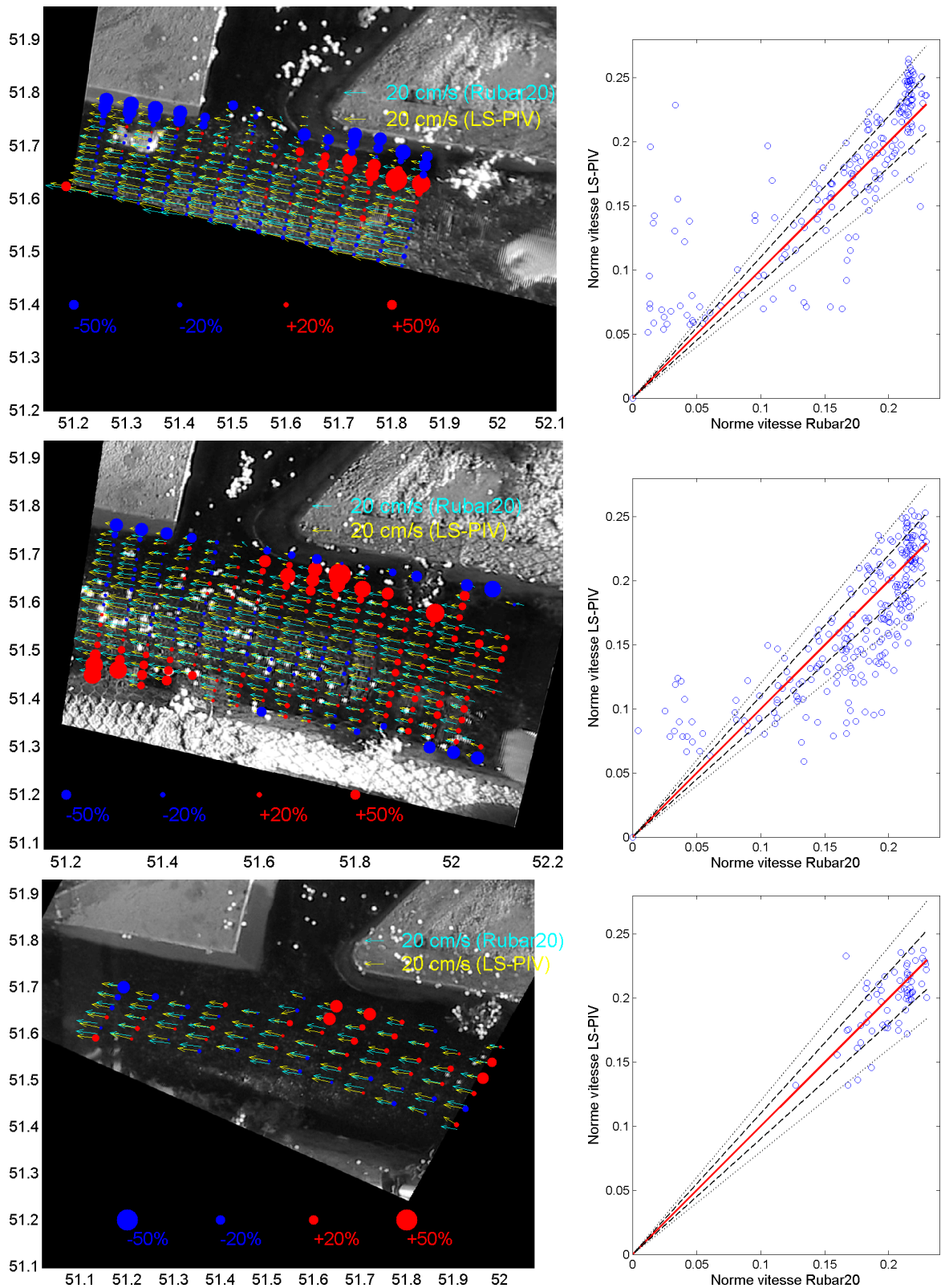


FIG. 4.15 – Comparaison des vitesses LS-PIV et RUBAR20 dans le chenal principal
Géométrie m712, séquences m712-a 2/3/4; la taille des pastilles rouges (surestimation par RUBAR20) et bleues (sous-estimation) est proportionnelle à l'écart relatif entre vitesses simulées et observées; sur les graphiques, les faisceaux d'écart à 10% (tirets) et à 20% (pointillés) sont matérialisés

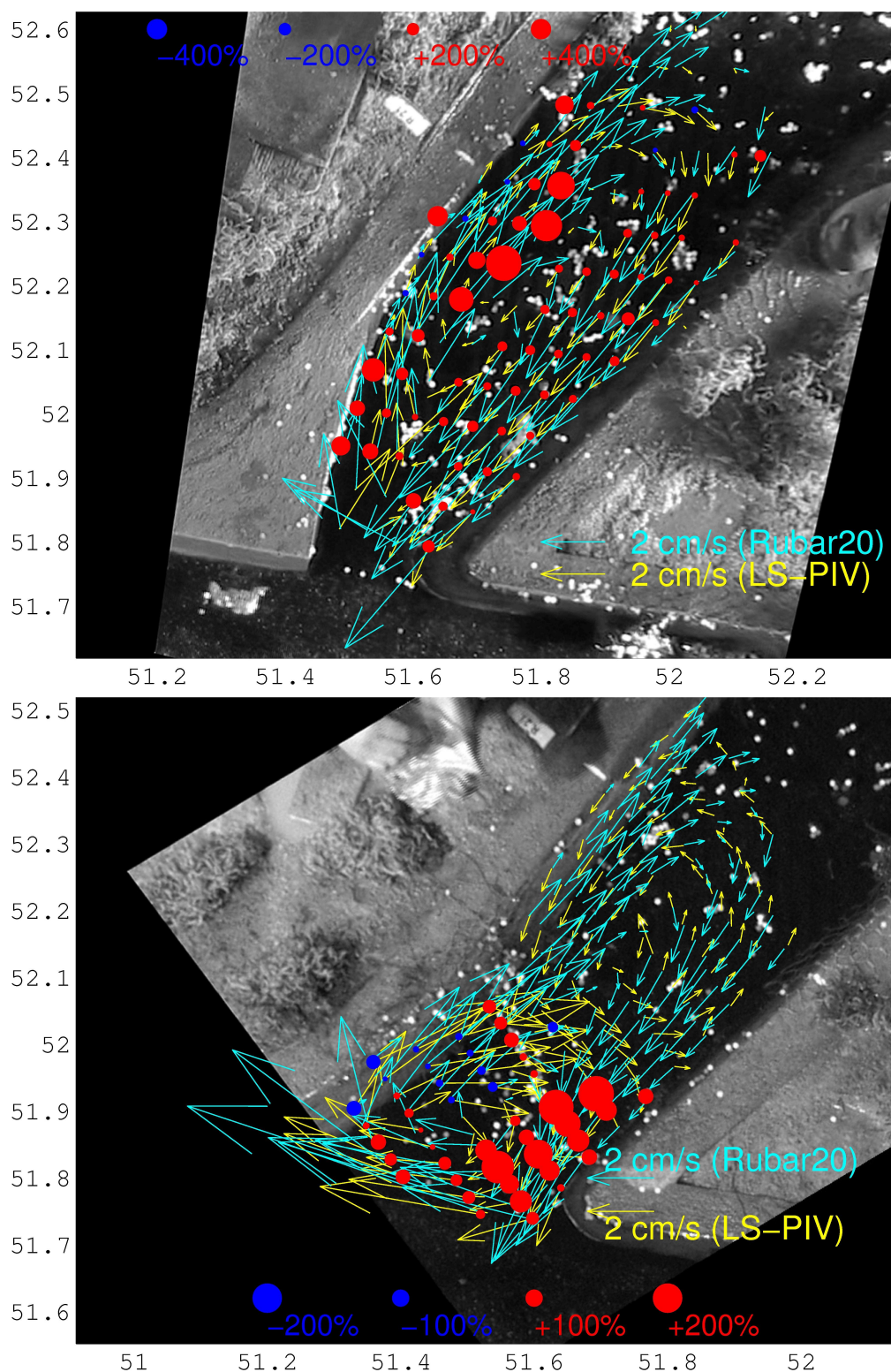


FIG. 4.16 – Comparaison des vitesses LS-PIV et RUBAR20 dans l'embouchure
Géométrie m712 (en haut) et m512 (en bas); la taille des pastilles rouges (surestimation par RUBAR20) et bleues (sous-estimation) est proportionnelle à l'écart relatif entre vitesses simulées et observées

Comparaison des vitesses dans le bras mort

Dans l'embouchure, pour les deux morphologies m512 et m712, les vitesses simulées (intégrées sur la verticale) sont globalement très supérieures aux vitesses mesurées en surface (Fig. 4.16). Dans le cas d'un angle aval saillant (m712), la forme et la taille de la recirculation unique sont correctement reproduites, le point de rebroussement des vitesses étant situé à peine trop loin dans le bras mort. La surestimation est importante partout, mais elle semble plus limitée sur le courant sortant (de l'ordre de 100%) que sur le courant entrant, où elle peut atteindre 400 ou 500% localement. L'écoulement entrant en surface est bien plus complexe que le courant entrant simulé, avec des variations locales importantes en direction et en intensité, qui ne sont pas reproduites par le modèle. L'écoulement simulé dans l'ensemble de la cavité est sans doute globalement surestimé par rapport aux vitesses intégrées sur la verticale réelles, mais la branche entrante de la recirculation est vraisemblablement l'objet d'effets 3D significatifs dus à l'impact sur le bord aval de l'embouchure. Selon le même schéma que celui issu de l'interprétation du champ de vitesse 3D de Port-Galland (§ 3.2.3), le dévers centrifuge visible sur les vitesses de surface contre le bord aval suggère la présence de courants secondaires hélicoïdaux, avec de fortes vitesses au fond présentant une composante secondaire centripète.

Dans le cas d'un angle aval arrondi (m512), le système à deux recirculations mesuré en surface n'est pas du tout reproduit par la simulation numérique : une seule recirculation occupe à peu près le même espace que celle du cas m712. La comparaison des normes n'est donc pas effectuée dans la recirculation secondaire (différences de direction supérieures à 60°). Dans la recirculation primaire, les vitesses simulées sont beaucoup moins surestimées que dans le cas m712, voire même sous-estimées dans une partie du courant entrant. Le courant sortant simulé présente des intensités de vitesse de 100 à 200% supérieures aux vitesses de surface LS-PIV. Il y a donc clairement un déséquilibre du bilan de masse qui ne peut s'expliquer que par des effets 3D induisant des vitesses en surface supérieures à celles au fond en entrée, et surtout des vitesses au fond supérieures à celles en surface en sortie.

Ces effets 3D au niveau de la recirculation primaire sont beaucoup plus handicapants pour la simulation hydro-sédimentaire 2Dh que les erreurs sur la taille de la recirculation primaire (géométrie m712) ou même que la non-reproduction de la recirculation secondaire dans la géométrie m512. Dans ce dernier cas, l'influence potentielle du buisson présent sur la face aval de la cavité a été testée à travers deux types de prise en compte de l'obstacle dans le domaine de calcul (Fig. 4.17). A l'emplacement du buisson repéré sur les images ortho-rectifiées, les écoulements ont été ou bien fortement freinés par un très fort frottement, ou bien rendus impossibles par création d'un obstacle topographique mis à la cote insubmersible (haut de berge). Ces deux modifications a priori assez violentes n'ont permis que de défléchir la branche entrante de la recirculation primaire (selon des

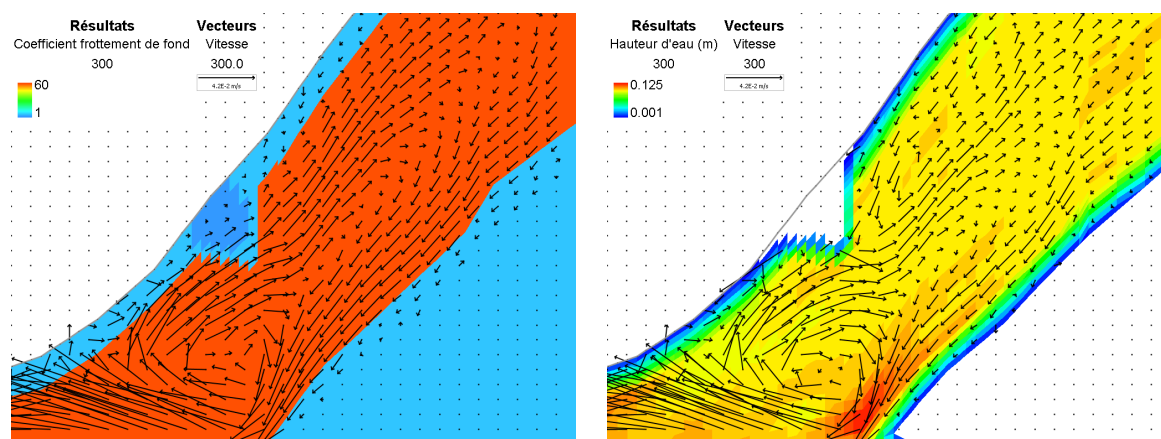


FIG. 4.17 – Vitesses simulées dans l’embouchure m512 avec prise en compte du buisson : par une zone à très faible coefficient de Strickler (1-5) (a), par un obstacle topographique (b)

directions plus proches de celles observées en surface), sans que la recirculation secondaire contra-rotative ne puisse être amorcée. La recirculation primaire se déforme seulement, une recirculation secondaire dégénérée se créant derrière l’obstacle dans le deuxième cas. En conclusion, l’influence du buisson sur les écoulements réels est sans doute à considérer, mais elle ne saurait expliquer la non-reproduction de la recirculation secondaire par le modèle. Ces simulations-tests ayant été réalisées pour une constante de viscosité efficace nulle ($\nu_{ef}=0$), il est probable que la viscosité numérique due à la discrétisation spatiale reste trop importante dans la cavité. A contrario, en augmentant ν_{ef} jusqu’à des valeurs élevées ($\nu_{ef} = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-2}$ par exemple), il est possible d’empêcher la recirculation primaire, les lignes de courant de l’écoulement principal se déformant simplement pour occuper l’embouchure.

4.4 Simulation du charriage et de l’évolution du fond

4.4.1 Représentation numérique

RUBAR20TS (Paquier, 2007) est une version de RUBAR20 (cf. § 3.1.3) qui permet de modéliser le transport de substances dissoutes ou de sédiments transportés en suspension ou par charriage. Une équation de convection d’une concentration est ajoutée aux équations sur l’eau :

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(Chu_s)}{\partial x} + \frac{\partial(Chv_s)}{\partial y} = E - S \quad (4.13)$$

avec :

- $C \text{ [m}^3/\text{m}^3\text{]}$ la concentration volumique moyenne ; dans le cas du charriage, la concentration représente sur chaque maille le volume de sédiments en mouvement (couche active) rapporté au volume d’eau ;

- h [m] la hauteur d'eau ;
- u_s, v_s [m.s⁻¹] les composantes de la vitesse de déplacement des sédiments, ou vitesse de charriage⁵ suivant Ox et Oy ;
- E et S [m.s⁻¹] le taux d'érosion et le taux de sédimentation respectivement ;

La méthode de résolution de l'équation est la même que pour l'hydrodynamique, i.e. résolution couplée, même pas de temps. L'évolution du fond est calculée à l'aide de l'équation de continuité sédimentaire suivante :

$$\frac{\partial z_f}{\partial t} = \frac{1}{1-p} (E - S) \quad (4.14)$$

avec z_f [m] la cote du fond et p la porosité de la couche sédimentaire (rapport du volume de vide au volume de sédiments, fixée à 0,4 ici).

Cette équation peut être appliquée soit au centre des mailles (lieu du calcul hydrodynamique), soit aux nœuds du maillage directement. E et S peuvent être calculés selon différentes options de calcul disponibles (Paquier, 2007). Les options 11 et 12 proposent une simulation simple du transport par charriage, avec prise en compte ou non de la rétroaction des modifications de la topographie sur le calcul hydrodynamique. Dans ce dernier cas, le taux d'évolution instantané, la géométrie modifiée finale et l'évolution cumulée sont stockés, sans modification de la géométrie de calcul. Dans l'état actuel du code, seul le diamètre médian d_{50} [m] des particules est pris en considération, ce qui a priori n'est pas gênant vu la distribution granulométrique resserrée des particules de charbon (Fig. 4.4).

Le **taux d'érosion** E est modélisé en utilisant la capacité de transport unitaire q_s^* donnée par la formulation classique de Meyer-Peter et Müller (1948) :

$$q_s^* = 8 \sqrt{s g d_{50}^3} (\tau^* - \tau_{cr}^*)^{3/2} \quad (4.15)$$

avec $s = (\rho_s - \rho) / \rho$ la densité spécifique du sédiment (0,33 ici), τ^* la contrainte adimensionnelle et τ_{cr}^* la contrainte critique adimensionnelle d'érosion.

Considérons un élément surfacique du fond, de dimensions transversale L_T et longitudinale L_L par rapport à l'écoulement solide, pour une surface $S_m = L_T \times L_L$. La capacité de transport unitaire peut s'exprimer comme $q_s^* = E S_m / L_T = E L_L$. Pour se rapprocher des conditions de transport réelles, L_L est remplacée par une distance de chargement L_c représentant un retard spatial dans la saturation du transport solide. Le taux d'érosion E est donc finalement calculé comme suit⁶ :

⁵A travers les composantes de cette vitesse, ce sont les flux de sédiments selon Ox et Oy qui sont définis. La version actuelle du code impose que la vitesse des sédiments soit colinéaire à la vitesse locale de l'écoulement.

⁶Le code permet d'affecter un coefficient multiplicateur M_0 au terme d'érosion E . La valeur de M_0 est ici fixée à 1 de manière à conserver l'expression de Meyer-Peter et Müller (1948).

$$\begin{cases} E = 8 \sqrt{s g d_{50}^3} (\tau^* - \tau_{cr}^*)^{3/2} / L_c & \text{si } \tau^* > \tau_{cr}^* \\ E = 0 & \text{si } \tau^* \leq \tau_{cr}^* \end{cases} \quad (4.16)$$

La contrainte au fond τ [kg.m⁻¹.s⁻²] est ici une contrainte efficace calculée à l'aide de la pente d'énergie J_e (donnée par la formule de Manning-Strickler) :

$$\tau = \beta \rho g h J_e = \beta \rho g h^{-1/3} \frac{u^2 + v^2}{K^2} \quad (4.17)$$

avec le paramètre adimensionnel :

$$\beta = \left(\frac{K}{K_{grains}} \right)^{3/2} \quad (4.18)$$

et, pour une granulométrie uniforme (cf. Degoutte, 2002) :

$$K_{grains} = 21 / d_{50}^{1/6} \quad (4.19)$$

Pour $d_{50} = 1,07$ mm, $K_{grains} \approx 66$ m^{1/3}.s⁻¹, d'où $\beta \approx 0,87$ pour $K = 60$ m^{1/3}.s⁻¹ par exemple. La contrainte adimensionnelle est calculée par $\tau^* = \tau / (\rho_s - \rho) g d_{50}$. La valeur de τ_{cr}^* (voir Shields, 1936; Soulsby, 1997; Buffington et Montgomery, 1997) est classiquement fixée à 0,047 d'après Meyer-Peter et Müller (1948).

Le **taux de dépôt** S est modélisé en considérant la loi de chargement suivante :

$$\frac{\partial q_s}{\partial L_L} = \frac{q_s^* - q_s}{L_c} = E - S \quad (4.20)$$

avec q_s le débit solide unitaire (par unité de largeur) et L_L la dimension longitudinale. Sachant que par définition $q_s = C h U_s$ avec U_s [m.s⁻¹] la norme de la vitesse moyenne de déplacement des sédiments et $q_s^* = E L_c$ (Eq. 4.16), il vient :

$$S = \frac{C h}{L_c} U_s \quad (4.21)$$

Le nœud du problème réside dans l'estimation de U_s à partir des paramètres hydrodynamiques et sédimentaires disponibles. L'effet de la pente locale du fond peut être pris en compte, ce qui n'est pas le cas dans cette étude. En l'état actuel de développement du code, la vitesse des sédiments est nécessairement de même direction que la vitesse locale de l'écoulement.

L'option 11 permet d'estimer l'intensité de la vitesse de charriage en s'inspirant de la formulation proposée par Engelund et Fredsøe (1976)⁷ :

$$\begin{cases} U_s = 10 u_* \left(1 - 0,7\sqrt{\tau_{cr}/\tau}\right) & \text{si } \tau \geq 0,5 \tau_{cr} \\ U_s = 0 & \text{si } \tau < 0,5 \tau_{cr} \end{cases} \quad (4.22)$$

Avec cette modélisation de U_s , pour $\tau < 0,5 \tau_{cr}$, E et S sont nuls, alors que la charge solide C peut être non nulle. Pour éviter de transporter cette charge alors que les vitesses sont insuffisantes, on force son dépôt « instantané », en posant $S = Ch/\Delta t$, où Δt est le pas de temps de calcul. Ce problème trouve ses origines dans la discrétisation spatiale et temporelle effectuée par le modèle. D'un point de vue théorique, la nécessité d'une condition de dépôt immédiat se justifie par le fait que la distance de chargement L_c devrait tendre vers 0 lorsque τ tend vers τ_{cr} .

L'option 12 de RUBAR20TS propose une estimation plus basique de U_s , évitant ce problème de seuils de contrainte. U_s est alors approchée par une fraction de la vitesse d'écoulement :

$$U_s = \sqrt{u^2 + v^2} / \alpha_s \quad (4.23)$$

En première approximation, α_s est pris à 10, ordre de grandeur communément admis. Ce paramètre influe sur S mais pas sur E , il est donc susceptible de déplacer l'équilibre sédimentaire.

D'autres estimateurs simples de U_s pourraient être envisagés, comme par exemple la vitesse de frottement $u_* = \sqrt{ghJ_e}$. Dans tous les cas, on commet vraisemblablement une erreur plus forte sur l'intensité que sur la direction de U_s . On peut donc s'attendre à ce que la dynamique temporelle des processus sédimentaires ne soit pas correctement reproduite, tandis que l'évolution spatiale le sera mieux. Un contrôle peut être fait à partir des évolutions mesurées et des masses de sédiment exportées. Le développement de représentations plus réalistes de U_s nécessiterait des mesures expérimentales plus détaillées.

4.4.2 Simulations hydro-sédimentaires

A partir des modèles hydrodynamiques établis précédemment pour les deux géométries d'embouchure m512 et m712, deux modèles hydro-sédimentaires ont été mis en place. Les conditions sédimentaires initiales et aux limites sont choisies pour s'approcher des conditions réelles des expérimentations. Le fond initial du chenal principal est modifié pour être lisse et de pente régulière égale à celle de la ligne d'eau d'équilibre. Le fond initial du chenal secondaire est plat, à la cote initiale du chenal principal au niveau de l'embouchure. Un fond inérodable à cote variable permet d'empêcher

⁷Le code permet de diviser la vitesse de charriage U_s par un coefficient α_s . La valeur de α_s est ici fixée à 1 pour l'option 11, de manière à conserver l'expression de Engelund et Fredsøe (1976).

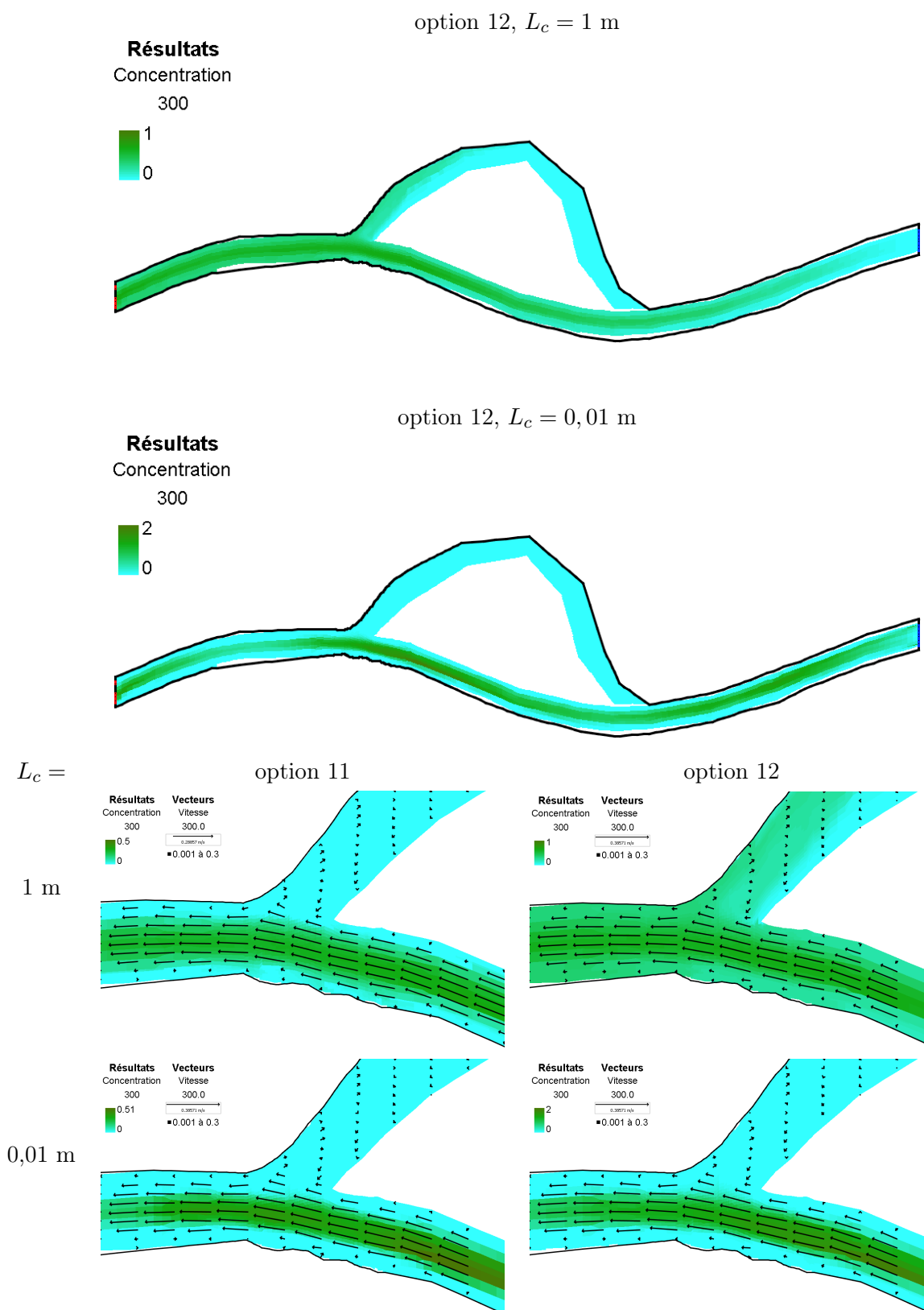


FIG. 4.18 – Vitesses [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] et concentrations [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] en régime stabilisé (géométrie m512)
Modèle complet (en haut) et détail de l'embouchure pour différents paramétrages (pour l'option 12, $\alpha_s = 10$)

l'érosion des parties du modèle physique en sable (lit majeur) et en béton (berges et fond des chenaux sous la couche de charbon). La condition limite amont est une condition de flux sédimentaire nul et les concentrations initiales sont uniformément nulles. Par conséquent, l'écoulement se charge en sédiments sur un tronçon amont de longueur équivalente à L_c .

La modélisation des écoulements liquides est rigoureusement la même que pour les simulations du § 4.3. Seules les modifications des formes de fond (état initial et évolution sous l'effet du transport) sont susceptibles d'entraîner des changements de la ligne d'eau et de la distribution des vitesses. Il a été vérifié que les conditions hydrodynamiques calculées en début de simulation sur fond quasi-lisse ne sont pas significativement différentes de celles des modèles construits avec la bathymétrie d'équilibre. De toute façon, les données de contrôle hydrodynamiques (lignes d'eau, profils UVP, vitesses de surface LS-PIV) ont été mesurées une fois les formes de fond en place. On fait donc l'hypothèse raisonnable que les sorties hydrodynamiques des modèles avec transport solide restent fiables sur toute la durée de la simulation, en cohérence avec l'évolution du fond.

La Fig. 4.18 présente des sorties typiques de concentrations massiques [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] « stabilisées » de sédiments en mouvement, pour différentes configurations. Il s'agit d'un régime hydro-sédimentaire « stabilisé » et non permanent, puisqu'en l'absence d'alimentation sédimentaire amont, les concentrations décroissent régulièrement en tout point du modèle. Ce régime stabilisé est obtenu au bout d'une centaine de secondes de simulation. Les valeurs et la distribution spatiale des concentrations apparaissent réalistes : chargement sur une longueur équivalente à L_c ; transport plus actif au centre du chenal principal qu'aux bords ; pas de transport dans le bras secondaire.

Les options 11 et 12, à valeurs de L_c égales, produisent des niveaux de concentration similaires – la capacité de transport étant calculée par la formule de Meyer-Peter et Müller dans chaque cas – mais non identiques, ce qui est normal en raison de la différence de méthode d'estimation de la vitesse de charriage U_s . Pour cette même raison, la zone de transport actif est plus étendue pour l'option 12, les bords du chenal principal et l'entrée de la cavité présentant des concentrations non nulles, contrairement au cas de l'option 11. En effet, pour l'option 12, le transport solide est possible partout où un écoulement liquide se produit, alors que pour l'option 11, le transport s'interrompt et la charge est déposée lorsque la contrainte locale devient inférieure à la contrainte critique.

4.4.3 Mise en mouvement des sédiments dans l'embouchure

La Fig. 4.19 présente la distribution spatiale des contraintes adimensionnelles inférieures à la valeur critique (0,047) au niveau de l'embouchure des modèles m512 et m712, avant formation des formes de fond (début de simulation). Ce paramètre ne dépend que des conditions hydrodynamiques locales, et non des options et paramètres choisis pour la simulation sédimentaire. Dans les deux cas, la zone de transport actif de l'option 11 au centre de l'écoulement principal correspond aux contraintes

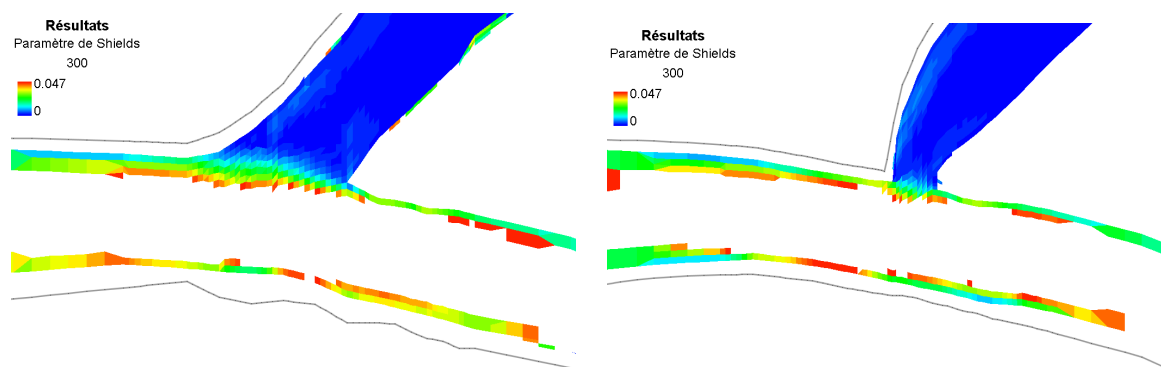


FIG. 4.19 – Zones de contraintes adimensionnelles inférieures à la valeur critique (0,047) au niveau de l'embouchure des modèles m512 et m712

supérieures à 0,047 (en blanc). La contrainte décroît sur les bords, pour passer sous la moitié de la valeur critique localement en pied de berge, et à l'entrée de l'embouchure. La quasi-totalité de la cavité présente des contraintes adimensionnelles au moins un ordre de grandeur sous la valeur critique. Par conséquent, l'option 11 ne permettra pas de simuler un dépôt à l'intérieur de la cavité, seule l'option 12 permettant le relargage progressif de la charge entrant dans la cavité.

En revanche, quelle que soit l'option choisie, toute mise en mouvement des sédiments, et donc toute érosion, sont impossibles dans la cavité. Les valeurs de contrainte critique rapportées dans la littérature sont généralement comprises entre 0,03 et 0,09 (Buffington et Montgomery, 1997), même en considérant les effets de masquage / surexposition. A première vue, les grains transportés dans la cavité ne semblaient pas particulièrement fins, et la courbe granulométrique indique une absence de particules de diamètre inférieur à $400 \mu m$. Par conséquent, un éventuel tri granulométrique ne paraît pas une hypothèse pertinente pour expliquer la contradiction entre un transport observé et des contraintes adimensionnelles simulées très inférieures à 0,05.

La Fig. 4.20 montre une séquence typique des instabilités hydrodynamiques à l'entrée et à la sortie de la cavité, dans la simulation numérique. Les fluctuations de niveaux sont très limitées (amplitude de l'ordre de 0,5 mm) et les pics de vitesse ne sont pas susceptibles d'atteindre le seuil de mise en mouvement. L'ordre de grandeur des pseudo-périodes (environ 10 s) suggère une distance de résonance d'environ 5 m (selon la formule de Mérian, § 3.3.1). Cette distance est d'un ordre de grandeur supérieure aux dimensions de la cavité, mais comparable à la distance de la zone d'intérêt à l'extrémité aval du chenal. Il est donc probable que ces instabilités proviennent plutôt de réflexions sur la condition limite aval (2 arêtes à cote imposée et les autres libres).

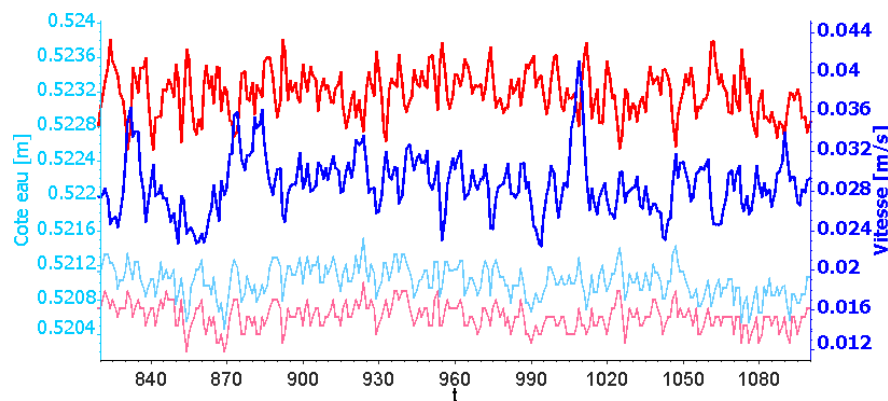


FIG. 4.20 – Oscillations dans le modèle numérique du cas m712

Cote d'eau (trait fin) et vitesse (trait épais) dans l'embouchure en entrée (bleu) et en sortie (rouge); pas de temps d'enregistrement 1 s

4.4.4 Dépôts et érosions simulés

Suite aux constats des paragraphes précédents, les résultats des simulations morphodynamiques sont présentés pour l'option 12 (avec $\alpha_s = 10$) et pour $L_c = 1$ m ou 0,01 m. En effet, le calcul de U_s selon l'option 12 plutôt que selon l'option 11 apparaît a priori plus susceptible de provoquer des dépôts dans l'embouchure; en outre, si des tests ont montré que réduire α_s accélère directement les évolutions morphologiques, l'équilibre sédimentaire est apparu beaucoup moins sensible à ce paramètre qu'à la longueur de chargement L_c .

Comme attendu, plus la valeur affectée à L_c est faible, plus les échanges avec le fond s'intensifient. A l'échelle du modèle réduit en entier, la Fig. 4.21 montre que des érosions d'intensité comparable se produisent au bout d'une durée de simulation beaucoup plus réduite pour $L_c = 0,01$ m que pour $L_c = 1$ m. Dans ce dernier cas, l'érosion est généralisée, répartie sur la quasi-totalité du chenal principal, et n'est pas compensée par des dépôts significatifs : elle correspond au déficit sédimentaire induit par l'absence d'alimentation sédimentaire en amont du dispositif. Pour $L_c = 0,01$ m, les zones d'érosion sont multiples et séparées par des zones de dépôts quasi-équivalents (non représentées sur la figure) : une courte longueur de chargement rend naturellement prédominants les échanges sédimentaires à courte échelle spatio-temporelle.

Aller plus loin que ces tests de sensibilité, vers des évaluations quantitatives de la pertinence du modèle, nécessiterait au préalable la confrontation du modèle à des simulations physiques simples (chenal unique) avec des données plus complètes sur l'intensité du transport et l'évolution du lit. En particulier, pour une géométrie initiale connue, il serait utile de disposer de mesures topographiques datées pour l'ensemble des zones à fond mobile, ainsi que des masses de sédiments mesurées à l'exutoire pour une durée de simulation connue. Outre ces bilans sédimentaires, des informations

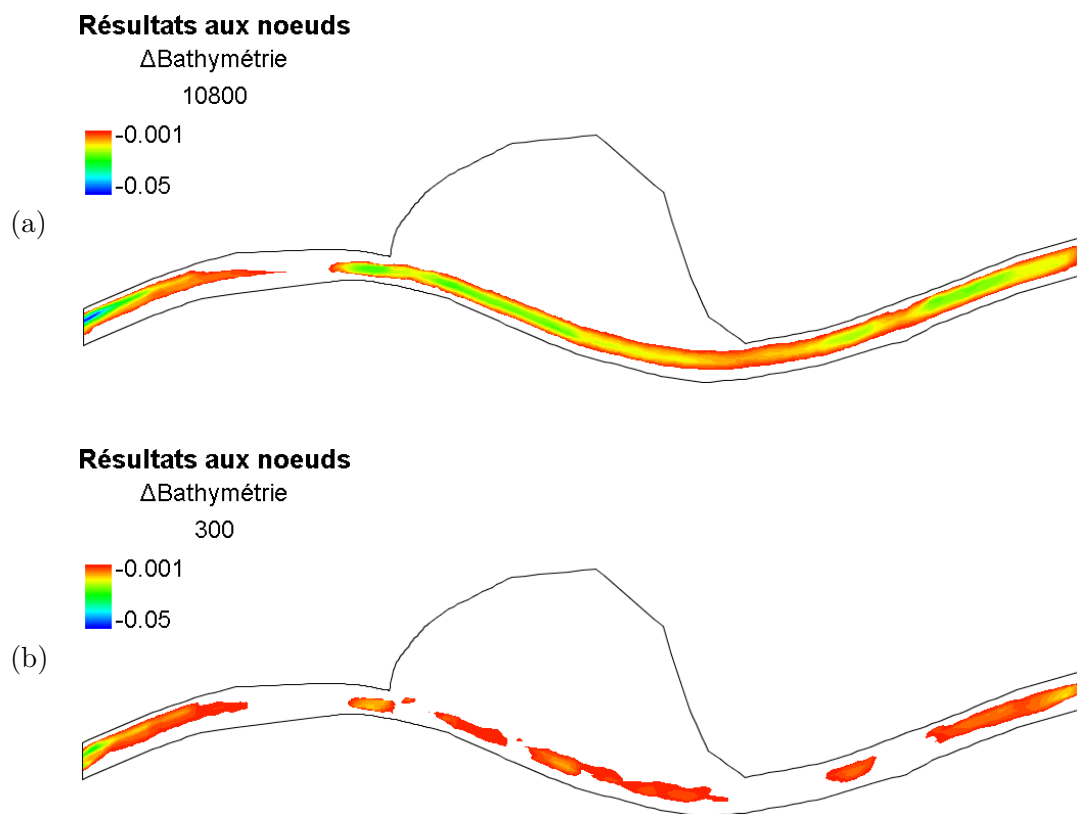


FIG. 4.21 – Zones d'érosion pour le cas m712, option 12, $\alpha_s = 10$
 (a) option 12, $L_c = 1$ m, $t = 3$ h; (b) option 12, $L_c = 0,01$ m, $t = 5$ min

qualitatives voire quantitatives sur le mode et la vitesse de déplacement des particules permettraient sans doute d'améliorer la représentation numérique du transport et des échanges au fond.

La Fig. 4.22 présente les bathymétries obtenues expérimentalement (a) et numériquement (b et c), au niveau de l'embouchure du bras mort, pour les cas m512 (à gauche) et m712 (à droite). Les paramètres sédimentaires sont les mêmes que précédemment. Les évolutions sont bien plus rapides et marquées pour $L_c = 0,01$ m que pour $L_c = 1$ m. Etant donné les durées de simulation, l'intensité des déformations obtenues n'apparaît pas physique pour $L_c = 0,01$ m, et d'un ordre de grandeur réaliste pour $L_c = 1$ m.

Dans les deux cas de géométrie d'embouchure m512 et m712, un dépôt allongé dans la direction de l'écoulement se forme devant l'ouverture du bras mort, à peu près au même emplacement dans les deux cas. Ce dépôt est très localisé pour $L_c = 0,01$ m et au contraire très étendu vers l'aval du chenal principal pour $L_c = 1$ m. Il s'accompagne d'érosions et de dépôts localisés qui alternent dans le chenal principal. Comme prévu, l'affouillement amont de la cavité n'est pas reproduit du tout. Le dépôt, engendré par la décélération à l'approche de l'embouchure, ne s'étend pas vers l'intérieur de la cavité.

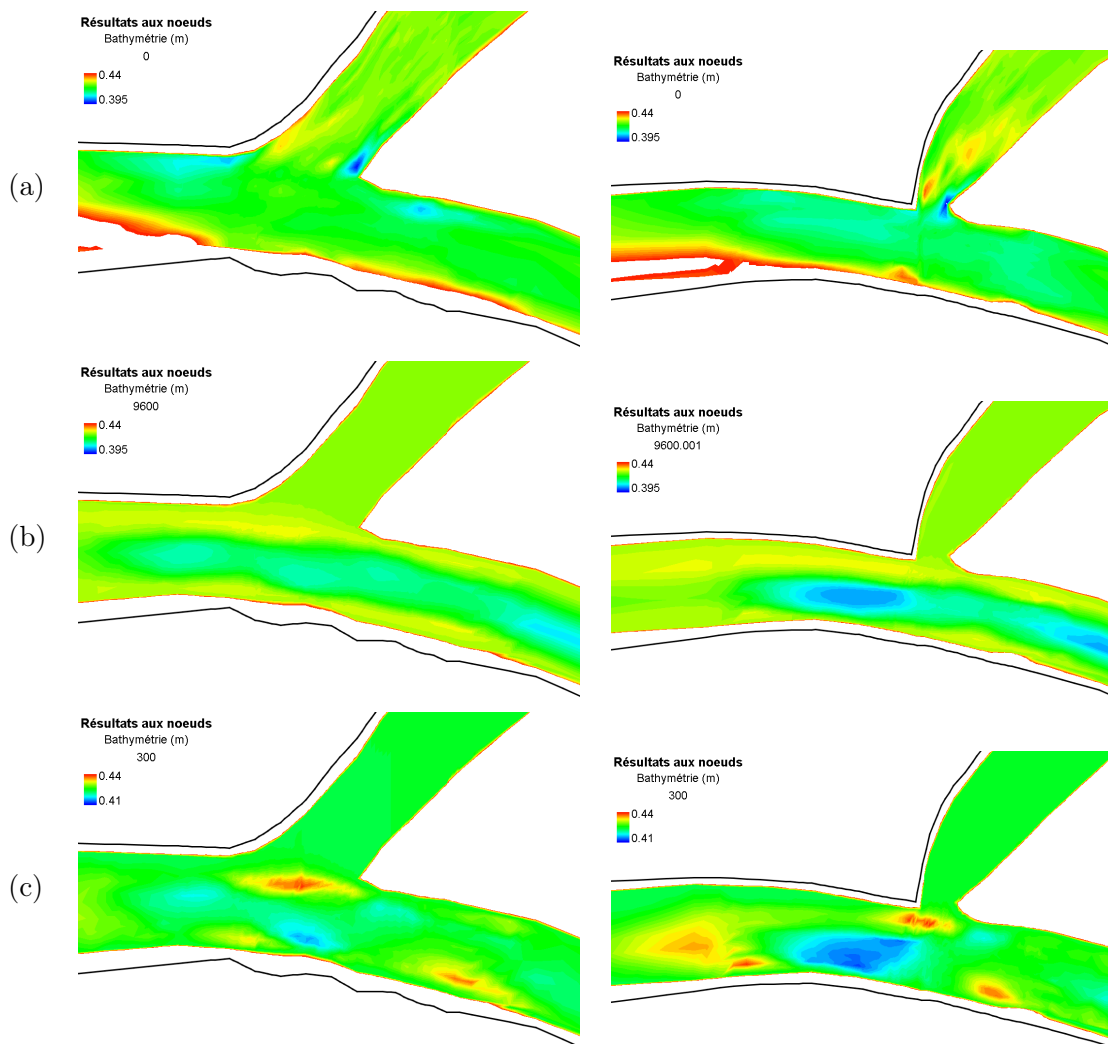


FIG. 4.22 – Topographies mesurées et simulées pour les cas m512/m712 (option 12, $\alpha_s = 10$)
 (a) topographies mesurées en fin d'expérimentation; (b) topographie simulée avec $L_c=1$ m au bout de 2 h 40;
 (c) topographie simulée avec $L_c=0,01$ m au bout de 5 min

En définitive, cette étude expérimentale et numérique en laboratoire apporte des éléments complémentaires aux résultats obtenus pour la lône de Port-Galland (Chapitre 3), à la fois au niveau des processus hydro-sédimentaires à l'embouchure aval d'un bras mort et au niveau des perspectives de développement de l'outil numérique 2D pour les représenter. Les résultats de ces deux études sont mis en parallèle et synthétisés dans la conclusion de la Partie I, à suivre.

Conclusion de la Partie I

Vers un schéma général du dépôt à l'embouchure

Les observations hydro-sédimentaires issues du modèle réduit (Chapitre 4) pour les deux géométries d'embouchure contrastées apportent un éclairage complémentaire et cohérent avec les observations in-situ sur le site expérimental de la lône de Port-Galland (Chapitre 3). Ces expérimentations confirment en effet :

- **l'organisation des vitesses autour d'une recirculation 2D plane** occupant l'extrémité aval du bras mort ; une recirculation secondaire peut apparaître plus au fond de la cavité, sous l'influence éventuelle d'une singularité topographique sur le bord aval (aspérité du remblai de Port-Galland, buisson en papier du cas m512) ;
- **la formation d'un dépôt aval et d'un affouillement amont** dans la cavité, à l'interface bras mort / rivière ; la forme et la progradation du dépôt vers l'intérieur du bras sont qualitativement concordantes entre les différentes observations ; dans le cas de terrain, le bord amont de la cavité étant érodable, l'affouillement amont se traduit également par un recul progressif de la berge ;
- **des écoulements significativement tridimensionnels**, mis en évidence par la comparaison entre vitesses mesurées en surface et vitesses simulées par le code 2Dh dans le cas de laboratoire ; la distorsion géométrique du modèle réduit ($\Delta = 4$) renforce sans doute l'intensité des courants secondaires, mais les effets 3D apparaissent nettement sur les mesures aDcp de Port-Galland ;
- **une mise en mouvement intermittente** des sédiments dans la cavité, associée aux bouffées de vitesses mesurées à Port-Galland ; le transport discontinu des particules de charbon n'a été observé que visuellement par les opérateurs dans le cas de laboratoire, et non mis en évidence à partir de mesures des vitesses et des hauteurs d'eau ; l'analogie entre les deux mécanismes semble une hypothèse raisonnable.

Même s'il est difficile de généraliser le comportement hydro-sédimentaire de toute embouchure aval de bras mort à partir du cas de Port-Galland et des deux géométries du modèle réduit, les observations et les essais de modélisation offrent des pistes pour l'interprétation des mécanismes généraux à l'œuvre. Fondamentalement, le développement de la recirculation primaire dans la cavité

entraîne une décélération du flux entrant (contre le bord aval) et une réaccélération en sortie (contre le bord amont). Le principe d'Exner suffit donc à prédire que la tendance au dépôt à l'aval de la cavité et à l'érosion à l'amont est sans doute généralisable, pour ce qui concerne le transport de la charge de fond. La charge en suspension, elle, peut avoir tendance à se déposer au centre de la recirculation (Langendoen *et al.*, 1994), ou encore en fond de cavité, § 3.3.3.

Un bord aval saillant et perpendiculaire à l'écoulement principal (Port-Galland et cas m712) semble entraîner un dépôt plus rapide et plus étiré vers l'amont que pour un bord arrondi (cas m512). Il est probable que plus l'impact de l'écoulement principal contre l'obstacle est violent, plus intenses sont les courants secondaires hélicoïdaux et les bouffées de vitesse responsables du transport de sédiments dans la cavité. Ce mécanisme est à rapprocher de l'effet « Bulle » (1926), i.e. le transport disproportionné de charge de fond vers une dérivation hydraulique, à cause de la formation de courants hélicoïdaux (De Heer et Mosselman, 2004). Lors de ses expérimentations sur modèle réduit, Bulle s'était rendu compte qu'un coin arrondi en amont de la diffluence limitait l'effet par rapport à un coin anguleux.

En définitive, il est vraisemblable que la configuration géométrique de l'embouchure aval d'un bras mort, par rapport à l'écoulement du chenal principal, a un impact prédominant sur son évolution morphodynamique, à travers le développement et l'intensité de structures complexes de l'écoulement en plan (recirculations) et de l'écoulement 3D (courants secondaires hélicoïdaux). Il serait intéressant de tester les conditions d'apparition de ces structures à travers des tests de sensibilité aux principaux paramètres géométriques et hydrodynamiques. Il serait également utile de préciser leur impact morphodynamique (en particulier, le lien entre recirculation secondaire et exportation des sédiments fins vers l'amont de la cavité ; dynamique de l'érosion de berge, sur le bord amont, voire même sur le bord aval).

Les essais sur modèle réduit s'avèrent représentatifs de situations réelles comme Port-Galland et permettent de tester différentes configurations. Cependant, ils sont lourds et coûteux à mettre en œuvre, c'est pourquoi des maquettes numériques validées sur différents cas expérimentaux permettraient de mener de nombreux tests complémentaires à moindre coût.

Perspectives pour la simulation hydro-sédimentaire

La simulation numérique du cas de terrain de Port-Galland a permis de reproduire correctement la recirculation principale dans l'embouchure, mais avec des vitesses moyennes sur la verticale significativement sous-estimées. Les deux cas de laboratoire étudiés dans cette partie ont rendu possible une évaluation de la capacité du code RUBAR20TS dans sa version actuelle (options 11 et 12 pour charriage) à rendre compte des évolutions morphologiques d'embouchures de bras mort. Une représentation simplifiée des pertes de charge aux bords a permis de simuler correctement la ligne d'eau

et les vitesses dans le chenal principal. Dans l'embouchure, la reproduction de la recirculation primaire est qualitativement satisfaisante, malgré les effets tridimensionnels, tandis qu'une éventuelle recirculation secondaire semble difficile à obtenir sans raffiner le maillage, même en tenant compte de singularités comme les buissons. Au niveau sédimentaire, le bilan est moins bon. L'absence de données sur l'export sédimentaire et la distance de chargement en amont du dispositif n'a pas rendu possible une évaluation quantitative de l'intensité du transport simulé. Dans les deux configurations d'embouchure, et pour différents paramétrages, un dépôt important se forme devant la cavité, au bord de l'écoulement principal. Les contraintes au fond simulées à l'intérieur de la cavité sont très loin d'être suffisantes pour provoquer un transport susceptible de reproduire les formes de dépôt / érosion constatées expérimentalement.

La discussion des causes possibles de non reproduction des évolutions du fond éclaire à la fois sur les mécanismes complexes à l'œuvre dans l'embouchure, et sur les améliorations et tests futurs à mener avec le code RUBAR20TS pour le charriage. Tout d'abord, il est envisagé de développer un mode de calcul du transport par charriage qui s'affranchisse définitivement du formalisme initialement développé pour le transport en suspension. La principale amélioration sera la définition d'une vitesse de charriage constituée de deux composantes u'_s (selon la direction de l'écoulement liquide) et u''_s (selon la direction normale), à reprojeter en u_s et v_s pour l'Eq. 4.13. En particulier, une prise en compte de la pente latérale du fond et surtout de la courbure en plan des lignes de courant sera alors possible (Engelund, 1974; Mosselman, 1998; Yokoyama *et al.*, 2004). Il conviendra de tester notamment si l'ajout d'une composante centripète u''_s engendrée par les courants secondaires dans l'embouchure permet de mieux reproduire la forme du dépôt au bord aval.

Un traitement spécifique de la viscosité sur les bords du canal et dans la cavité pourra également être testé, par exemple à travers une représentation de type « $u_* h$ », afin de mieux représenter les recirculations primaire et secondaire. D'autres formulations de la capacité de transport pourront être envisagées, comme par exemple celles de Smart et Jaeggi (1983), Engelund et Hansen (1967) ou encore Ackers et White (1973), cf. e.g. El Kadi Abderrezzak (2006). Il sera également utile de considérer l'effet de la pente longitudinale du fond sur la contrainte critique de mise en mouvement, de manière à mieux simuler la progradation de ce dépôt vers l'amont du bras mort, comme pour une dune. Enfin, le cas de Port-Galland illustre bien l'intérêt qu'il y aurait à pouvoir simuler érosion de berge et migration en plan, ce qui reste délicat aussi bien pour les modèles physiques (à lit mobile) que pour les modèles numériques (Mosselman, 1998).

Le transport intermittent dû aux bouffées de vitesse (cf. § 3.3.2) reste très délicat à simuler, alors qu'il est sans doute essentiel pour expliquer les dépôts et érosions observés. Dans le cas de Port-Galland, les oscillations de niveau et de vitesse présentes dans le modèle numérique ne semblent pas

être organisées par la cavité constituée par l'embouchure du bras mort. L'examen du modèle numérique des cas de Bratislava amène à des conclusions similaires. Il peut être intéressant de chercher à provoquer des instabilités numériques (en perturbant la condition limite amont par exemple), pour voir si la cavité est susceptible de les organiser voire de les amplifier. Une autre piste pour rendre compte du transport intermittent dans la cavité est d'utiliser une capacité de transport stochastique (comme proposé par Einstein, 1937), ou encore d'abaisser par intermittence la valeur locale de la contrainte critique de mise en mouvement.

Les limites du modèle 2D dans sa version actuelle sont vraisemblablement dues à des effets 3D au fond et à une dynamique temporelle complexe. Plutôt que de se lancer dans une coûteuse modélisation 3D avec une représentation plus fine de la turbulence par exemple, il paraît plus pertinent d'apporter les corrections nécessaires à l'outil 2D existant. En effet, dans le chenal et même dans la cavité, les écoulements intégrés sur la verticale sont reproduits de manière satisfaisante ; en outre, l'outil 2D, déjà lourd à mettre en œuvre, demeure à l'heure actuelle bien mieux adapté et bien plus efficient que les outils 3D pour des réponses de type ingénierie en hydraulique fluviale.

Une fois « validé » sur des cas suffisamment documentés sur le terrain ou au laboratoire, un modèle hydro-sédimentaire opérationnel sera très utile pour expliquer et prédire l'évolution morphodynamique des embouchures de bras morts. De telles études avant aménagement permettront notamment de guider les programmes de restauration par recalibration et réouverture de manière à éviter la formation rapide d'un bouchon primaire isolant les plans d'eau de la rivière (cf. le cas de la lône restaurée de la Table-Ronde, chapitre 5 à suivre). Des maquettes numériques permettront également d'explorer un grand nombre de scénarios restant comparables aux cas éprouvés expérimentalement. Différentes conditions hydrodynamiques et différentes configurations géométriques pourront ainsi être testées, en faisant varier des paramètres tels que l'angle d'incidence du bras mort, la courbure locale du chenal principal, la largeur d'ouverture de la cavité, la forme et la direction du bord aval, différentes singularités topographiques présentes dans les cas réels, etc. Réciproquement, le retour d'expérience offert par le suivi morphologique d'embouchures – par campagnes de terrain ou par analyse diachronique d'images aériennes – peut permettre d'améliorer notre connaissance des mécanismes morphogènes prédominants et leur prise en compte efficace dans la modélisation.

Deuxième partie

Fonctionnement hydro-sédimentaire en crue

5 Une lône-décanteur : la Table-Ronde (Rhône)

Dans le cadre des actions de restauration écologique et hydraulique des tronçons court-circuités du Rhône, la lône de la Table-Ronde a été recréée en 1999 et a fait depuis lors l'objet d'un suivi morphologique et sédimentaire par l'UMR5600. Connecté uniquement par l'aval au Vieux-Rhône (tronçon de Pierre-Bénite), ce bras mort présente une obstruction rapide de l'embouchure par d'importants dépôts de sable, ainsi qu'une sédimentation accentuée de limons dans l'ensemble du plan d'eau. Une modélisation 2D (RUBAR20TS) de la décantation des matières en suspension a été établie et évaluée à partir des observations turbidimétriques et sédimentologiques disponibles. L'influence des singularités morphologiques présentées par cette lône sur les circulations d'eau et la distribution des dépôts est analysée et discutée.

5.1 Eléments de contexte

5.1.1 Position du site dans le réseau hydrographique

La lône de la Table-Ronde appartient à un ensemble de trois lônes récemment restaurées au sud de l'agglomération lyonnaise. Toutes trois se situent de part et d'autre des berges du Vieux Rhône, c'est-à-dire sur la portion de quinze kilomètres du Rhône qui a été court-circuitée par le canal de dérivation de l'usine hydroélectrique de Pierre-Bénite (Fig. 5.1). Elles s'intègrent dans un paysage de plaine alluviale relativement préservé : le site des Iles et des Lônes, géré par le SMIRIL (Syndicat Mixte du Rhône, des Iles et des Lônes). Le site s'étend sur 400 hectares et accueille des boisements de peupliers, d'érables et de saules, des populations de castors et de hérons. Malgré une biodiversité érodée du fait des aménagements, ce site, par sa proximité avec l'agglomération lyonnaise et son complexe industriel, présente un intérêt écologique fort reconnu par plusieurs arrêtés de protection de biotopes, puis par la création de deux zones classées ZNIEFF (Zone Naturelle d'Intérêt Ecologique, Faunistique et Floristique).

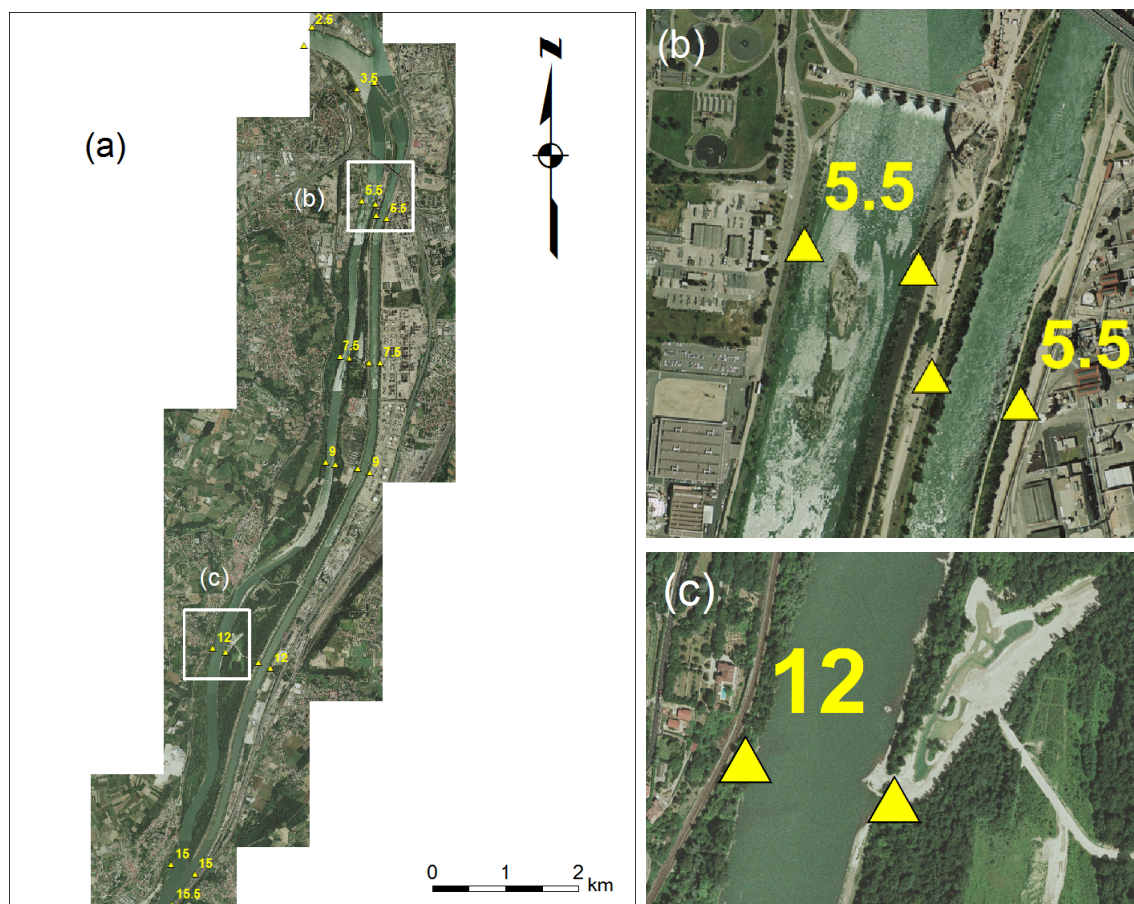


FIG. 5.1 – Photographies aériennes récentes de l'aménagement CNR de Pierre-Bénite avec les PK *L'écoulement se fait du nord vers le sud, le RCC est à gauche sur la vue d'ensemble de l'aménagement (a) ; détails de l'aval du barrage de charge en amont du RCC (b), et de la lône de la Table-Ronde au PK 12,0 (c)*

La lône de la Table-Ronde (PK¹ 12,0) s'inscrit donc dans un contexte hydraulique et sédimentaire très particulier, propre aux aménagements-types réalisés par la Compagnie Nationale du Rhône (CNR). Mis en service en 1966, l'aménagement de Pierre-Bénite court-circuite le Vieux-Rhône (ou RCC) à l'aide d'un barrage de retenue et d'un canal de dérivation navigable (le plus long du Rhône après celui de Donzère-Mondragon). L'usine-écluse située en tête du canal de dérivation assure une production annuelle moyenne de 535 GWh, soit le quart de la consommation annuelle de la ville de Lyon (source CNR). La chute maximale est de 9 m et la puissance installée 80 MW.

¹Le PK (Point Kilométrique) permet de repérer toute section du Rhône par sa distance curviligne en kilomètres depuis la confluence avec la Saône. A partir du PK 0,0 à Lyon, les PK croissent donc à la fois vers le lac Léman (Rhône amont) et vers la Méditerranée (Rhône aval).

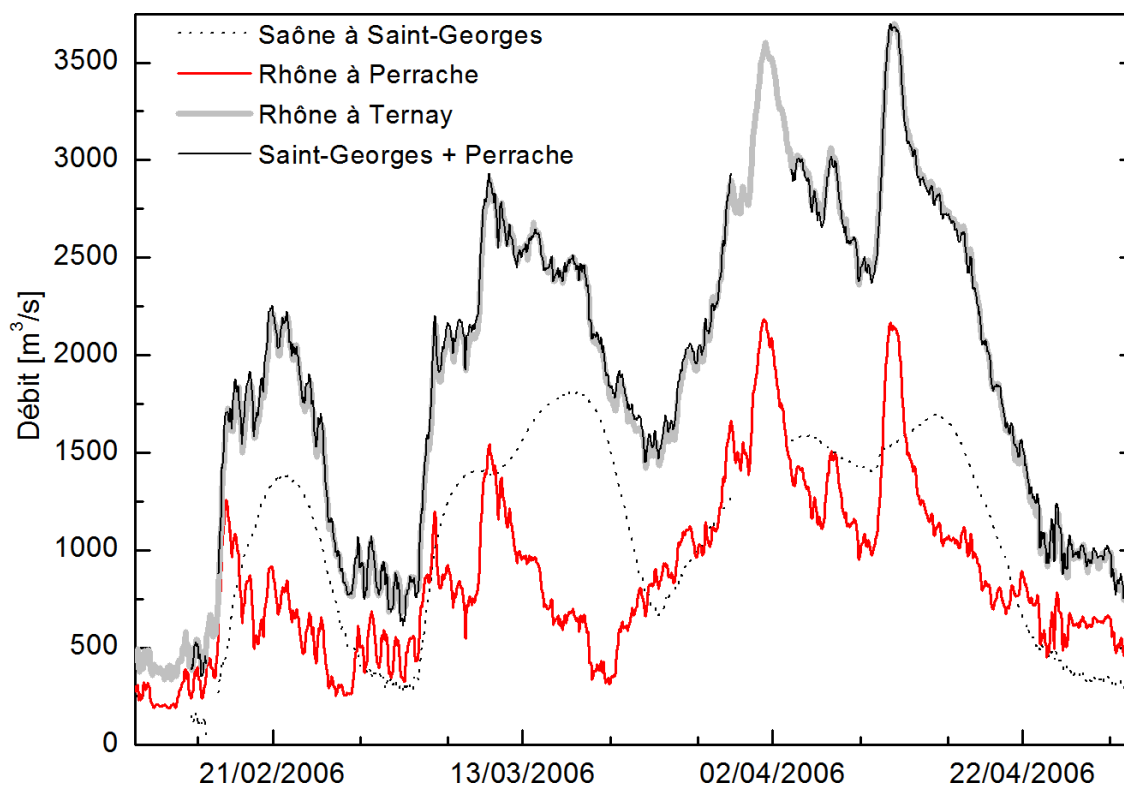


FIG. 5.2 – Hydrogrammes CNR pendant les crues du printemps 2006 en amont et en aval de la confluence Rhône/Saône

Le débit d'équipement est de $1380 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Pour des débits du Rhône inférieurs à cette valeur, en consigne normale, un débit réservé fixé à $100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ est introduit dans le RCC, tandis que le reste est turbiné. Pour des débits du Rhône supérieurs au débit d'équipement, le surplus est naturellement évacué dans le RCC. Pour les débits courants, la courbe de remous créée par la retenue remonte sur plusieurs kilomètres le long du Rhône et de la Saône, et il est donc impossible de caler une courbe de tarage simple. Outre des calculs de débit fondés sur des courbes à deux niveaux et des lois d'ouvrage (Couzon, Perrache), la CNR a mis en place depuis quelques années des systèmes de suivi du débit recourant à une mesure en continu des vitesses : station ultrasons à temps de transit à Perrache et aDcp fixe horizontal (aDcp-H) à Saint-Georges. Une étude hydrodynamique de cette dernière station a été réalisée en collaboration avec la CNR (Annexe A).

Le débit entrant dans l'aménagement correspond à la somme du débit de la Saône (mesuré à la station CNR Saint-Georges, à Lyon) et du Rhône avant la confluence (mesuré à la station CNR Perrache, à Lyon). Il se retrouve exactement à la confluence RCC/canal (PK 15,0), comme le confirment les mesures de la station CNR Ternay (PK 15,2), cf. Fig. 5.2. La CNR dispose également de deux stations hydrométriques dans le RCC en amont de la lône étudiée, en aval du barrage de retenue (PK 5,5) et à la station Feyzin (PK 7,5). La succession de coups d'eau du printemps 2006 (Fig. 5.2)

est caractéristique du comportement hydrologique des deux rivières à Lyon en cas d'événements concomittants : des montées de crue plus marquées et des récessions plus rapides pour le Rhône, tandis que la Saône, fournissant des volumes de crue équivalents, présente des crues plus longues et plus régulières dans leur évolution.

5.1.2 Historique et projet de restauration

L'un des objectifs du projet concernant les trois lônes du secteur de Pierre-Bénite était de recréer un paysage plus typique de bord de fleuve tout en améliorant la diversité de la faune et de la flore. Il s'intègre dans le cadre plus global du Plan d'Action Rhône, approuvé par le Comité de Bassin Rhône-Méditerranée-Corse en décembre 1992, visant à réhabiliter les milieux artificialisés du fleuve tels que les tronçons court-circuités. Ce projet constitue une expérience pilote pour les gestionnaires du Rhône puisqu'il devrait être reconduit dans les prochaines années sur cinq autres tronçons définis comme prioritaires par le SDAGE (Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux) : le Haut-Rhône, Donzère-Mondragon, Miribel-Jonage, Montélimar et Péage-de-Roussillon.

Les travaux entrepris pour restaurer le RCC de Pierre-Bénite comportaient deux volets distincts : l'augmentation du débit réservé du Rhône court-circuité et la remise en eau artificielle. Après la construction d'une micro-centrale hydroélectrique au niveau du barrage de retenue, permettant à la CNR de turbiner les écoulements dédiés au RCC, le débit réservé a été augmenté de 20 à 100 m³/s en août 2000. La hausse du niveau d'eau dans le RCC engendrée par cette augmentation du débit a été évaluée à 50-60 cm (Valentin, 1997). L'augmentation du débit réservé n'étant pas suffisante pour assurer la remise en eau des anciens bras morts, des travaux de creusement des lônes ont été nécessaires pour rétablir des conditions aquatiques permanentes. Ces travaux ont été réalisés en 1999 et comportaient les opérations suivantes :

- débroussaillage et déboisement ;
- creusement du fond des lônes de 2 à 4 mètres ;
- terrassement des berges ;
- protection douce des talus par des limons végétalisables ;
- végétalisation.

L'ensemble de ces opérations, d'un montant total de 21 millions de francs Hors Taxes, a été réalisé sous la responsabilité de la CNR (Maîtrise d'œuvre et Maîtrise d'ouvrage). Les partenaires qui ont financé le projet sont les suivants : Agence de l'eau Rhône-Méditerranée-Corse, CNR, SMIRIL, DIREN, Conseil Général du Rhône, Grand Lyon, communes riveraines, Région Rhône-Alpes.

5.1.3 Fonctionnement hydro-sédimentaire depuis la restauration

La restauration de la lône de la Table-Ronde, quasi-sèche avant restauration, a consisté à la recreuser de manière à la connecter en permanence au RCC par l'aval. La lône restaurée se présente comme un bassin large et éclairé, d'une longueur de 300 mètres environ. Elle est alimentée par le reflux des eaux du Rhône depuis l'aval pour un débit proche du débit réservé (connexion aval quasi-permanente). Son alimentation par l'amont est quasiment impossible. Il s'agit d'une lône d'eau stagnante, parsemée d'îlots et de profondeur variable, vouée à l'eutrophisation, en l'absence apparente d'alimentation phréatique.

Le tracé en plan du RCC s'étant stabilisé, les possibilités de régénération des lônes du secteur sont nulles. Par conséquent, la durée de vie de lônes comme celle de la Table-Ronde ne dépend plus que de l'ampleur des processus autogènes et allogènes d'envasement. Toutefois, rien ne prouve qu'à l'heure actuelle le lit du RCC se soit stabilisé, alors qu'il s'est incisé de 1 mètre entre 1966 et 1994 (Valentin, 1997). Si ce phénomène se poursuit, même avec une plus faible ampleur, le niveau d'eau dans les lônes pourrait progressivement diminuer, ce qui réduirait la valeur écologique, paysagère et économique de ces écosystèmes.

Depuis la restauration en 1999, un suivi géomorphologique de la lône a déjà été réalisé par l'UMR5600. Une cartographie complète des épaisseurs de sédiments fins a ainsi été levée lors de deux campagnes de sondage en juillet 2003 (Grosprêtre, 2003, Fig. 5.3) et en mai 2006 (Rival, 2006). La méthode de sondage est similaire à celle employée à l'embouchure aval de la lône de Port-Galland (§ 3.3.3), mais est adaptée au déploiement depuis une embarcation. La perche utilisée ici est constituée d'une barre métallique graduée de 2,50 m qui est enfoncée dans les sédiments fins jusqu'à atteindre le toit de galets. On fait ensuite glisser le long de la tige un tube PVC muni d'un plateau à son extrémité : le tube se pose alors sur la couche de sédiments fins. L'épaisseur est lue au moyen d'une deuxième graduation, auparavant étalonnée sur le tube.

L'épaisseur moyenne des fines recouvrant le fond de la lône de la Table-Ronde est très importante et correspond à un taux de sédimentation d'environ 9 cm par an. Les deux campagnes montrent des épaisseurs moyennes croissant de l'amont vers l'aval de la lône, avec un maximum de l'ordre de 70 cm à proximité de l'embouchure (cf. Fig. 5.3). Cette tendance aval-amont très nette suggère que le processus de sédimentation dominant est une décantation efficace des eaux du RCC, chargées en période de crue. En outre, l'extrémité aval subit des dépôts considérables de sédiment (jusqu'à 74 cm en 2003) principalement constitués de sables. Dès 2003, le banc de sable résultant provoque la déconnexion de la lône du RCC pour les débits proches du débit réservé de 100 m³/s.

Des casiers de décantation ont également été installés dans les lônes de Jaricot et de la Table-Ronde en novembre 2001 (Grosprêtre, 2003). Pour chaque lône, 10 casiers étaient répartis de manière

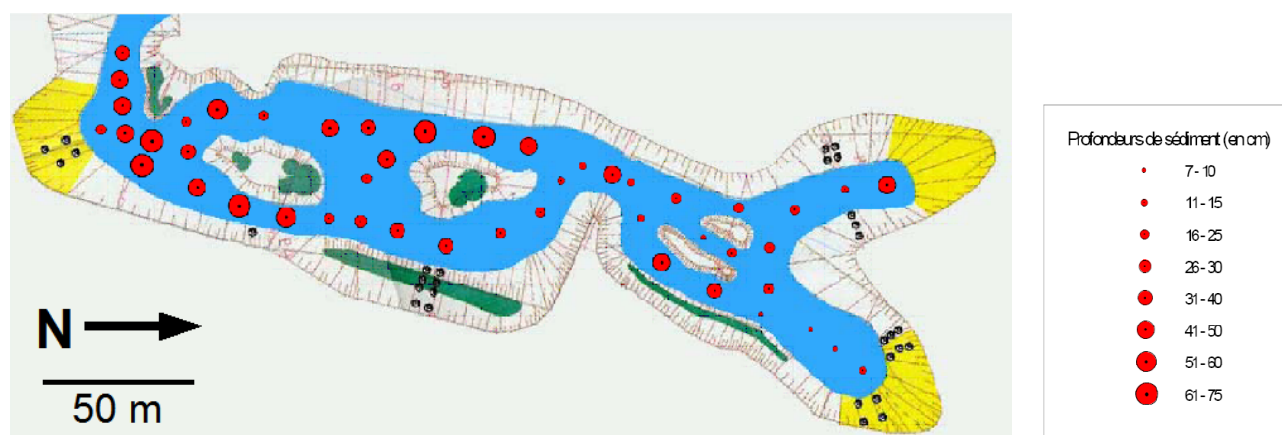


FIG. 5.3 – Lône de la Table-Ronde – Profondeurs de sédiments fins mesurées en juillet 2003 (extrait de Grosprêtre, 2003)

régulière de l'amont vers l'aval, contenant chacun 5 bouteilles de décantation, soit un total de 50 points de mesure. Cette méthode permet de compléter les résultats issus des campagnes de sondage, puisque ce sont les dépôts cumulés lors d'une ou quelques crues qui sont ainsi évalués. Il est en effet possible de mesurer des dépôts faibles (de l'ordre du millimètre) et donc de réduire l'intervalle de temps séparant les campagnes de mesure. Les casiers de décantation ont été relevés 6 fois durant la période de novembre 2001 à mai 2003 en essayant d'isoler autant que possible les épisodes de crue. Certains dépôts correspondent néanmoins au cumul de deux ou trois crues. La partie centrale du bassin se caractérise par des dépôts importants mais très hétérogènes. Il semble que les hauteurs de sédiments soient plus élevées en rive droite de la lône. En amont, les faibles valeurs étaient certainement liées au fait qu'il s'agit d'un bassin isolé du reste de la lône. Cette répartition semble liée à la structure des écoulements d'eau et de sédiments engendrée par les singularités morphologiques (embouchure, îlots, épi central, etc.). L'objectif principal de la présente étude est d'explorer ce lien en étudiant le fonctionnement hydrodynamique et sédimentaire du système pendant les crues morphogènes.

5.2 Observations de la charge en suspension

5.2.1 Méthodes de mesure

Déploiement et protocoles

L'ensemble des prélèvements manuels et filtrations réalisés par le *Cemagref* ont suivi le protocole décrit ci-dessous ; les mesures réalisées par l'UMR5600 ont suivi un protocole équivalent. Des échantillons de 1 litre ont été prélevés à l'aide d'une bouteille de 2 litres plombée horizontale de type Niskin (Fig. 5.4-a-b). Au bout d'une corde graduée tous les 50 cm, la bouteille est immergée

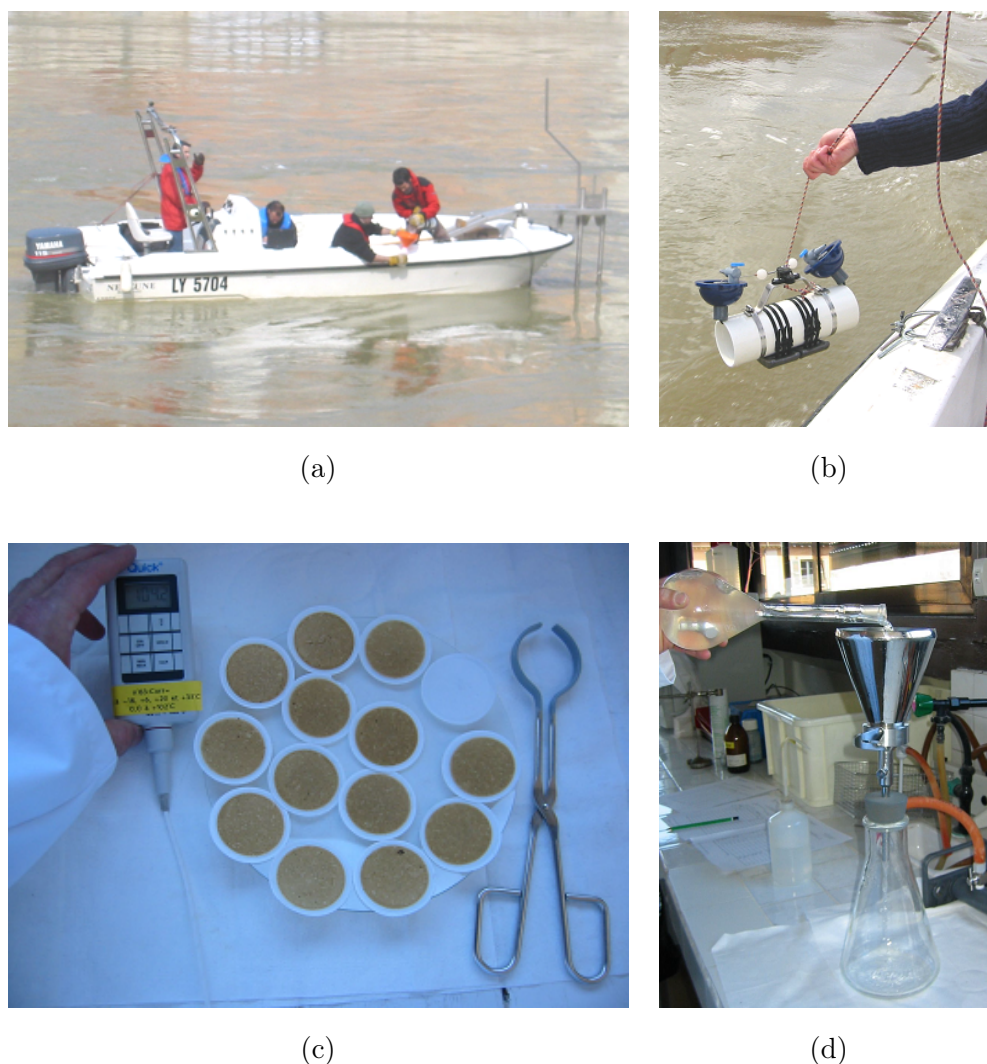


FIG. 5.4 – Méthodes de mesure des sédiments en suspension

Prélèvements à la bouteille Niskin horizontale, avec la CNR (a, b); filtration, étuvage et pesée des échantillons au laboratoire du Cemagref (c, d)

à la profondeur souhaitée puis un messenger plombé est lâché et, guidé par la corde, vient actionner l'obturation instantanée des deux extrémités de la bouteille. Pour que l'estimation de la profondeur de prélèvement soit de précision acceptable, la corde doit être le plus vertical possible, l'erreur due à l'inclinaison étant proportionnelle à la longueur de corde déployée, et fonction du courant local.

Conformément aux normes en vigueur (ISO 11923, NF EN 872), les échantillons ont ensuite été filtrés à l'aide d'un poste à filtration sous vide, à travers des filtres en fibre de verre de diamètre de pore $0,45 \mu\text{m}$ (Fig. 5.4-c-d). Le poids des matières retenues (au moins 2 mg de résidus secs) est déterminé par pesée différentielle après séchage du filtre à 105°C à l'étuve pendant 1 à 2 h, puis au dessiccateur. Le poids initial des filtres propres (filtration de 200 ml d'eau claire) et secs (étuve puis dessiccateur) est mesuré au préalable. La norme NF EN 872 rapporte une limite inférieure de

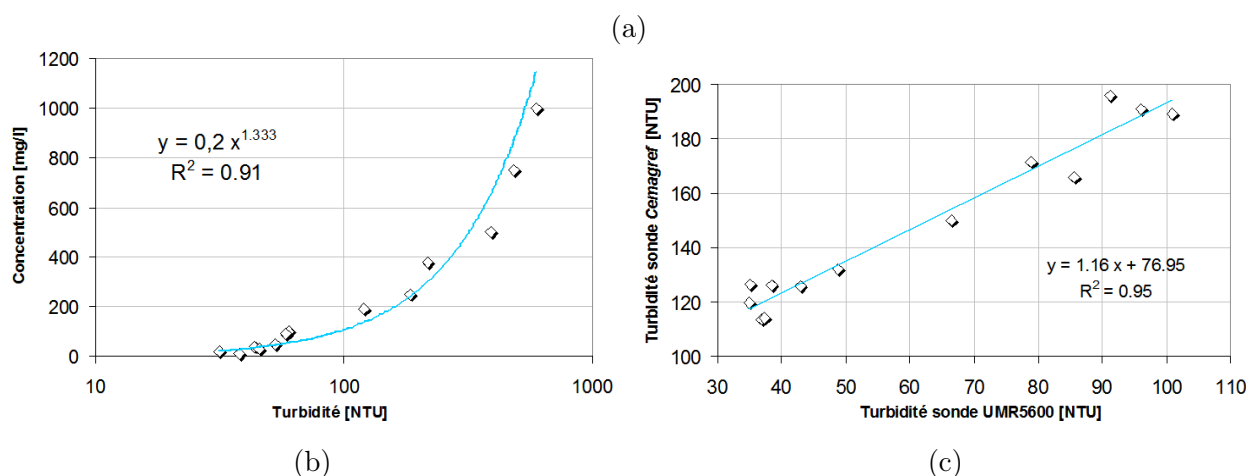


FIG. 5.5 – Sonde multi-paramètre HORIBA U-22XD (extrait de Rival (2006), modifié)

(a) vue de l'instrument; (b) courbe d'étalonnage établie au laboratoire pour la sonde UMR5600; (c) comparaison des turbidités mesurées in-situ avec les deux sondes UMR5600 et Cemagref

dosage d'environ 2 mg.l^{-1} (pas de limite supérieure a priori²). Sur la base d'essais inter-laboratoires, les coefficients de variation de la reproductibilité peuvent être typiquement de 5 à 10% dans des conditions idéales (suspensions artificielles de particules inertes de taille définie).

Deux sondes multi-paramètre HORIBA U-22XD – celle de l'UMR5600, et très marginalement celle du *Cemagref* – ont été utilisées pour effectuer des mesures de turbidité in-situ (Fig. 5.5-a). Pour chaque sonde, un étalonnage est réalisé à partir de suspensions de contrôle (Formazine) correspondant à 800 et 80 NTU. Pour la sonde de l'UMR5600, une courbe d'étalonnage a été établie par Magalie Rival (2006) au laboratoire à partir de suspensions de sédiments prélevés au fond de la lône, à concentration massique connue entre 0 et 1000 mg.l^{-1} (Fig. 5.5-b). C'est cette relation qui

²Le colmatage des filtres par les particules organiques très fines reste le principal problème susceptible de compromettre la filtration.

a été utilisée pour convertir les mesures de turbidité en concentrations de MES :

$$C_s = 0,2 \times T_{NTU}^{1,333} \quad (5.1)$$

avec C_s [mg/l] la concentration en MES et T_{NTU} [NTU] la turbidité mesurée par la sonde multi-paramètre HORIBA de l'UMR5600. Les résidus restent modérés mais on peut éventuellement s'attendre à une légère sous-estimation des concentrations entre 100 et 200 mg.l⁻¹ (ordre de grandeur des concentrations maximales observées in-situ).

Sur la base de mesures simultanées in-situ, les sorties des deux sondes en NTU apparaissent sensiblement équivalentes, à un décalage constant important près (Fig. 5.5-c). Ce décalage est anormal et résulte soit d'un défaut d'étalonnage soit d'un défaut d'exposition du capteur dans le milieu naturel. En pratique, les valeurs de turbidité de la sonde *Cemagref* ont été rendues cohérentes avec celles de la sonde UMR5600, de manière à pouvoir leur appliquer la relation empirique obtenue en laboratoire (Eq. 5.1). Rappelons que la quasi-totalité des mesures a été réalisée avec la sonde de l'UMR5600.

Représentativité des prélèvements en surface

Durant la période d'intérêt (février-mars-avril 2006), des prélèvements manuels ont été réalisés par le *Cemagref* dans la Saône au niveau de la station CNR « Saint-Georges ». Deux protocoles de déploiement ont été suivis. A une cadence variable mais au maximum journalière, des prélèvements de surface ont été pratiqués depuis la passerelle Saint-Georges, au centre de l'écoulement. Même pour les épisodes de faible courant, le lest de 4 kg fixé à la bouteille n'a pas permis de l'enfoncer à plus d'une vingtaine de cm sous la surface. A chaque fois, trois échantillons ont été prélevés successivement sous des conditions de répétabilité. Ces mesures répétées ont permis de s'assurer que, sauf accident isolé, l'écart entre les trois concentrations était de l'ordre de 5% au maximum. Ce résultat donne au moins une idée de la représentativité des concentrations mesurées par cette méthode. La moyenne des trois concentrations est retenue comme valeur mesurée et validée.

Le deuxième protocole de prélèvement a été mis en œuvre au cours de 8 campagnes de jaugeage par aDcp menées par la CNR. Des échantillons ont alors été prélevés depuis la vedette à différentes profondeurs, sur 3 verticales situées à 15 m, 35 m et 65 m de la rive droite (Fig. 5.6). La trajectoire calculée par l'aDcp à partir de son suivi de fond (« bottom-track ») a été utilisée pour positionner et maintenir le bateau à la bonne distance de la rive droite. En raison de vitesses d'écoulement pouvant atteindre 3 m/s pendant les épisodes de fort débit, l'enfoncement de la bouteille à la profondeur voulue et la verticalité de la corde au moment de son obturation sont délicats à obtenir. L'opération exige une bonne coordination entre l'opérateur et le pilote du bateau. Au-delà de 7 m de profondeur, les prélèvements n'ont pas été réalisables. Même avec la mesure de profondeur fournie par l'aDcp,

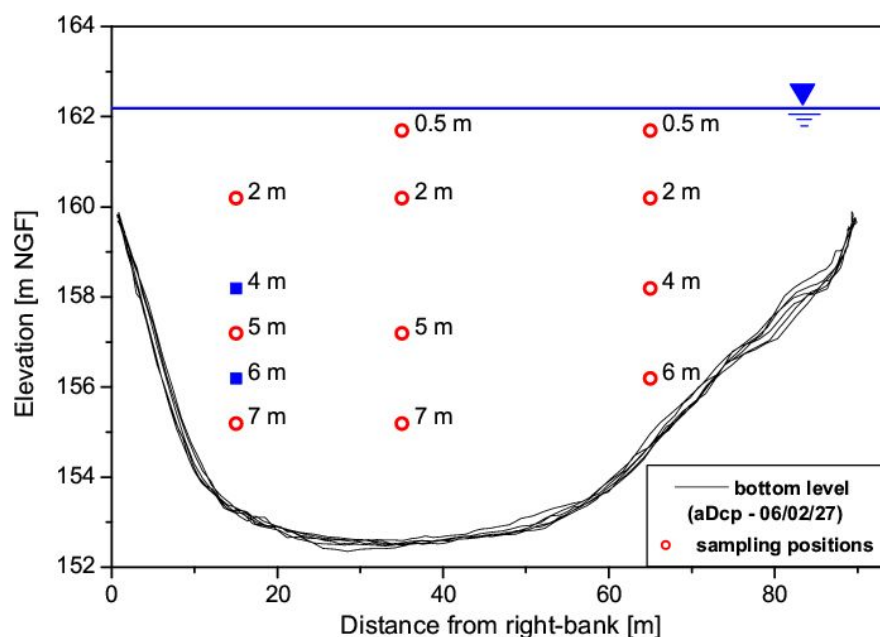


FIG. 5.6 – Positions des prélèvements à travers la section mouillée (Saône à St-Georges, extrait de Le Coz *et al.* (2007b))

échantillonner à proximité immédiate du fond n'était pas possible sans risquer de heurter le fond avec la bouteille, et donc de biaiser la mesure de concentration.

L'ensemble des valeurs de concentration [mg/l] obtenues à travers la section mouillée sont présentées Tab. 5.1. Il est frappant de voir à quel point ces concentrations sont homogènes sur la section pour chaque campagne : les différences entre les points de mesure n'apparaissent pas significatives, le coefficient de variation expérimental n'étant pour chaque campagne que de quelques %. La variabilité des concentrations dans la section est d'au moins un ordre de grandeur inférieure aux variations typiques de la concentration moyenne d'un jour à l'autre. Ces observations permettent de considérer que les prélèvements de surface sont bien représentatifs de la concentration moyenne dans la quasi-totalité de la masse d'eau. Bien entendu, par analogie avec le profil théorique de Rouse par exemple, on peut raisonnablement penser qu'à proximité du fond existe une couche plus concentrée en sédiments en suspension, d'ailleurs plus grossiers que dans le reste de la colonne d'eau (« suspension graduée »). En l'absence de données près du fond, cette étude ne traite que la phase de « suspension libre », la plus à même de se propager dans le RCC et d'atteindre la lône de la Table-Ronde.

5.2.2 Interprétation du signal de concentration dans la Saône

Pour les cinq coups d'eau qui se sont succédés pendant la période d'intérêt, nous disposons donc de mesures irrégulières de la concentration moyenne en MES, ainsi que de l'enregistrement continu du débit total par l'aDcp horizontal installé par la CNR (Fig. 5.7). La lacune de quelques

date	17/02/06	20/02/06	21/02/06	27/02/06	10/03/06	13/03/06	15/03/06	17/03/06
Q [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	512	1242	1347	510	1352	1580	1768	1787
profondeur	Verticale à 15 m de la rive droite							
2	19	146	93	30	42	66	44	35
5 (4)	20	133	97	29	43	66	52	34
7 (6)	19	143	87	31	55	63	47	36
profondeur	Verticale à 35 m de la rive droite							
0.5		135	91	29	42	60	47	35
2	15	134	97	27	44	69	45	35
5	24	131	96	30	40	62	48	32
7	24	133	92	29	45	60	44	35
profondeur	Verticale à 65 m de la rive droite							
0.5		134	92					
2	15	130	89	26	39	59	46	34
4	18	136	87	27	45	58	46	36
6	20	130	91	26	42	58	48	35
moyenne	19	135	92	28	44	62	47	35
écart-type	3	5	4	2	5	4	2	1

TAB. 5.1 – Valeurs de concentration [$\text{mg} \cdot \text{l}^{-1}$] à travers la section mouillée

Saône à St-Georges, données extraites de Le Coz et al., 2007b ; les débits indiqués correspondent aux valeurs jaugées par aDcp pour chaque campagne

jours autour du 29 mars au 3 avril est due à un problème d'alimentation électrique du H-aDcp. Une cadence journalière pour les prélèvements de MES semble suffisante pour suivre la dynamique hydro-sédimentaire de la Saône en crue, mais certains points manquants empêchent la reconstitution précise de certaines variations. En particulier, la montée des pics en tout début de coup d'eau n'a en général pas fait l'objet d'assez de prélèvements.

Cependant, même incomplet, ce jeu de données permet déjà quelques observations pratiques sur le fonctionnement hydro-sédimentaire de la Saône en crue (Le Coz et al., 2007b). Comme il est habituellement observé sur les grandes rivières (e.g. Lewis, 1921; Marcus, 1989), chaque montée de débit significative est associée à un pic de concentration, dont le maximum se produit un peu avant le maximum de débit. Ainsi, à l'échelle d'un pic de débit, la concentration n'est pas une fonction bijective du débit (boucle de type hystérésis). En outre, la succession d'événements observée montre clairement que le maximum d'un pic de MES n'est pas non plus corrélé simplement au débit de

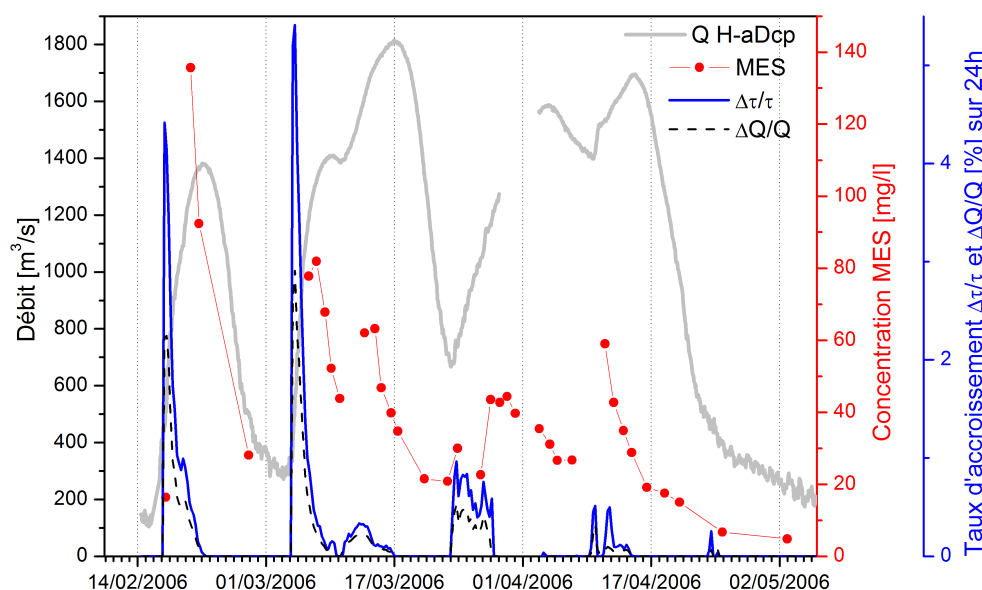


FIG. 5.7 – Conditions hydro-sédimentaires à la station Saint-Georges – février-mars-avril 2006
 Enregistrements de débit horaire (aDcp-H CNR), de concentration en MES (prélèvements manuels), et du taux d'accroissement (positif uniquement) de la contrainte moyenne au fond et du débit sur 24 h (ces taux sont calculés à partir des débits et des contraintes moyennés sur 6h)

pointe de la crue associée. En effet, même si l'intensité des pics de crue reste équivalente pour les cinq crues, les pics de MES décroissent régulièrement, hormis le cinquième.

La contrainte moyenne au fond τ a été évaluée à partir des données de hauteur et de vitesse mesurées en continu par l'aDcp horizontal de la station « Saint-Georges ». En calculant la pente d'énergie J_e à l'aide de la formule de Manning-Strickler (qu'on suppose encore représentative malgré le régime influencé), il vient :

$$\tau = \frac{\rho g}{K^2} V^2 R_h^{-1/3} \quad (5.2)$$

avec $\rho = 1000 \text{ kg.m}^{-3}$ la masse volumique de l'eau, $g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$ l'accélération de la pesanteur, $V [\text{m.s}^{-1}]$ la vitesse moyenne de l'écoulement, $R_h [\text{m}]$ le rayon hydraulique et K le coefficient de Strickler, ici fixé à la valeur réaliste de $30 \text{ m}^{1/3}.\text{s}^{-1}$.

Le signal de MES n'est pas mieux corrélé à τ qu'au débit, les deux grandeurs présentant des variations similaires (à l'exception d'un bref épisode pendant le cinquième pic de MES, cf. Le Coz *et al.*, 2007b et Annexe C). En revanche, les périodes de transport en suspension actif apparaissent clairement liées à des phases où le taux d'accroissement $\Delta\tau/\tau$ est positif et important (Fig. 5.7). Les pics de $\Delta\tau/\tau$ semblent précéder les pics de MES avec un délai de 1 à 2 jours. Ceci suggère la prédominance d'un mécanisme de resuspension ou de remobilisation de stocks sédimentaires locaux ou plus vraisemblablement en amont (délai de propagation). Cette remobilisation ne peut se

faire qu'au prix d'une augmentation de la contrainte au fond pour pouvoir continuer à entamer ces stocks dont la nature, la quantité et la distribution spatiale restent hypothétiques en l'absence de données distribuées (fonds de retenues, marges fluviales?). Ainsi, dès que le taux d'accroissement de la contrainte diminue – ce qui se produit fatalement avant chaque pic de crue –, la concentration retombe. L'intensité des concentrations de pointe reste difficile à prédire, puisqu'elle dépend vraisemblablement de la disponibilité et de la reconstitution des stocks sédimentaires, et donc de l'historique hydro-sédimentaire du système fluvial amont.

Ces observations et cette interprétation de la dynamique de la charge en suspension de la Saône à Lyon pendant les crues du printemps 2006 vont permettre d'analyser le signal MES dans le RCC pendant la même période, malgré des mesures hydro-sédimentaires beaucoup plus discontinues. En effet, la Fig. 5.7 montre que le taux d'accroissement du débit $\Delta Q/Q$ peut servir à prédire les pics de MES aussi bien que $\Delta\tau/\tau$ lorsqu'on ne dispose pas de mesure hydrodynamique locale.

5.2.3 Estimation du signal de concentration dans le RCC

Comme le montre la photographie satellite Fig. 5.8-a (vraisemblablement prise pendant une crue de la Saône), le mélange des eaux de la Saône et du Rhône est très incomplet à l'approche de l'aménagement de Pierre-Bénite. Ce type de phénomène est couramment observé sur de longues distances, un des exemples les plus connus se situant à la confluence de l'Amazone et du Rio Negro, à Manaus au Brésil (Fig. 5.8-b). En première approximation, l'eau du RCC est assimilable à de l'eau de la Saône, sauf quand le débit mesuré dans le RCC est supérieur à celui de l'affluent. Un lien direct existe donc vraisemblablement entre la charge en suspension de la Saône et celle du RCC.

La charge en suspension dans le Rhône aux alentours de Pierre-Bénite n'a malheureusement pas fait l'objet d'un suivi en continu, ou au moins à pas de temps journalier. Pendant les trois mois d'investigation, nous disposons toutefois des concentrations issues des prélèvements et/ou mesures de turbidité réalisées dans le RCC, à proximité de l'embouchure de la lône de la Table-Ronde. Ces données de concentration peuvent être comparées à celles obtenues par prélèvement dans la Saône à Saint-Georges, à seulement quelques heures d'intervalle (Fig. 5.9-a). Quatre points sont en accord quasi-exact compte tenu de l'incertitude des mesures, tandis que les trois autres s'écartent très sensiblement de la bissectrice. Ces trois points correspondent à deux événements de montée de débit sur le Rhône pour lesquels la concentration dans le RCC C_{RCC} s'élève à environ 220 mg.l^{-1} tandis que la concentration dans la Saône C_{SG} reste aux alentours de 50 mg.l^{-1} . En résumé, comme attendu, C_{RCC} semble ordinairement très proche de C_{SG} , sauf au cours d'événements ponctuels (montées de débit sur le Rhône) provoquant des pics supplémentaires de C_{RCC} .



FIG. 5.8 – Mélange des eaux de deux rivières qui se rejoignent
 (a) confluence Rhône/Saône à Lyon et tronçon aménagé de Pierre-Bénite, photo Google Earth
 (b) confluence Amazone/Rio Negro à Manaus au Brésil, photo NASA (domaine public)

Une première hypothèse explicative consiste à supposer que c'est l'apport sédimentaire du Rhône au RCC, lors des montées de crue du fleuve, qui provoque cette charge supplémentaire. En première approximation (cf. § 5.1.1), on peut considérer que le mélange des eaux du Rhône et de la Saône ne se fait quasiment pas à l'abord de l'aménagement de Pierre-Bénite. Si l'on calcule alors un « coefficient d'alimentation du RCC par la Saône » η , défini comme le rapport du débit dans le RCC au débit de la Saône (en %), on s'aperçoit que les phases d'alimentation probable du RCC par les eaux du Rhône (i.e. $\eta > 100\%$) ne permettent pas d'expliquer les pics de MES à 220 mg.l^{-1} dans le RCC (Fig. 5.9-b). En effet, pour le premier événement, η dépasse à peine 100% , et pour le deuxième, il n'atteint que 150% . Si l'on considère une simple dilution, on aboutit à des concentrations de 500 mg.l^{-1} et plus dans le Rhône, ce qui est hautement improbable.

Une hypothèse plus convaincante est donc plutôt à rechercher du côté des effets de resuspension locaux. En effet, comme observé sur la Saône à Saint-Georges, les pics de MES se produisent au moment des montées de débit dans le RCC. Ceci suggère un phénomène de resuspension de stocks sédimentaires disponibles localement, plus vraisemblablement dans la retenue du barrage de Pierre-

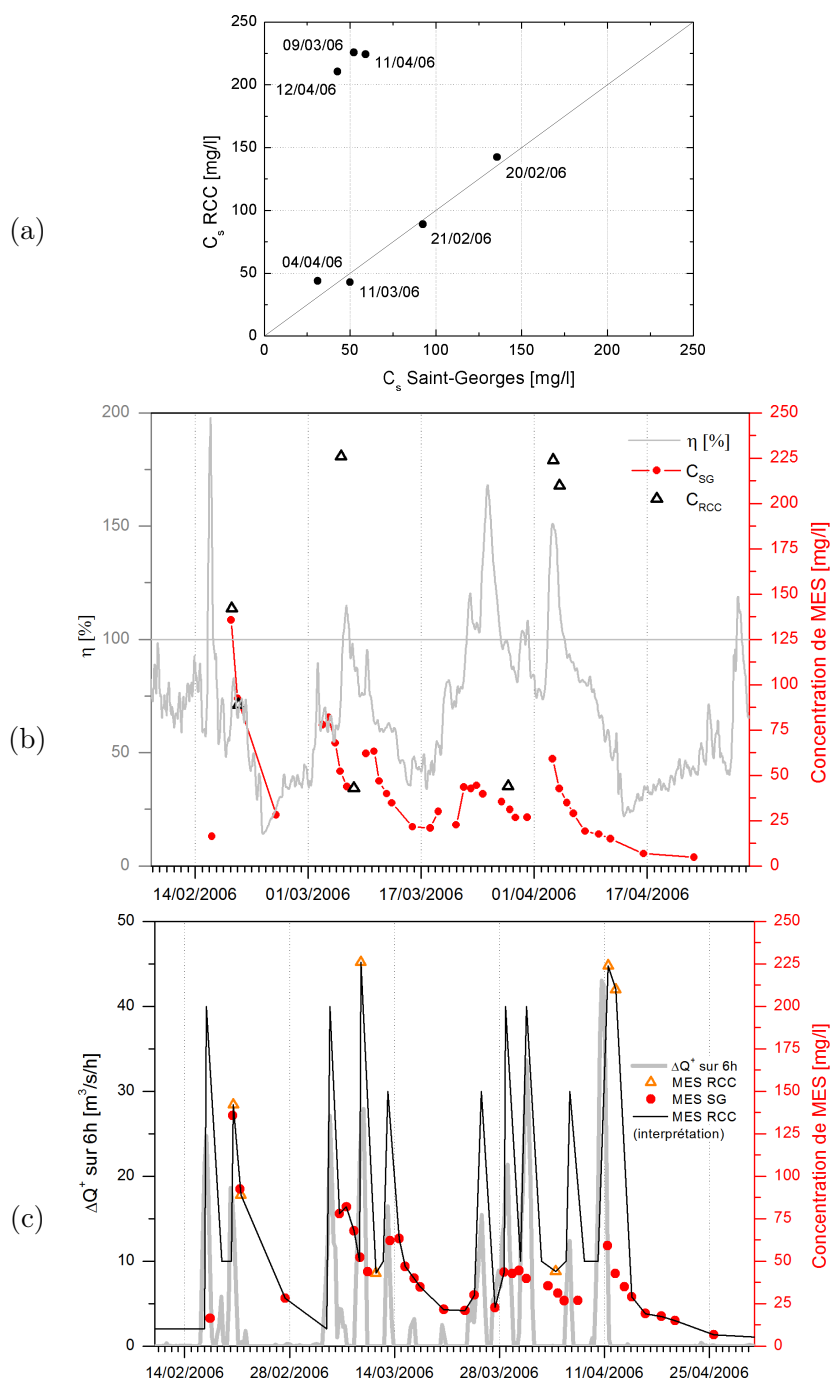


FIG. 5.9 – Analyse de la dynamique de la charge en suspension dans le RCC de Pierre-Bénite ;

(a) Relation entre les concentrations de MES mesurées dans la Saône à Saint-Georges et celles mesurées dans le RCC (PK 12,0) au cours des 7 campagnes de Rival (2006)

(b) Concentrations mesurées à Saint-Georges (C_{SG}) et dans le RCC (C_{RCC}); coefficient d'alimentation du RCC par la Saône η

(c) Taux d'accroissement de débit et reconstitution du signal de MES dans le RCC

Bénite que dans le RCC lui-même ou dans le lit majeur. Par analogie avec l'interprétation du signal de MES mieux documenté sur la Saône, on peut donc avancer l'hypothèse simpliste de fonctionnement hydro-sédimentaire suivante : en temps normal, $C_{RCC} \approx C_{SG}$; toutefois, pendant les phases d'augmentation de débit (et donc de contrainte moyenne), le stock sédimentaire local est remobilisé selon sa disponibilité, et C_{RCC} peut atteindre des valeurs proches de 200 mg.l^{-1} typiquement. Ce type d'hypothèses simplistes est évidemment un pis-aller, en attendant de nécessaires observations ultérieures beaucoup plus poussées.

5.2.4 Cartographie des concentrations pendant les crues du printemps 2006

Pendant les crues du printemps 2006, Magalie Rival (2006) a effectué 7 campagnes de relevés en concentration de MES dans l'ensemble du plan d'eau de la lône de la Table-Ronde (Fig. 5.10). Chronologiquement, ces campagnes correspondent aux 7 mesures de concentration dans le RCC présentées Fig. 5.9-b (triangles), pour différentes phases de crue (montée / descente). Pour les besoins de la modélisation, la période est découpée en trois séquences hydrologiques A-B-C. Deux campagnes ont été menées autour du premier pic de crue autour de $2100 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$ (20 et 21 février). Deux autres se situent également juste avant et juste après le pic du deuxième événement, pour un débit de pointe de $2750 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$, proche de la crue annuelle. Enfin, la période C contient trois campagnes, pendant la décrue d'un premier pic, puis pendant et après un deuxième pic de débit. Les débits de pointe sont à chaque fois assez élevés : $3600 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$, soit le niveau biennal.

Ces relevés ont été réalisés essentiellement par turbidimétrie, outre des prélèvements qui ont aussi permis de vérifier l'étalonnage de la sonde. Les mesures ont été effectuées depuis une petite embarcation pneumatique non motorisée, sur un semis de points variable d'une campagne à l'autre, et en général au fond, en surface et à 1 m de profondeur sous la surface, pour chaque emplacement de mesure. Différentes méthodes d'interpolation spatiale ont été testées lors de ce stage. La moyenne pondérée par l'inverse de la distance (IDW) a été retenue.

La Fig. 5.11 présente les cartes de concentration à 1 m de profondeur obtenues par Magalie Rival (2006). A partir de ces données de concentration et des sondages de dépôts disponibles, elle propose plusieurs hypothèses sur le fonctionnement hydro-sédimentaire de la lône de la Table-Ronde pendant les crues :

une très forte sédimentation à l'aval engendrée par les retours d'eau depuis le RCC ;

une sédimentation atténuée dans la partie centrale et plutôt marquée côté droit, en raison des circulations imposées par les deux îlots ;

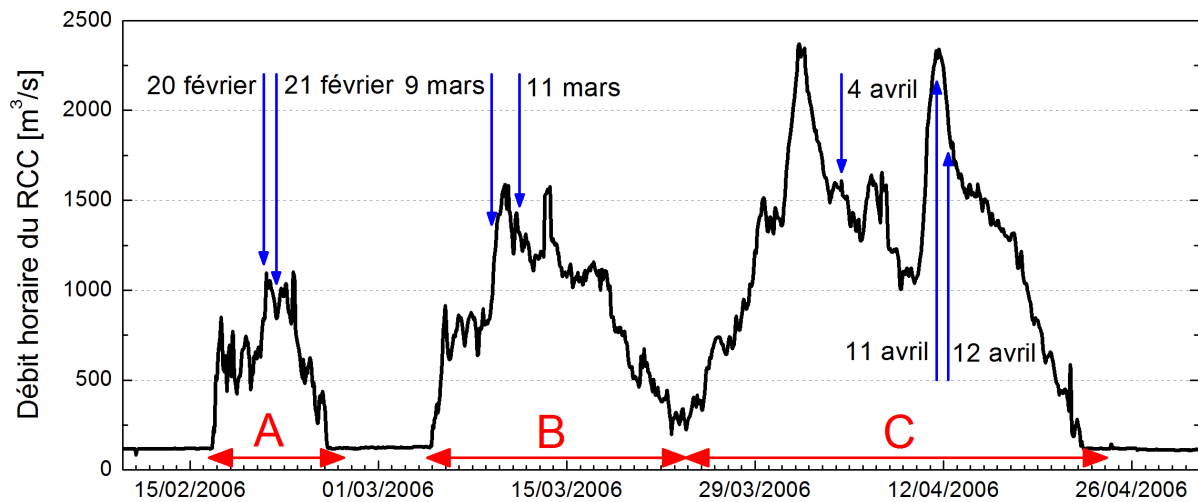


FIG. 5.10 – Campagnes de mesure de concentration de MES par Rival (2006)

Le débit du Rhône court-circuité (RCC) est mesuré à l'aval du barrage de Pierre-Bénite (PK 5,5; données CNR); les trois séquences A, B et C correspondent aux événements simulés (cf. 5.3.2)

une sédimentation étonnamment forte par endroits dans la partie amont, qui suggère que le resserrement prévu pour empêcher la remontée des retours d'eau chargée ne joue pas son rôle.

Néanmoins, la question de l'origine éventuellement autogène de certains dépôts se pose également, notamment dans l'extrémité amont de la lône. Les berges recreusées des bords du plan d'eau et des îles, sont parfois assez abruptes, et on peut imaginer que des éboulements localisés aient pu se produire dans les premières années suivant la restauration. Mais d'une part, les dépôts ainsi engendrés ne seraient pas constitués seulement de particules fines; d'autre part, ce mécanisme peut difficilement être invoqué pour expliquer les dépôts survenus après 2003 en raison de la végétalisation rapide des talus. Afin d'apporter des éléments de réponse supplémentaires, des simulations numériques bidimensionnelles des écoulements, du transport en suspension et de la décantation ont été entreprises.

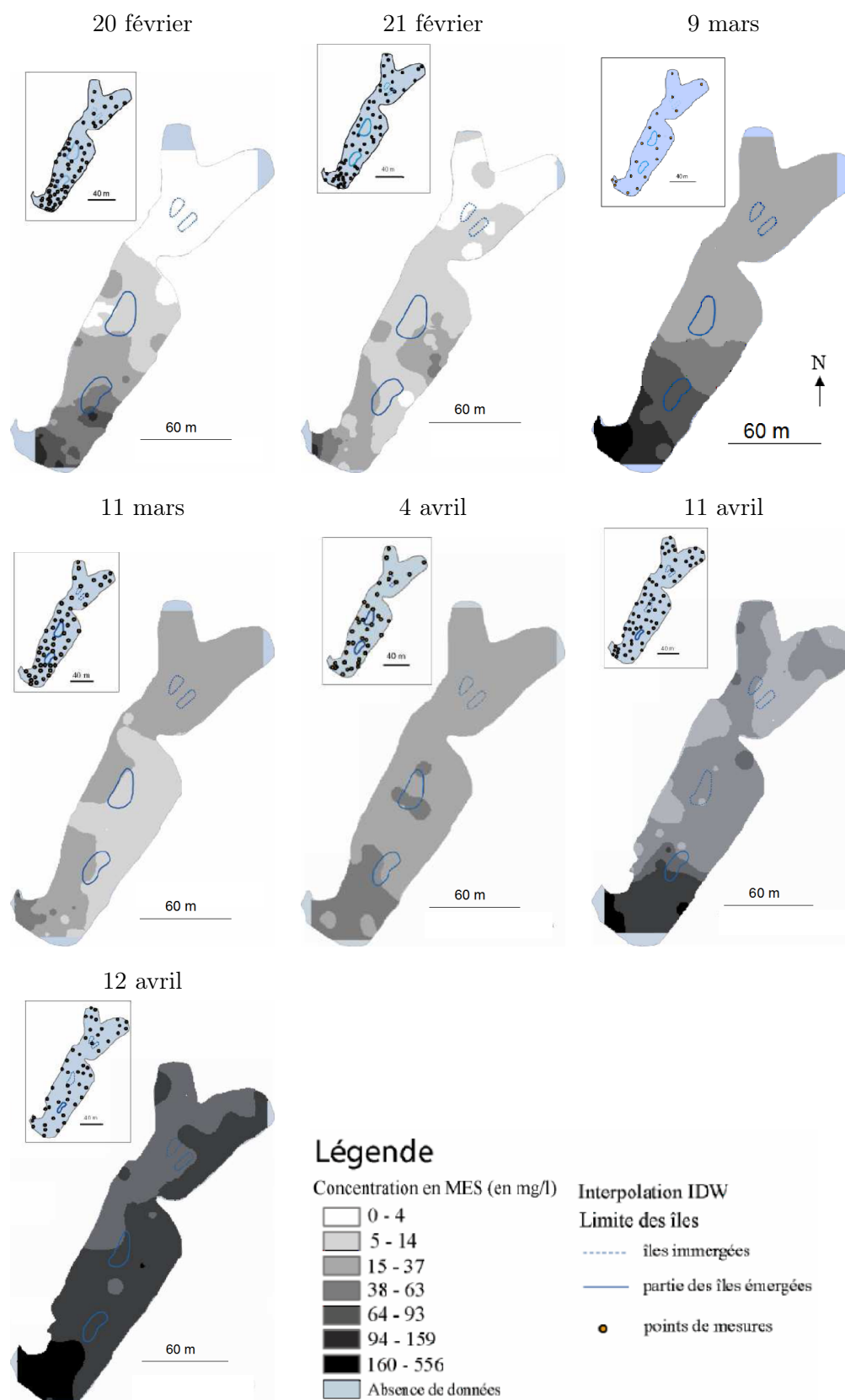


FIG. 5.11 – Cartes de concentration à 1 m de profondeur obtenues par Magalie Rival (2006)
 Pour chaque campagne, les positions des prélèvements sont indiquées par des points (cartes réduites)

5.3 Fonctionnement hydro-sédimentaire en crue

5.3.1 Représentation numérique du transport en suspension et de la décantation

Pour simuler les circulations de MES et les dépôts par décantation, on utilise RUBAR20TS (Paquier, 2007), une version de RUBAR20 (cf. § 3.1.3) avec équation de convection-diffusion d'une concentration :

$$\frac{\partial (Ch)}{\partial t} + \frac{\partial (Chu)}{\partial x} + \frac{\partial (Chv)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_s h \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_s h \frac{\partial C}{\partial y} \right) + E - S \quad (5.3)$$

avec :

- C [m^3/m^3] la concentration volumique moyenne sur la verticale en MES ;
- h [m] la hauteur d'eau ;
- u, v [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] les vitesses d'écoulement suivant les axes Ox et Oy ;
- ν_s [$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$] le coefficient de diffusion sédimentaire³ ;
- E et S [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] le taux d'érosion et le taux de sédimentation respectivement.

La méthode de résolution de l'équation est la même que pour l'hydrodynamique, la résolution se faisant de manière couplée (même pas de temps). Pour les sédiments, E (taux d'érosion) et S (taux de sédimentation) peuvent être calculés différemment selon différentes options de calcul disponibles (Paquier, 2007). Dans l'état actuel du code, les sédiments fins ne sont représentés qu'à travers leur seul diamètre median d_{50} [m]. Etant donné le fonctionnement de type décanteur observé, il est raisonnable de négliger toute reprise sédimentaire. Le taux d'érosion E est donc fixé à 0. Etant donné la modestie des dépôts attendus devant les tirants d'eau, il est supposé que les modifications de la topographie n'induisent pas de rétroaction sur le calcul hydrodynamique.

Le dépôt par décantation dépend logiquement de la concentration, donc des paramètres hydrodynamiques de l'écoulement. On considère qu'il y a dépôt lorsque la contrainte au fond τ [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}$] est inférieure à la contrainte critique de sédimentation τ_{crs} . Le taux de dépôt S est ainsi modélisé en considérant la loi de décantation suivante :

$$\begin{cases} S = -\alpha w_s C (\tau/\tau_{crs} - 1) & \text{si } \tau < \tau_{crs} \\ S = 0 & \text{si } \tau \geq \tau_{crs} \end{cases} \quad (5.4)$$

avec α [-] un paramètre de calage adimensionnel (pilotant la vitesse de sédimentation) et w_s [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] la vitesse de chute des sédiments.

³Dans le code, l'utilisateur spécifie la valeur de σ [-], le nombre adimensionnel de Schmidt ou rapport de la diffusion sédimentaire sur la diffusion liquide ($\sigma = \nu_s/\nu_{ef}$).

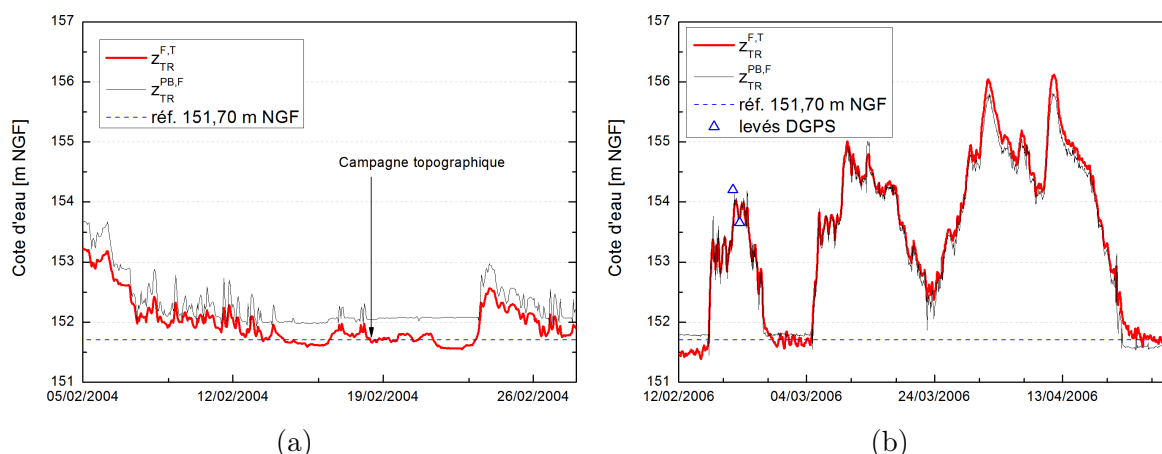


FIG. 5.12 – Limmigrammes calculés à l'entrée de la lône de la Table-Ronde (PK 12,0) et recalage altimétrique des données topographiques

(a) période du levé topographique de 2004 ; (b) période des crues du printemps 2006

La vitesse de chute w_s est calculée à partir du diamètre médian des sédiments, supposé inférieur à 0,1 mm, avec la formule de Stokes :

$$w_s = \frac{s g d_{50}^2}{18 \nu} \quad (5.5)$$

Classiquement, la masse volumique des sédiments ρ_s est prise égale à 2650 kg.m^{-3} , soit $s = \rho_s/\rho - 1 = 1,65$ avec $\rho = 1000 \text{ kg.m}^{-3}$ la masse volumique de l'eau. D'éventuels effets dus aux propriétés cohésives des particules fines ou à la flocculation ne sont pas considérés ici. La difficulté réside donc dans l'évaluation des paramètres sédimentaires τ_{crs} , α et ν_s .

Dans un souci de simplicité, on assimile la contrainte critique adimensionnelle de sédimentation τ_{crs}^* à la contrainte critique donnée par le diagramme de Shields (option 2 de RUBAR20TS). Quelques tests de sensibilité aux différents paramètres sédimentaires sont présentés au § 5.3.3.

5.3.2 Etablissement du modèle hydro-sédimentaire

L'établissement de la géométrie de calcul s'est appuyée sur un levé topographique du fond du plan d'eau (sous le niveau d'étiage) réalisé le 18 février 2004 par Loïc Grosprêtre (UMR5600) et complété par un levé des bords du bassin et des îles par Magalie Rival (2006). Le niveau altimétrique de référence pour ce semis de points est la cote de l'eau du RCC au niveau de l'embouchure de la lône (PK 12,0) vers 12 h, correspondant d'ailleurs à l'ensemble des fleurs d'eau dans le bassin. La chronique limnimétrique au PK 12,0 (Fig. 5.12-a) peut être reconstituée ou bien par extrapolation linéaire des enregistrements des stations CNR de Pierre-Bénite (PK 5,5) et Feyzin (PK 7,5), ou bien par interpolation linéaire des enregistrements des stations CNR de Feyzin (PK 7,5) et Ternay (PK 15,2)⁴. La cote à la Table-Ronde obtenue par le premier calcul est notée $z_{TR}^{PB,F}$, et celle obtenue

⁴Les emplacements de ces stations sont donnés Fig. 5.1.

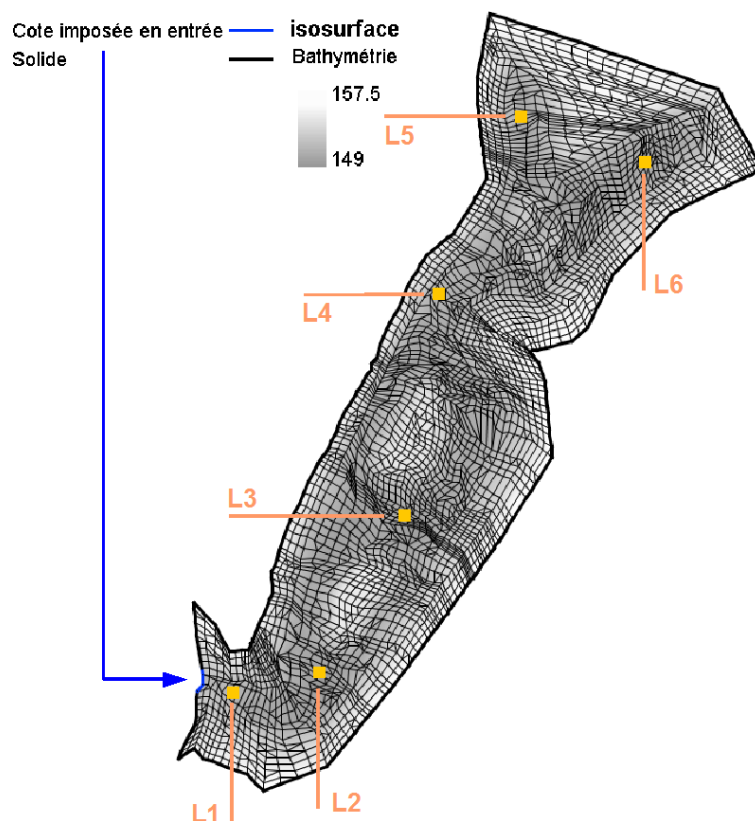


FIG. 5.13 – Géométrie de calcul du modèle 2D de la lône de la Table-Ronde

Les trois arêtes d'entrée où les conditions aux limites (cote et concentration variables) sont imposées sont indiquées par la flèche bleue ; Les 6 limnigrammes L1 à L6 sont également positionnés

par le deuxième calcul $z_{TR}^{F,T}$. Vu la proximité de la lône avec la confluence, il paraît préférable de prendre en compte l'influence aval du niveau du Rhône à Ternay ($z_{TR}^{F,T}$), même si l'hypothèse de ligne d'eau uniforme entre Feyzin et Ternay n'est qu'une approximation pratique. Ce calcul montre que même pour un débit réservé constant de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ relâché dans le RCC, la pente de la ligne d'eau dans le RCC n'est pas uniforme, et que le niveau d'eau dans la lône varie vraisemblablement en fonction du niveau à Ternay.

La topographie de la lône est donc recalée⁵ à un niveau de référence de 151,70 m NGF. La Fig. 5.12-b montre que ce niveau de référence reste valable pour la période d'intérêt du printemps 2006, et qu'à fort débit les deux calculs de niveau sont équivalents, la pente de la ligne d'eau dans le RCC devenant quasi-uniforme. Au vu des décalages entre les deux calculs et avec les deux points de contrôle levés par GPS centimétrique (UMR5600), l'incertitude sur le niveau calculé (et donc sur le recalage de la topographie) peut être estimée à 10-15 cm environ. Le plus important pour la modélisation reste que la géométrie et le limnigramme imposé comme condition aux limites soient raccordés à un même repère altimétrique.

⁵En prenant garde au décalage altimétrique (ici +23 cm) entre le système employé par la CNR et le Nivellement Général de la France (cf. Fig. 3.6).

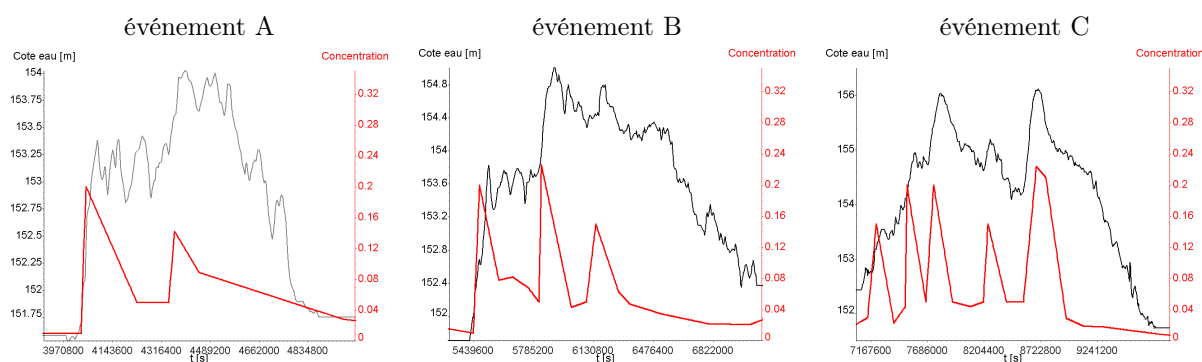


FIG. 5.14 – Cotes et concentrations imposées à l'entrée de la lône

La géométrie de calcul (Fig. 5.13) a été établie par interpolation linéaire guidée par des lignes morphologiques remarquables (logiciel SECMA6), le maillage étant optimisé de manière à conserver un pas d'espace proche de 3 m (1 m dans les zones pentues). Les conditions aux limites imposées sur les trois arêtes à l'embouchure sont la cote variable calculée à partir des enregistrements de Feyzin et Ternay et le signal de concentration en MES reconstitué (§ 5.2.3). La Fig. 5.14 résume les conditions aux limites pour les trois événements A, B et C correspondant aux campagnes de mesure (Fig. 5.10).

Pour chaque simulation, la condition initiale est un plan d'eau horizontal à concentration nulle. Le coefficient de Strickler est fixé arbitrairement à $30 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$, sauf sur les bords pentus, où $K = 5 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ seulement, de manière à atténuer les vecteurs d'intensité aberrante qui y apparaissent sinon. En raison de la faiblesse des vitesses simulées (quelques $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$), ces vitesses surestimées au moment des vidanges et mises en eau de mailles sèches, ont un effet significatif sur les écoulements dans le plan d'eau. Pour les mêmes raisons, le coefficient de viscosité ν_{ef} est arbitrairement fixé à $0,05 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$. Quelques tests de sensibilité dans une gamme réaliste ont montré que la valeur affectée à ce coefficient a une influence très limitée sur l'hydrodynamique générale du bassin.

5.3.3 Sensibilité aux paramètres sédimentaires

Les résultats de la simulation sédimentaire (concentrations et échanges avec le fond) sont a priori sensibles aux paramètres sédimentaires suivants⁶ :

signal MES imposé en entrée : les concentrations imposées aux limites déterminent directement les quantités de sédiment qui peuvent être introduites dans le bassin de la lône.

⁶Ces paramètres n'ont en revanche aucun impact sur les vitesses d'écoulement, puisque l'option de calcul retenue ici n'implique pas de rétroaction des changements de morphologie sur l'hydrodynamique (rétroaction clairement négligeable vu les très faibles épaisseurs de dépôt simulées comme observées).

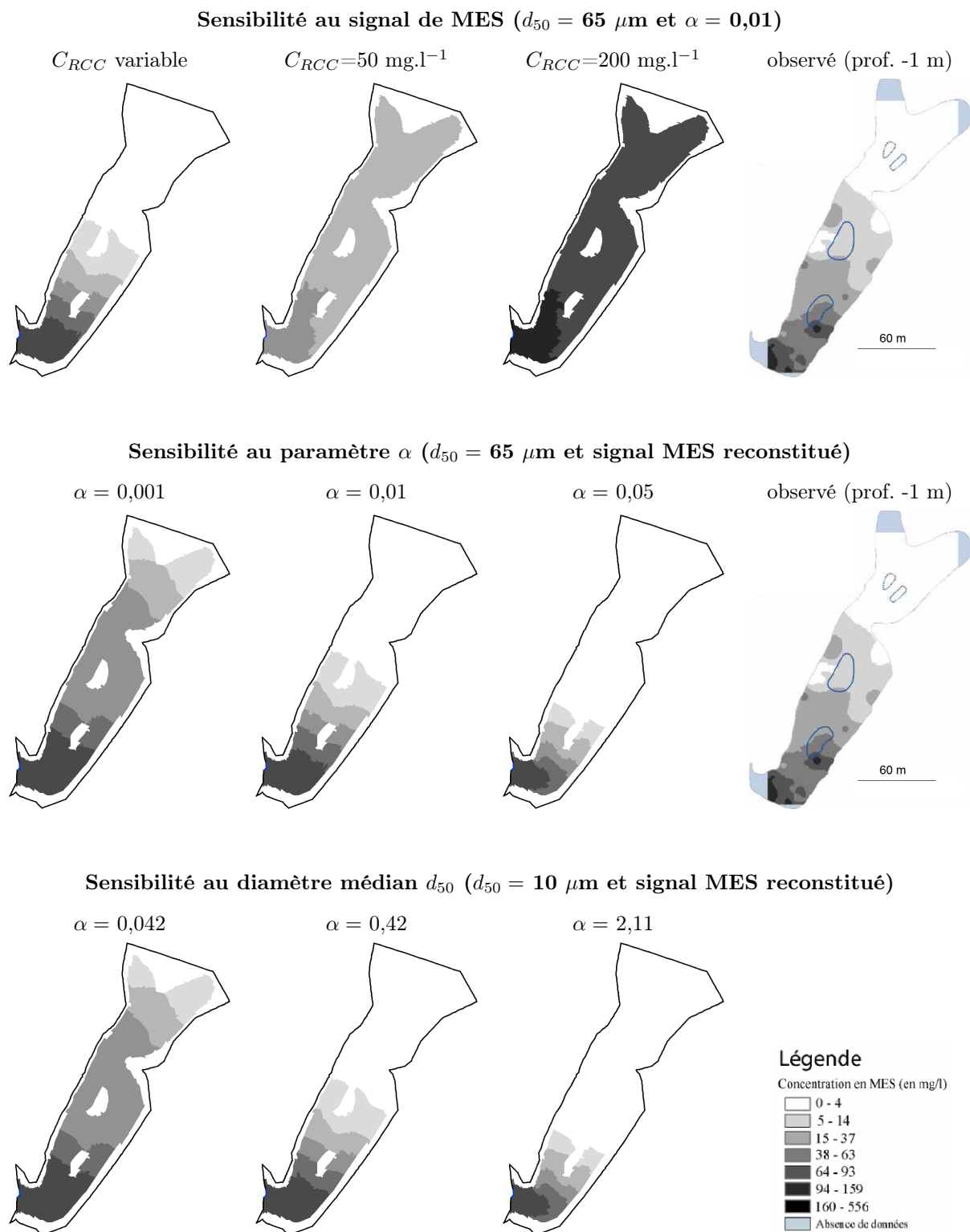


FIG. 5.15 – Cartes de concentration simulées et observées le 20 février 2006 vers 16 h pour différents paramétrages hydro-sédimentaires

coefficient de diffusion sédimentaire ν_s : sa valeur détermine la diffusion sédimentaire se produisant dans le bassin. Malheureusement, en raison d'instabilités numériques affectant aléatoirement les mailles voisines de mailles sèches dans la version actuelle de RUBAR20TS⁷, une diffusion sédimentaire trop élevée entraîne une divergence progressive de la concentration dans certaines mailles instables, ce qui compromet la simulation. Dans le cas présent, le calcul diverge systématiquement pour $\nu_s = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$ et ne diverge pas pour $\nu_s = 10^{-2} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$, valeur fixée pour l'ensemble des simulations.

diamètre médian représentatif d_{50} : il détermine la valeur de τ_{crs} , et donc l'équilibre sédimentaire. En l'absence de données granulométriques disponibles, deux diamètres d_{50} sont testés : $65 \mu\text{m}$ (limite entre fines et sables) et $10 \mu\text{m}$ (limons fins). Son influence sur le terme de dépôt S (à travers w_s) est ici compensée par le choix de α , de manière à conserver le produit αw_s constant pour les deux valeurs de d_{50} .

coefficient de vitesse de dépôt α : il reste le principal paramètre à caler. Le terme de dépôt S lui est directement proportionnel. Par conséquent, plus α est petit, plus la décantation de la charge en suspension dans la lône sera retardée, et donc plus la distribution spatiale des dépôts progressera vers l'amont du bras mort. Les valeurs testées pour α sont typiquement 10^{-3} , 10^{-2} et 5×10^{-2} pour $d_{50} = 65 \mu\text{m}$ (valeurs correspondantes : 0,042 ; 0,42 et 2,11 pour $d_{50} = 10 \mu\text{m}$).

Les temps de calcul (sur ferme de calcul) correspondent grosso modo au temps réel, soit 1 s de calcul pour 1 s d'écoulement environ. En raison de la durée des événements A, B et C à simuler (de 10 à 20 jours typiquement), des inévitables ajustements dus aux fausses manipulations, aux bogues résiduels et aux divergences de calcul, le test des paramètres sédimentaires s'est avéré très lourd à mettre en œuvre. Par conséquent, les tests ont été limités à l'événement A (le plus court). La comparaison des concentrations simulées pour différents jeux de paramètres avec les observations du 20 février 2006 (Fig. 5.15) permet toutefois de tirer les conclusions suivantes :

le signal MES imposé en entrée joue un rôle prépondérant pour les concentrations simulées dans le plan d'eau, et donc les taux de dépôt. En particulier, l'historique des concentrations aux limites détermine fortement les concentrations dans tout le domaine à la date d'observation. Ainsi, les deux tests effectués à concentration limite constante à 50 mg.l^{-1} et 200 mg.l^{-1} (Fig. 5.15, première ligne) aboutissent à des concentrations beaucoup plus homogènes dans tout le bassin que pour les observations. Seule la simulation utilisant le signal MES reconstitué (cf. § 5.2.3) permet de reproduire correctement le gradient de concentration amont/aval observé. Ainsi, c'est ce signal MES qui sera conservé pour toutes les simulations ultérieures.

⁷Des solutions pour mieux gérer le remplissage des mailles sèches sont actuellement à l'essai.

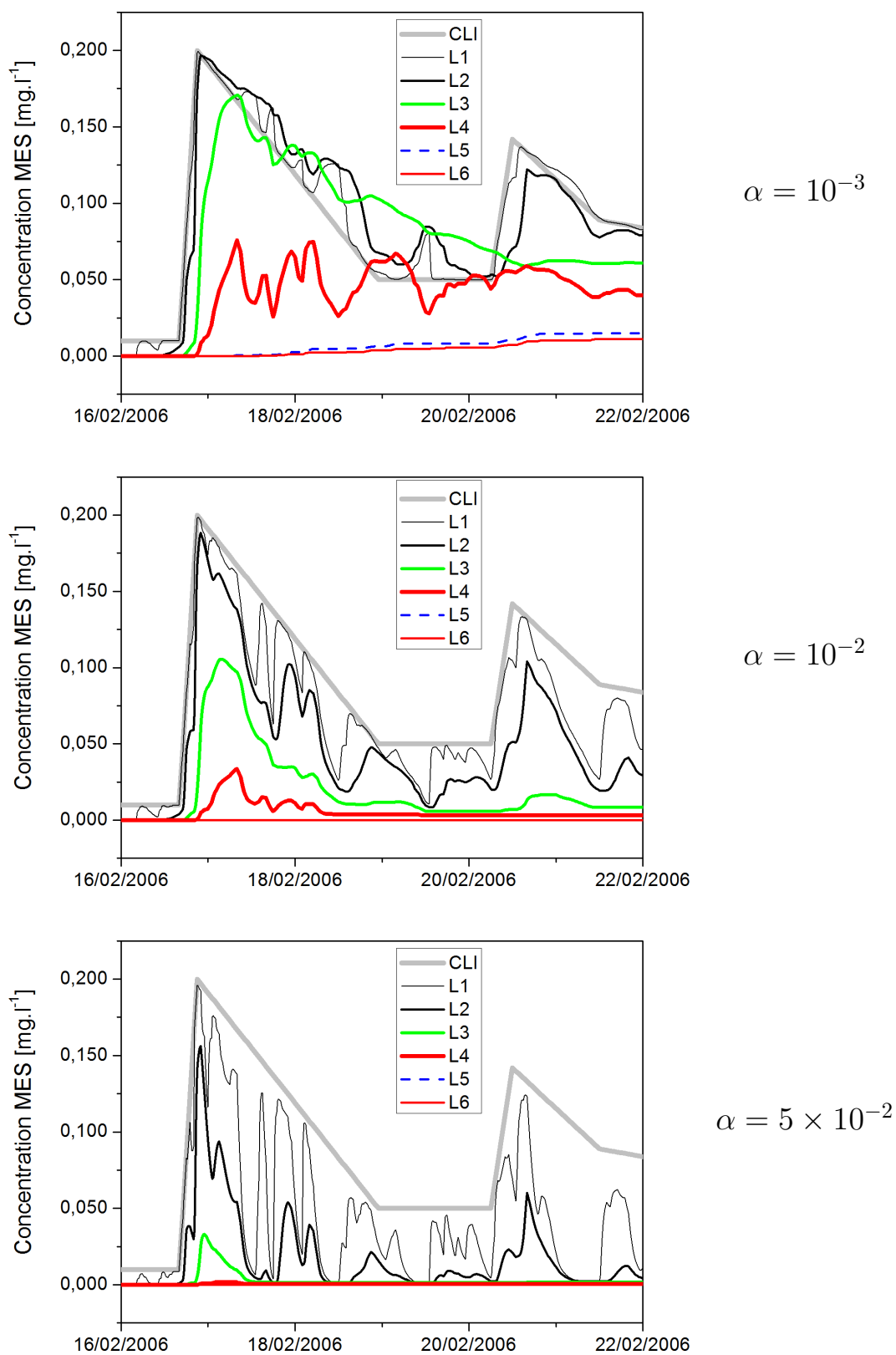


FIG. 5.16 – Signaux de MES imposé en entrée (« CLI ») et simulés aux points de contrôle $L1$ à $L6$ (cf. Fig. 5.13), pour différentes valeurs du coefficient de vitesse de dépôt α ($d_{50} = 65 \mu\text{m}$ et $\nu_s = 10^{-2} \text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)

coefficient de vitesse de dépôt α : les chroniques de concentration enregistrées aux points de contrôle $L1$ à $L6$ (Fig. 5.16) illustrent bien l'impact de ce coefficient sur la dynamique sédimentaire, conformément aux attentes : pour $\alpha = 10^{-3}$, la décantation est très lente, permettant à la charge en suspension introduite d'atteindre les parties amont du bassin (points de contrôle $L4$ et même $L5$ et $L6$ par diffusion vraisemblablement, vu l'augmentation progressive de concentration) ; pour $\alpha = 10^{-2}$ et a fortiori $\alpha = 5 \times 10^{-2}$, la décantation est beaucoup plus rapide, et les pics marqués de concentration en $L1$ et $L2$ apparaissent au moment des montées de niveau du limnigramme. La concentration en MES est cette fois systématiquement inférieure à la concentration imposée à la limite, à tout instant et en tout point de la lône. La charge en suspension n'atteint que $L3$ et $L4$ pour $\alpha = 10^{-2}$, et s'arrête à $L3$ pour $\alpha = 5 \times 10^{-2}$. A l'amont du bassin ($L5$, $L6$), la concentration simulée reste identiquement nulle. La valeur 10^{-2} (pour $d_{50} = 65 \mu\text{m}$) donnant les résultats les plus comparables aux observations du 20 février (Fig. 5.15, deuxième ligne), elle est conservée comme valeur de référence par la suite.

diamètre médian représentatif d_{50} : les simulations effectuées avec $d_{50} = 10 \mu\text{m}$ (Fig. 5.15, troisième ligne), pour des intensités de dépôt équivalentes, donnent des résultats inchangés, les contraintes restant partout sous la valeur critique de sédimentation τ_{crs} . On conservera donc $d_{50} = 65 \mu\text{m}$ pour les simulations ultérieures.

Avec les paramètres sédimentaires finalement retenus, les trois événements A, B et C ont pu être simulés, de manière à comparer la distribution spatiale des concentrations calculées avec celle des concentrations observées au cours des 7 campagnes de Magalie Rival, 2006 (Fig. 5.17). En raison de la très longue durée des calculs, les résultats ne sont disponibles que pour les trois premières campagnes seulement. Ces résultats montrent que le modèle reproduit de façon satisfaisante l'intensité et la répartition de la charge en suspension dans la lône, ainsi que les contrastes observés entre les différentes campagnes.

Naturellement, pour chaque campagne, le modèle bénéficie d'une concentration aux limites fiable car issue d'une mesure dans le RCC. Néanmoins, la carte de concentration simulée dépendant fortement de l'historique du transport sédimentaire antérieur, cette évaluation suggère que la reconstitution du signal MES dans le RCC et la modélisation des échanges sédimentaires (paramétrage) sont pertinents. Il est toutefois remarquable que les sédiments en suspension ne semblent pas diffuser suffisamment vers la moitié amont de la lône. Il sera intéressant de réaliser des simulations avec une diffusion sédimentaire accrue quand le code le permettra. Rappelons que pour des problèmes numériques, la valeur de ν_s reste ici fixée à $10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$.

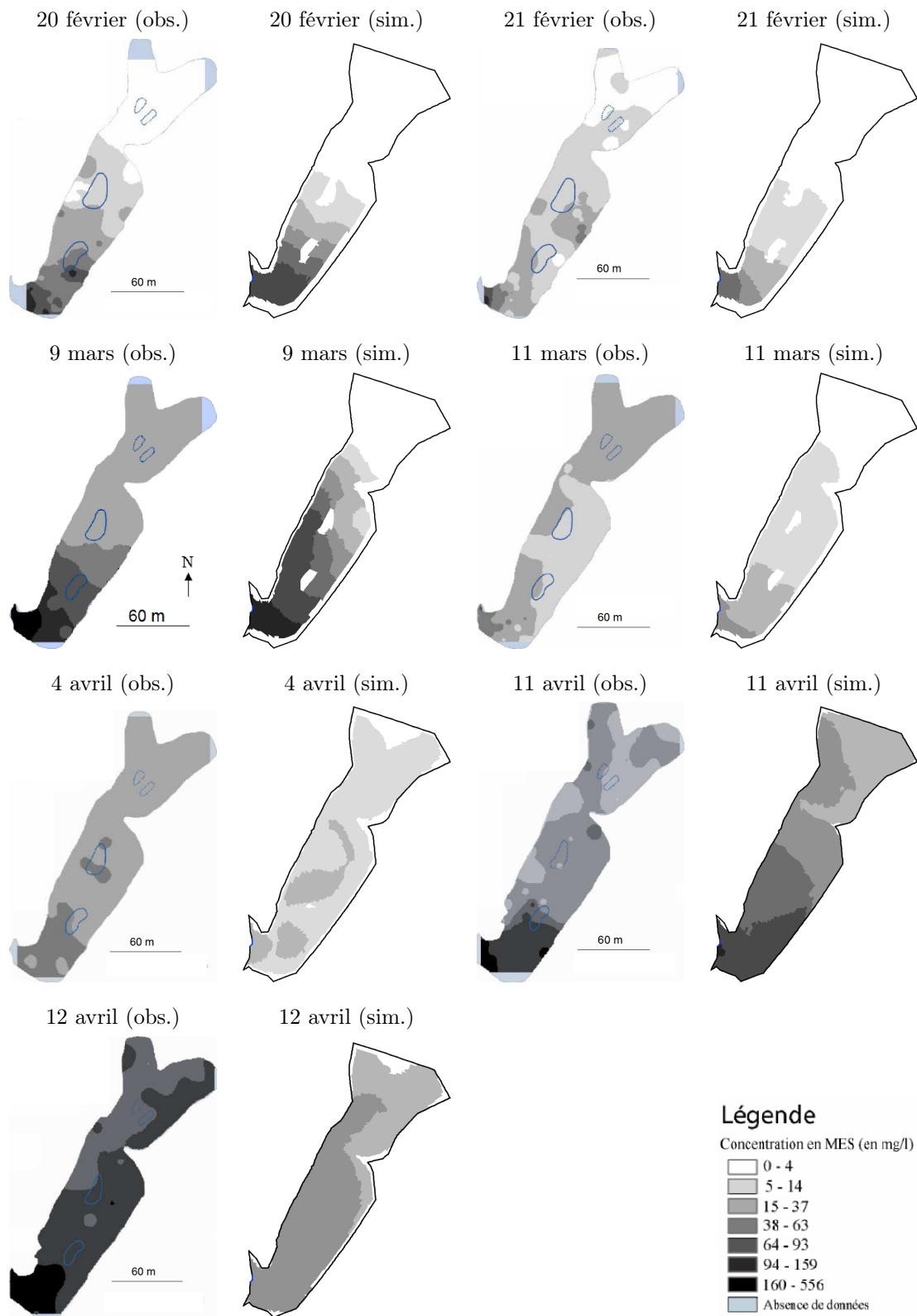


FIG. 5.17 – Champs de concentrations simulés correspondant aux 7 campagnes de Magalie Rival (2006)
 Paramétrage : signal MES reconstitué ; $\nu_{ef} = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$; $\nu_s = 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$; $d_{50} = 65 \text{ } \mu\text{m}$; $\alpha = 0,01$

5.3.4 Echanges sédimentaires en crue

La Fig. 5.18 présente le champ de vitesse et les taux de dépôt instantanés pendant une phase de remplissage (a, montée) et une phase de vidange (b, descente) de part et d'autre d'un pic du limnigramme du RCC, à quatre heures d'intervalle. Ces résultats sont typiques de ce que l'on observe tout au long des événements simulés quand le niveau d'eau varie, les taux de dépôt croissant évidemment avec les concentrations alors imposées en entrée.

Les intensités de vitesse sont extrêmement faibles – de l'ordre du cm.s^{-1} à l'embouchure – et décroissent de l'aval vers l'amont de la lône. Ceci confirme la difficulté de mesurer ces écoulements in-situ : les quelques essais menés avec un profileur Doppler aDcp (cf. § 2.1) n'ont pas permis de distinguer les vitesses réelles du bruit lié à la technique de mesure. Logiquement, les taux de dépôt sont beaucoup plus importants près de l'embouchure qu'à l'amont. Avec les paramètres sédimentaires retenus, les taux de dépôt sont de quelques $\mu\text{m.h}^{-1}$ et la sédimentation est quasi-nulle en amont de l'île aval.

Les vitesses en remplissage comme en vidange se distribuent de façon quasi symétrique entre le côté droit et le côté gauche de l'île aval. Les échanges semblent légèrement plus intenses côté gauche (à l'est), tandis que l'espace entre les deux îles semble protégé des apports sédimentaires.

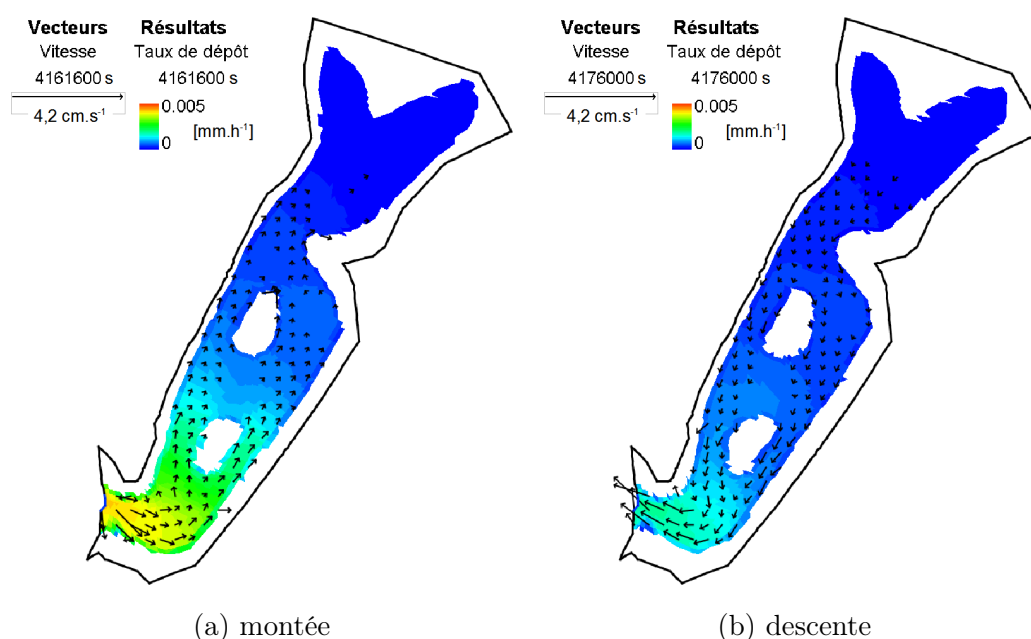


FIG. 5.18 – Taux de dépôt instantanés pour différentes phases de crue

Ces tendances entraînent une répartition de dépôts événementiels cumulés (Fig. 5.19) en accord avec la répartition des dépôts observés par Grosprêtre (2003) et Rival (2006) dans la partie aval de la lône (Fig. 5.3). En revanche, les circulations de sédiments simulées n'expliquent pas les dépôts observés plus en amont, au niveau du bord droit de l'île amont, du resserrement ou même des

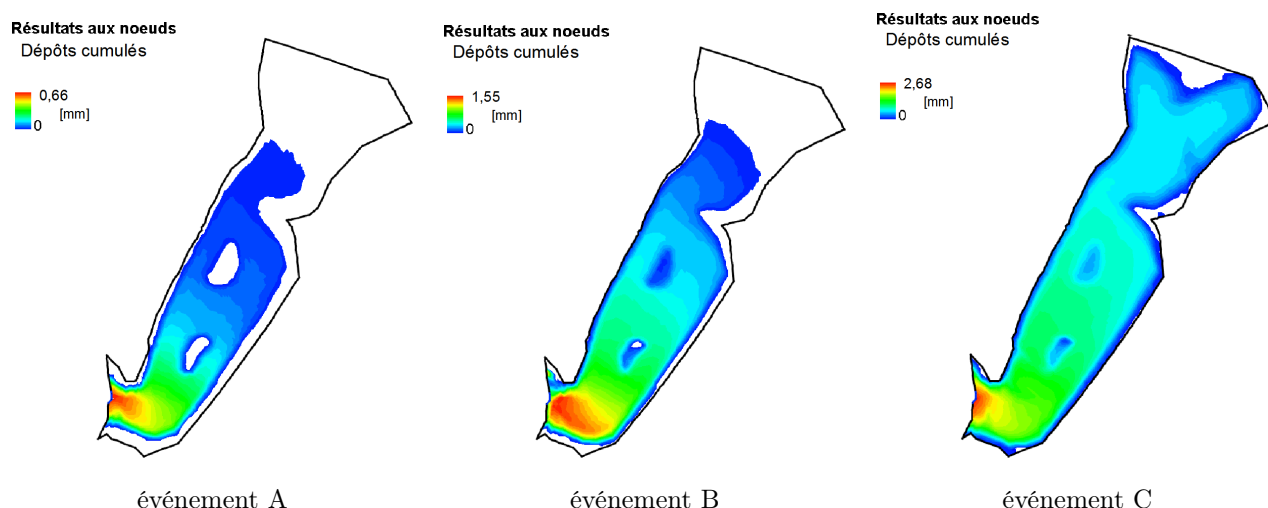


FIG. 5.19 – Distribution spatiale des dépôts simulés

Paramétrage : signal MES reconstitué ; $\nu_{ef} = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$; $\nu_s = 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$; $d_{50} = 65 \mu\text{m}$; $\alpha = 0,01$

lobes amont. Ou bien les échanges sédimentaires simulés sont trop strictement cantonnés à la partie aval, en raison d'un coefficient de dépôt α trop fort et d'une diffusion sédimentaire trop faible pour rendre compte des processus réels. Ou bien ces atterrissements amont sont plus liés à des apports sédimentaires autogènes que fluviaux. Il peut s'agir d'une érosion des berges engendrée par les fluctuations du plan d'eau, ou encore d'une sédimentation liée à la décomposition de la biomasse végétale.

La comparaison des concentrations simulées et observées pour les différentes campagnes confirme que les MES ne pénètrent pas assez à l'amont du modèle numérique. Toutefois, les sédiments concernés sont vraisemblablement très fins et leur décantation devrait engendrer une couche sédimentaire homogène et bien moins épaisse qu'à l'aval. L'origine locale des forts dépôts de certains points de sondage à l'amont reste donc une hypothèse à considérer. Dans cette optique, une analyse de la nature des sédiments en place, notamment de leur granulométrie et de leur teneur en matière organique, serait utile.

Cette étude expérimentale et numérique de la lône de la Table-Ronde, qui méritera quelques simulations supplémentaires, apporte des résultats intéressants au niveau de la dynamique de la charge en suspension de cours d'eau tels que la Saône ou le Rhône, de l'application et des limites du modèle RUBAR20TS, et du fonctionnement hydro-sédimentaire de la lône. Ces résultats ainsi que les perspectives ouvertes pour la modélisation géomorphologique sont synthétisés dans la conclusion de la Partie II, à la lumière des résultats également obtenus pour les lônes du secteur de Blyes (Chapitres 6 et 7).

6 Site instrumenté des lônes de Blyes (Ain)

Depuis le début du vingtième siècle, la dynamique fluviale de l'Ain a produit plusieurs dizaines de bras morts dans sa basse vallée mais elle ne semble plus en mesure de les régénérer ou d'en créer de nouveaux en grand nombre. Deux lônes au fonctionnement hydro-sédimentaire contrasté ont fait l'objet d'un suivi hydrologique et de campagnes de mesure : l'ancien méandre du Planet, recoupé par déversement au début des années 1950, et la lône « court-circuit » de Ricotti, restée depuis les années 1930 fréquemment connectée à la rivière par l'amont. Une importante campagne de topographie du site expérimental et du lit mineur de l'Ain sur tout son cours inférieur a été menée à l'hiver 2004. Les observations hydro-sédimentaires concernent à la fois les plans d'eau, la nappe alluviale et la rivière elle-même.

6.1 Contexte fluvial

6.1.1 La basse vallée de l'Ain

L'Ain prend sa source dans le nord-est du Jura et draine un bassin versant de 3627 km² avant de se jeter dans le Rhône, en amont de Lyon. Son régime est pluvio-nival, avec une période à maxima hivernale. Cependant, l'existence de cinq barrages EDF sur son cours entraîne une régulation artificielle de ses débits. D'amont en aval, les retenues de Vouglans, Saut-Mortier, Coiselet, Cize-Bolozon et Allement se succèdent. Avec une retenue s'étendant sur 35 km de longueur et 450 m de largeur en moyenne et une capacité de 605 millions de m³, le lac artificiel de Vouglans (construit entre 1964 et 1969) est le troisième réservoir français après Petit-Saut (Guyane, 3 500 millions de m³) et Serre-Ponçon (Durance, 1 200 millions de m³).

En aval du barrage d'Allement, on parle de la basse vallée de l'Ain. Sur les 40 derniers de ses 200 kilomètres avant de se jeter dans le Rhône, la rivière traverse une vaste plaine alluviale, entre la région des étangs des Dombes et les reliefs karstiques du Bugey et du Revermont. Dans cette région, l'Ain et le Rhône sont légèrement encaissés par rapport aux formations morainiques et terrasses

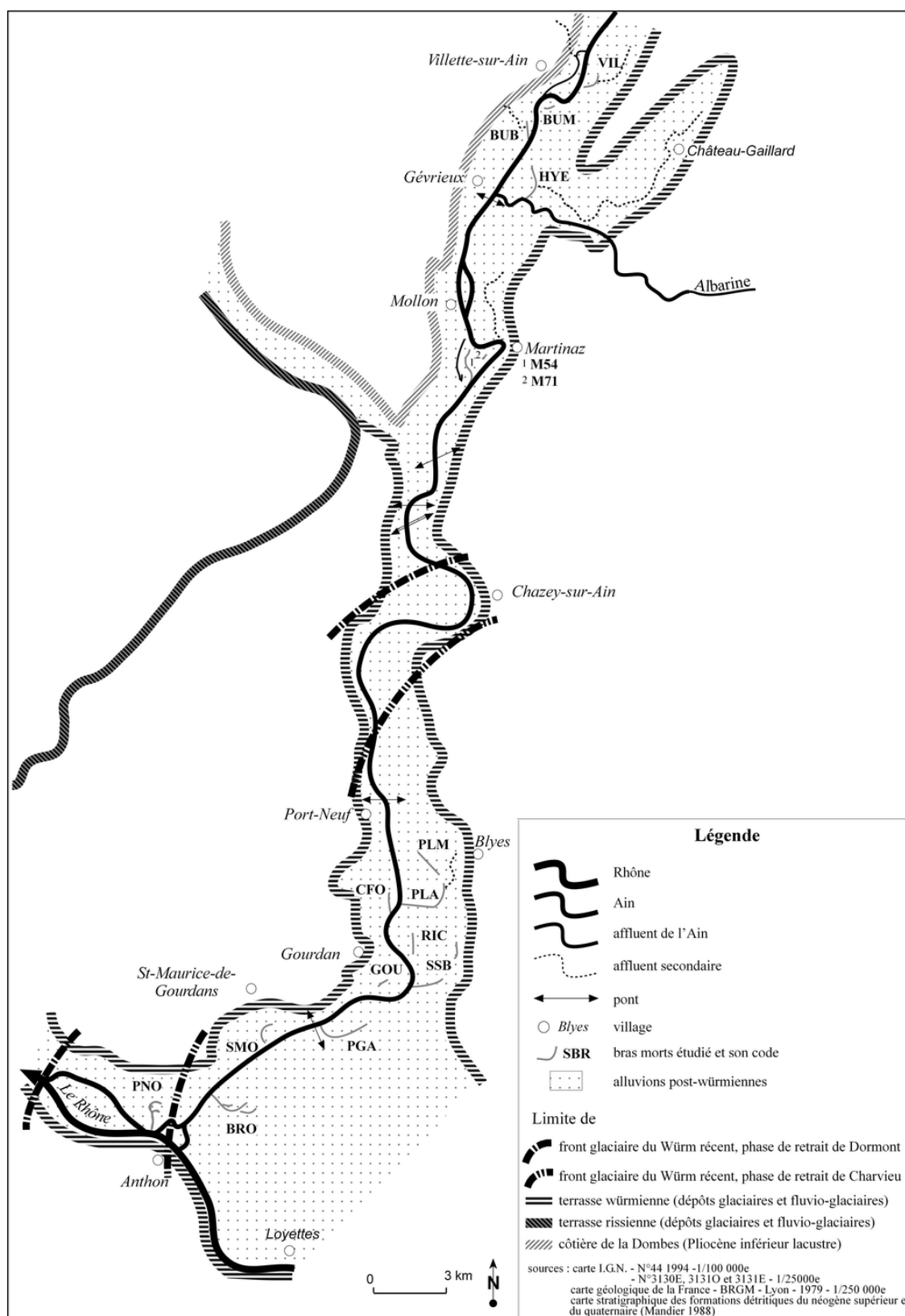


FIG. 6.1 – Localisation de bras morts documentés dans la basse vallée de l'Ain (Rollet *et al.*, 2005) ; il en existe beaucoup d'autres, notamment en amont de Villettes-sur-Ain

fluvio-glaciaires. La pente est faible et irrégulière : entre 1 et 3‰ avec une moyenne de 1,3‰ (Loire, 2000).

La rivière possède une dynamique latérale active. Il existe un ajustement géomorphologique permanent du tracé de la rivière (position, largeur, profondeur, pente, sinuosité, . . .) ayant pour variables de contrôle le débit liquide et le débit solide. Dès les années 1930, la rivière est passée d'un style plutôt en tresses à un style plutôt en méandres. Localement, des tresses sont abandonnées et des méandres se déplacent, et sont recoupés au sein de l'espace de mobilité. De fait, il existe toute une partie du lit majeur où on peut trouver des bras morts (ou lônes) plus ou moins déconnectés du cours principal (Fig. 6.1).

Depuis la construction des barrages en amont sur l'Ain et ses principaux affluents jurassiens (Bienne), la dynamique fluviale s'est affaiblie. Un déficit sédimentaire progresse vers l'aval depuis le barrage d'Allement. Ce déficit en charge de fond est associé à une incision et un pavage du lit mineur, ainsi qu'une diminution de la taille des bancs de galets (Rollet *et al.*, 2005). Le front du tronçon déficitaire, localisé à environ 1 km en amont du pont de Gévrieux (Rollet, 2002), semble avoir progressé d'environ 500 à 1000 mètres par an entre 1996 et 2000 (Rollet *et al.*, 2005). Dans le cadre d'un projet européen Life, la restauration de plusieurs lônes ainsi qu'une expérience de recharge sédimentaire contrôlée a commencé en 2006 (cf. § 1.1).

6.1.2 La lône du Planet de l'Ile

La lône du Planet est issue d'un recoupement de méandre naturel. Jusqu'au début des années 1950 en effet, l'Ain formait un méandre au pied de la falaise de Blyes. Ce chenal fut abandonné lors d'une forte crue vers 1953 (cf. Fig. 6.2). De tels changements de cours sont fréquents dans l'histoire de l'Ain, comme en témoignent les marques d'anciens méandres visibles sur la Fig. 6.2 (en haut à droite, au bord du village de Blyes et de son prieuré médiéval). Le nouveau chenal, plus court et donc plus pentu, s'est classiquement incisé par érosion régressive. Un bouchon primaire de galets est venu combler l'entrée amont, de sorte que la rivière ne réinvestit son ancien bras, à présent perché, que lors de crues suffisamment fortes. L'alluvionnement de l'extrémité aval du bras mort a progressivement été repris en raison de la migration du nouveau méandre.

Une fois abandonnée, la boucle de méandre présente alors souvent un chenal étroit et plus ou moins rectiligne à l'amont du plan d'eau, chenal correspondant à une basse de banc de convexité. Ce chenal peut conserver une zone aquatique. Ceci a été observé sur les méandres du Planet, Saint-Maurice-de-Gourdans (SMO) et Villette (VIL).

Actuellement, la morphologie du méandre mort du Planet peut se décrire ainsi (cf. Fig. 6.2-b) :

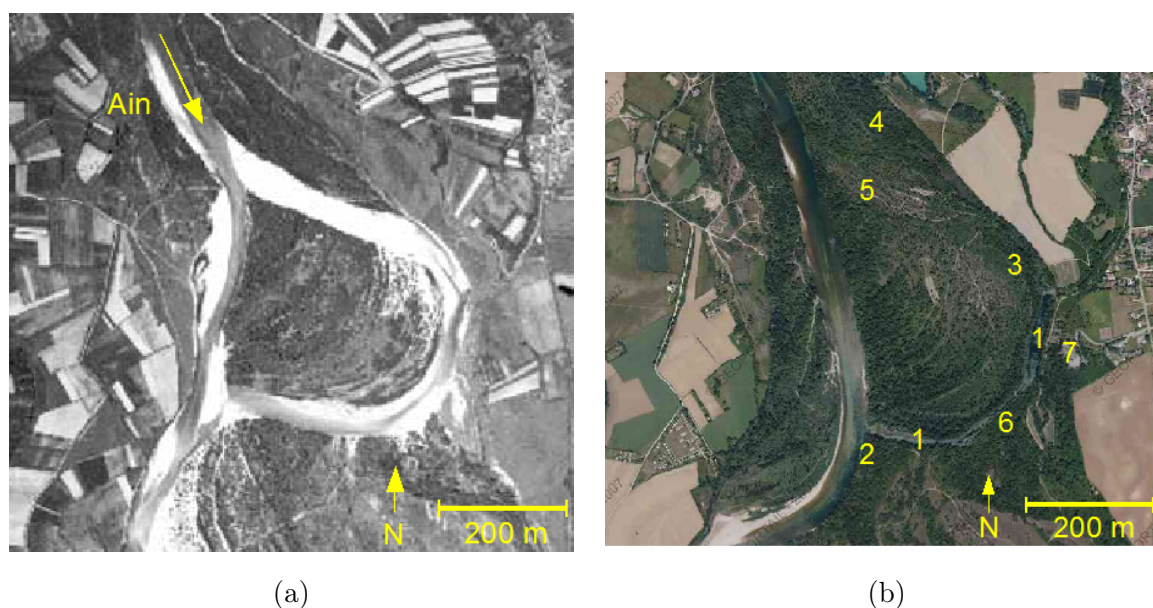


FIG. 6.2 – Vues aériennes de la lône du Planet peu après sa formation, au début des années 1950 (a), et en 2005 (b)

Source IGN (a) et Géoportail (b); (1) plans d'eau; (2) extrémité aval; (3) partie amont marécageuse; (4) bouchon amont actuel; (5) ancien bouchon amont; (6) bouchon central planté de peupliers; (7) colline morainique de Haute-rive

1. **deux plans d'eau semi-pérennes**, larges et éclairés sont séparés par un bouchon alluvial central planté de peupliers. Le plan d'eau central, ancienne mouille de concavité du méandre, est adossé à la colline morainique de Haute-Rive, tandis que le plan d'eau aval, moins profond, occupe le tiers aval de l'ancien chenal;
2. **l'extrémité aval**, légèrement perchée par rapport à la rivière, est submergée assez fréquemment : 150 jours/an en moyenne de 1986 à 1999 (Rollet *et al.*, 2005). Lors de travaux de curage du plan d'eau aval en 2000, une digue en terre a été levée, avec pour principal objectif de retenir autant que possible les apports phréatiques en période de basses eaux, et de conserver un caractère aquatique au plan d'eau aval, de plus en plus souvent drainé par la rivière. Les débordements de l'Ain contournent cette digue par le nord, bien avant la surverse. On évalue mal l'impact de cet ouvrage sur les écoulements en connexion aval ou amont et sur la capacité de reprise sédimentaire;
3. **la partie amont du plan d'eau central** et son prolongement marécageux sont le lieu d'apports phréatiques par la nappe, très perméable, et également par un ruisseau phréatique (ru du Gua). Une succession irrégulière de mares et de ruisseaux phréatiques conduit à la bifurcation entre le tronçon amont de l'ancien méandre, assez sec et végétalisé, et le chenal étroit préférentiellement emprunté par les submersions amont; un tel chenal relictuel, correspon-

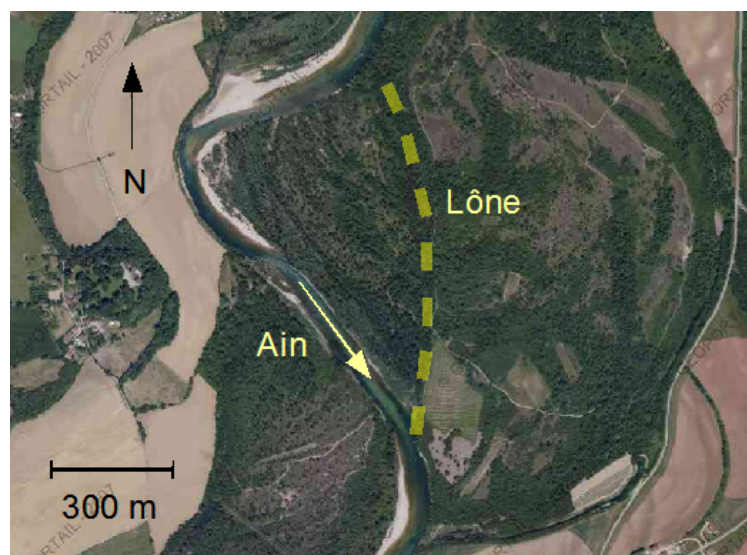


FIG. 6.3 – Vue aérienne de la lône de Ricotti en 2005 (source : IGN-Géoportail 2007, modifié)

nant à une basse de banc de convexité, est également observé sur les anciens méandres de Saint-Maurice-de-Gourdans (SMO) et Villette (VIL), cf. Fig. 6.1.

- 4. l'extrémité amont** de ce chenal, perchée par rapport à l'Ain, constitue le principal bouchon amont de la lône du Planet. En effet, les submersions par l'amont ne se font plus préférentiellement par l'ancienne entrée du méandre, mais via ce chenal vraisemblablement issu d'une ancienne tresse. L'entrée de ce chenal abandonné débouche plus en amont, mais pour une cote de submersion plus fréquente. Par mesure d'entretien, ce chenal étroit et rectiligne a été curé et est régulièrement débroussaillé par les services techniques de la municipalité de Blyes.

Les connexions amont de la lône du Planet sont peu fréquentes, avec une occurrence moyenne de 6 jours par an entre 1986 et 1999 (Rollet *et al.*, 2005). La connexion par l'amont ne s'est pas produite depuis la crue du 21 février 1999 ($1650 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ à la station de Chazey), et n'a donc pas pu être observée durant cette thèse. La connexion aval étant en revanche beaucoup plus fréquente, comme souvent dans le cas de méandres recoupés, plusieurs événements ont pu être observés et documentés sur la période 2004-2006, à la fois par HHLY et l'UMR5600.

6.1.3 La lône de Ricotti et le méandre des Taffanelles

L'annexe hydraulique aujourd'hui visible à proximité du lieu-dit de Ricotti (Fig. 6.3) semble s'être formée aux alentours de 1930. Le processus de création a d'abord été interprété comme l'abandon d'un chenal de tressage (Statiotis, 1998), puis plus vraisemblablement comme une agrégation de basses de convexité (Rollet *et al.*, 2005), progressivement isolées par la progradation vers l'aval du banc de convexité du méandre des Taffanelles. Ainsi, depuis 1945, la migration du chenal vers l'aval

a progressivement allongé la lône de plusieurs centaines de mètres sous la forme de petits plans d'eau reliés par un chenal continu, étroit et plutôt rectiligne. Contrairement à l'ancien méandre du Planet par exemple, ce bras mort fonctionne fréquemment comme un court-circuit hydraulique du méandre de Taffanelles (chenal principal).

La partie amont de la lône de Ricotti est constituée d'un chenal très étroit, sablonneux et ordinairement sec, creusé dans ce qu'on peut considérer comme le bouchon alluvial amont, long de 200 mètres. L'embouchure amont est très nettement formée et se retrouve perchée en rive gauche de l'Ain. Depuis le recoupement du Planet, la concavité du chenal actif se creusant et migrant vers l'aval, la berge recule régulièrement à cet endroit en entamant le bouchon de Ricotti. Cette migration en plan semble néanmoins moins forte actuellement que les déplacements observés dans les années 1980 et 1990, dépassant 15 m par an (Rollet *et al.*, 2005).

Le chenal de l'Ain s'exhaussant à l'amont du méandre de Taffanelles, la fréquence des connexions par l'amont a encore tendance à augmenter. Le chenal est en effet réactivé pour des débits de l'Ain supérieurs à $300 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, ce qui a pu être observé plusieurs fois au cours de la thèse. La connexion aval est quasi-permanente, mais ne provoque en général pas de retours d'eau, du fait de l'écoulement phréatique se constituant tout au long de la lône, depuis un premier point de suintement (abusivement appelé « source phréatique ») situé à l'extrémité aval du bouchon.

Du fait des écoulements phréatiques et débordants actifs, les taux de sédimentation observés sont très faibles dans la zone aquatique (0,2 cm/an d'après Rollet *et al.*, 2005), les dépôts se concentrant sur le bouchon amont (0,8 cm/an). Ce dernier est fréquemment régénéré par les débordements et des apports en sable et en MES importants.

La morphologie et le fonctionnement hydro-sédimentaire d'une telle lône sont donc radicalement différents de ceux d'un ancien méandre tel que le Planet. C'est ce contraste et la proximité des deux sites qui ont conduit à un renforcement du dispositif instrumental existant, ainsi que des campagnes d'observation ponctuelles.

6.2 Campagnes de mesure et suivi hydrologique

6.2.1 Topographie (Ain et lônes)

Dans le cadre de cette thèse, 90 profils bathymétriques du lit mineur de l'Ain ont été levés par échosondeur et GPS différentiel en février-mars 2004, entre le barrage d'Allement et la confluence avec le Rhône. Les profils sont séparés de 500 mètres en moyenne, avec un raffinement à 200 mètres

dans le secteur d'intérêt de Blyes. Cette campagne a été exécutée par la société de topographie BETT.

En février-mars 2004, un levé topographique complet de la lône et des deux chenaux amont (hormis le plan d'eau central, topographié le 3 février 2004 par Jérôme Lejot, UMR5600) a été levé, avec l'assistance de la société de topographie BETT. Les chenaux sont décrits par des sections en travers tous les 50 mètres en moyenne, levées en relatif à la station totale (tachéomètre), puis raccordées en Lambert II / NGF par GPS différentiel. Des layons entre l'Ain et la lône ont également été topographiés, de manière à décrire sommairement cette portion de plaine alluviale. Les opérations préparatoires de repérage et débroussaillage manuel (machette, croissant, faux, scie...) ont duré plusieurs semaines et n'auraient pu être menées à bien sans la persévérance de Céline Boudard et l'aide ponctuelle de nombreuses personnes de HHLY.

Le raccordement en planimétrie (Lambert II) et en altimétrie (NGF) des instruments et des différentes mesures réalisées par HHLY a été effectué soit à l'aide de la station totale LEICA TC305 (dernier contrôle le 07/11/2006), soit à l'aide du niveau optique WILD N20 (dernier contrôle en novembre 2005), à partir des bornes et repères issus de la topographie de 2004 (raccordement par dGPS).

6.2.2 Dispositif instrumental

De manière à suivre en continu le fonctionnement hydrologique courant et en crue, le système alluvial constitué des lônes, de la plaine alluviale et du tronçon de rivière attenant, a été instrumenté (Fig. 6.4). L'équipement en place est dédié au suivi des hauteurs d'eau, deux stations limnimétriques étant en outre équipées de capteurs de température et de conductivité. Le réseau comprend 11 enregistreurs (Tab. 6.1) et 9 échelles à maximum. Lors de projets initiés par HHLY avant cette thèse, une station limnimétrique « bulle à bulle » NIMBUS avec centrale d'acquisition OTT-Log avait été installée dans chacune des lônes du Planet (station « Planet amont »), de Ricotti (station « Ricotti aval ») et de Sous-Bresse (station désinstallée en cours de thèse). Afin de mieux suivre la ligne d'eau dans chaque lône, un deuxième limnimètre de technologie équivalente y a été installé (stations « Planet aval » et « Ricotti amont »).

Deux points de mesure de la cote de l'Ain en amont et en aval de la zone d'étude ont également été mis en place (stations « Ain à Ricotti aval » et « Ain à l'Ile-Parron »). Les stations hydrométriques « Port-Galland » (CNR) et « Chazey » (DIREN RA) se trouvent respectivement 3 km en aval de la station « Ain à Ricotti aval » et 9 km en amont de la station « Ain à l'Ile-Parron ». Par ailleurs, un transect de trois tubes piézométriques entre l'Ain et le plan d'eau central du Planet était déjà

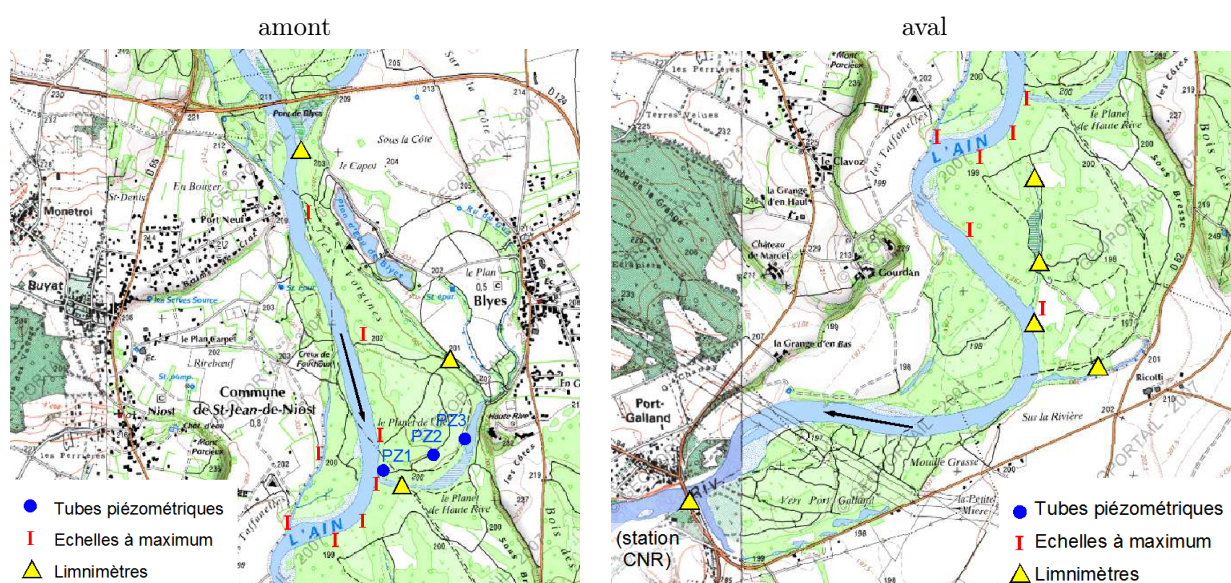


FIG. 6.4 – Implantation de l'instrumentation du site de Blyes (carte IGN 1/25000)

en place suite à une récente étude menée par le Burgéap. Ces tubes ont été équipés de capteurs de pression et de température autonomes DIVER (Van Essen, Pays-Bas). Un réseau d'échelles à maximum a également été installé, en particulier au niveau de points de débordement privilégiés, en bord de rivière.

En raison de l'implantation en zone isolée et boisée, l'alimentation des capteurs est autonome sur batteries (et non sur panneau solaire). Les objectifs d'observation du site n'ont pas rendu nécessaire la télétransmission des données. L'ensemble des points de mesure a fait l'objet d'un raccordement topographique en planimétrie (position Est/Nord dans le système Lambert II) et en altimétrie (zéro du capteur, zéro de l'échelle graduée associée à chaque limnimètre et haut des tubes piézométriques, dans le système NGF). Ce raccordement a été effectué par station totale (LEICA TC305), à partir des points de repère issus de la campagne topographique de l'hiver 2004. L'ensemble du parc instrumental est contrôlé lors de tournées régulières (fréquence mensuelle en routine), consistant à vérifier :

- le bon état général de chaque station et le fonctionnement correct de l'enregistreur ;
- la justesse de la mesure de niveau instantanée par rapport à la hauteur à l'échelle ou à une mesure manuelle ;
- la tension des batteries ;
- l'encrassement des prises de pression quand les conditions de hauteur d'eau le permettent.

Lors des événements hydrologiques significatifs (débits de l'Aain supérieurs à $200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), des mesures complémentaires sont effectuées (relevés manuels de hauteur, jaugeages et points de vitesse, prélèvements pour analyse MES, etc.) et les laisses marquées sur les échelles à maximum sont

Station	Code	N° Capteur	Type capteur	Zéro capteur [m]	X (Lambert II) [m]	Y (Lambert II) [m]	Mise en service
Lône de Ricotti							
Ricotti Amont	ZHA002RH	161570	Nimbus+OTTLOG	196,50	825351,43	96702,80	mars 2004
Ricotti Aval	ZHA001RH	161591	Nimbus+OTTLOG	194,90	825424,00	96205,60	mai 2000
Ricotti Aval	ZHA003RH	58453	Baro-DIVER		825424,00	96205,60	déc. 2004
Lône du Planet							
Planet Amont	ZHA001PH	161568	Nimbus+OTTLOG	197,58	825640,33	97859,03	avril 2000
Planet Aval	ZHA003PX	161565	Nimbus+OTTLOG	197,00	825511,92	97064,21	février 2004
Rivière d'Ain							
Ain Ricotti Aval	ZHA001AH	161567	Nimbus+OTTLOG	193,97	825397,57	95841,65	sept. 2004
Ain Ile-Parron	ZHA002AH	199238	Nimbus+OTTLOG	198,82	824764,97	98974,04	avril 2005
Lône de Sous-Bresse							
Sous-Bresse	ZHA1SSBH		Nimbus+OTTLOG		station non raccordée		avril 2000
Tubes piézométriques							
Planet "Ain"	PZ1	58171	Sonde DIVER	195,85	825312,62	97305,81	déc. 2004
Planet "Pampa"	PZ2	58166	Sonde DIVER	196,30	825638,07	97457,71	déc. 2004
Planet "Plan d'eau"	PZ3	58167	Sonde DIVER	196,20	825839,81	97476,14	déc. 2004

TAB. 6.1 – Caractéristiques des enregistreurs à capteur de pression

consignées. La critique et la validation des données sont assurées par le responsable technique du site (Guillaume Dramais) en lien avec le responsable scientifique (auteur de cette thèse), ainsi que l'archivage et la mise à disposition sur la base de données BICHE développée par la *Cemagref* (Denis Barbet, UR HHLY). En outre, un annuaire est édité pour résumer les principaux événements du site sur l'année ainsi que les chroniques et lacunes enregistrées. Sur la période de la thèse, aucun problème technique majeur n'a été relevé sur les appareils de mesure. Les défaillances techniques ayant rapidement été corrigées, peu de lacunes sont à déplorer. Cependant, le matériel commence à vieillir, et au moment où ce travail de thèse se termine, une stratégie de redéploiement du dispositif doit être étudiée.

Les paragraphes suivants présentent plus en détail les caractéristiques techniques des instruments, les résultats des contrôles métrologiques et les différentes techniques de mesure employées lors des campagnes.



FIG. 6.5 – Instrumentation et méthodes hydrométriques

Jaugeage par courantomètre électromagnétique Nautilus OTT (a, connexion amont de la lône de Ricotti le 6 avril 2006); contrôle manuel et déchargement des données d'une centrale limnimétrique (b) et d'un piézomètre (f); échelle à maximum (c); échelle graduée (d, Ricotti amont pendant la crue du 8 avril 2005); capteur autonome de pression DIVER (e)

6.2.3 Suivi limnimétrique

Chaque station de suivi limnimétrique en continu est constituée d'un capteur de pression « bulle à bulle » NIMBUS piloté par un enregistreur OTT-Log (Fig. 6.5-b). Il s'agit d'une mesure de la pression relative, i.e. par rapport à la pression atmosphérique. Le principe de la mesure de pression « bulle à bulle » consiste à injecter de l'air dans l'écoulement, au bout d'un capillaire raccordé à un petit compresseur électrique. La pression P à atteindre pour expulser une bulle d'air est celle qui équilibre la somme de la pression atmosphérique P_0 et de la pression hydrostatique de la colonne d'eau ρgh , avec $\rho = 1000 \text{ [kg.m}^{-3}\text{]}$ la masse volumique de l'eau, $g = 9,81 \text{ [m.s}^{-2}\text{]}$ la gravité et $h \text{ [m]}$ la hauteur d'eau au-dessus de l'orifice du capillaire. La technique limnimétrique « bulle à bulle » est réputée précise, mais potentiellement sensible aux fortes vitesses (effet de succion) et aux changements de densité du liquide, notamment en cas de concentrations en MES très élevées (effet complètement négligeable dans le cas de l'Ain).

Les caractéristiques techniques données par le fournisseur sont les suivantes :

Capteur de pression

- étendue de mesure : 0–10 m ;
- « erreur » de mesure : $\pm 0,5 \text{ cm}$ pour une eau à 8°C et une température de l'air de 20°C ¹ ;
- résolution : 0,001 m ;
- consommation au repos : 0,3 mA ;
- consommation pompe active : 180 mA et 350 mA au maximum.

Enregistreur

- autonomie mémoire : 11 200 mesures ;
- cadence de scrutation et d'acquisition : de 1 minute à 24 heures (de 15 à 30 min selon les stations du site de Blyes).

Le contrôle des niveaux mesurés a été réalisé in-situ par mesure manuelle lors des inspections mensuelles. Depuis 2005, les quatre stations de mesure implantées dans les chenaux des lônes sont équipées d'échelles graduées (Fig. 6.5-c) raccordées au système NGF. Elles permettent le contrôle de la justesse de la mesure et la compensation des dérives éventuelles. Comme il s'est avéré difficile d'installer des échelles graduées dans le lit de l'Ain, les deux stations concernées ont été contrôlées par une mesure topographique au niveau optique (WILD N20), à partir de deux bornes de géomètre placées à proximité de chaque station. Depuis 2005, aucune dérive significative n'a été décelée, les écarts au zéro plus importants étant dus soit à un battillage important, soit à des défaillances techniques rapidement corrigées (Fig. 6.6). Le suivi de la conductivité électrique par la station « Planet

¹On retiendra donc prudemment que l'incertitude de mesure associée à l'instrument est inférieure au cm.

aval » a été contrôlé occasionnellement par comparaison avec une mesure par un conductimètre de terrain portatif étalonné régulièrement (écarts maximaux inférieurs à $15 \mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$). La Fig. 6.7 présente les chroniques de niveaux enregistrées en 2005 aux six stations.

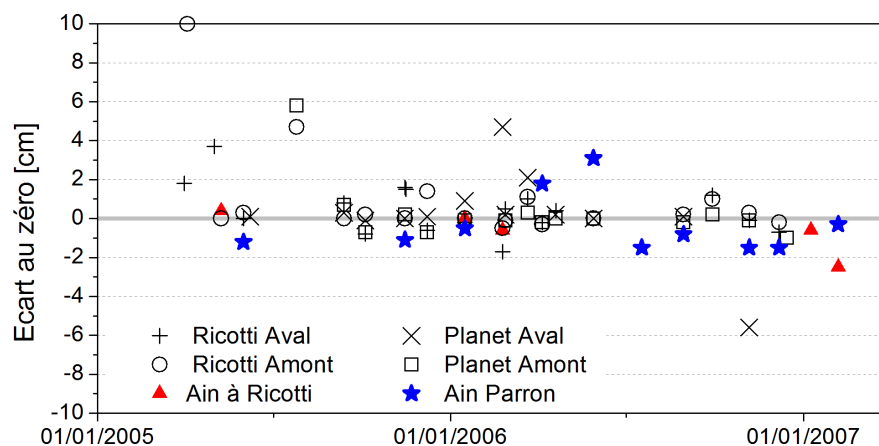


FIG. 6.6 – Contrôles manuels des niveaux des six stations limnimétriques en 2005-2007

Le « zéro » du capteur est la cote constante qu'il faut ajouter aux données brutes pour les raccorder au NGF.

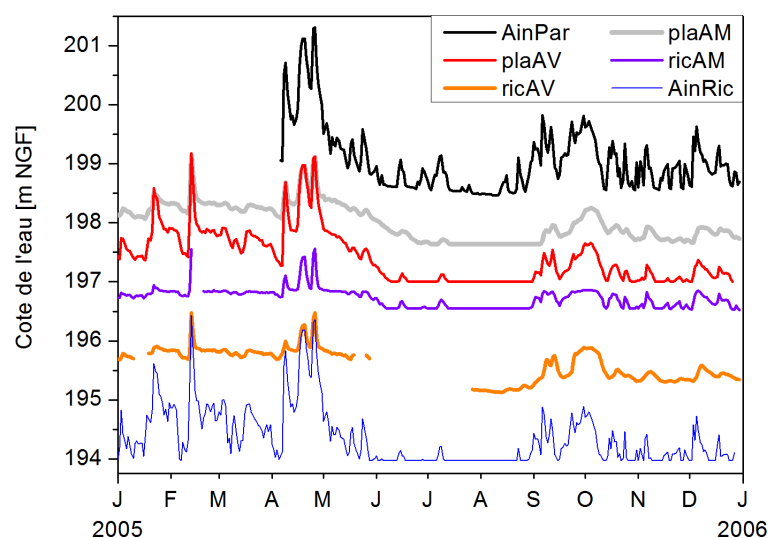


FIG. 6.7 – Chroniques limnimétriques enregistrées en 2005

Les échelles à maximum (Fig. 6.5-c) implantées sur le site sont constituées d'un tube de protection en acier galvanisé de 2 m de haut, crépiné sur 0,5 m en bas, à l'intérieur duquel est placée une règle munie d'un ruban adhésif rouge qui se décolore au contact de l'eau. Après une crue, l'altitude de la marque indique la cote maximale atteinte, de manière plus précise et plus aisée que le relevé des laisses de crue naturelles. La technique est simple et robuste, mais nécessite un raccord topographique fiable et une fixation solide pour que le dispositif ne soit pas emporté lors du débordement. Le risque de vandalisme ou de vol du tube existe, aucun événement de ce genre n'étant à déplorer sur la durée

de la thèse. Même en l'absence prolongée de crue, le système doit être régulièrement inspecté, certains rubans ayant par exemple pu être progressivement décolorés par des limaces ou des insectes.

6.2.4 Suivi piézométrique

Trois puits d'observation installés par le Burgéap en 1998 (Marécal, 1998), hauts de 5 m avec les 3 m inférieurs crépinés, ont été instrumentés. Depuis l'Ain vers le plan d'eau central du Planet, leurs codes dans la base de donnée BICHE sont respectivement PZ1, PZ2 et PZ3 (cf. Fig. 6.4). PZ1, le plus proche de l'Ain, réagit très vite aux variations de la rivière, l'aquifère étant très perméable. Dans chaque tube, un capteur-enregistreur DIVER Van Essen (Fig. 6.5-e) est suspendu à un câble métallique. Ces appareils sont autonomes en termes d'alimentation et d'enregistrement, et ils enregistrent la pression absolue de la colonne d'eau à l'aide d'un capteur de pression à membrane inox. Par conséquent, il est nécessaire de compenser ces mesures par les variations de pression atmosphérique enregistrées par un baromètre-enregistreur dédié (« baro-DIVER »). Une mesure de température permet de compenser la mesure de hauteur d'eau.

Les capteurs DIVER ont fait l'objet de tests sur le banc d'essai HHLY (Belaid, 2006) et d'une note technique interne (Dramais *et al.*, 2005). Une conclusion pratique importante de ces tests est que la compensation en température semble fiable, sauf dans les cas de variations très rapides de température. Il est donc capital de les installer de manière qu'ils soient immergés en permanence, surtout lorsqu'il s'agit de suivre les variations rapides d'un fossé ou d'un cours d'eau non pérenne par exemple. En l'absence de choc thermique, les capteurs sont capables de suivre des variations très rapides, contrôlées en laboratoire par mesure vidéo (méthode LIMPIX, cf. § 2.3.2). Dans un aquifère, même très perméable comme celui du Planet, les variations naturelles de température et de niveau sont bien entendu lentes.

Les caractéristiques techniques données par le fournisseur sont les suivantes :

Capteur de température

- étendue de mesure : -20 – $+80^{\circ}\text{C}$;
- « erreur » de mesure : $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$;
- résolution $0,01^{\circ}\text{C}$.

Capteur de pression

- étendue de mesure : 950 – 1450 cm CE² ;
- étendue de calibrage : 500 cm CE ;

²centimètres de colonne d'eau à 4°C

- étendue d'utilisation : 400 cm CE³ ;
- « erreur » de mesure $\pm 0,1\%$ de la pleine échelle (ici 5 m) pour une eau de 0°C à 40°C, et $\pm 0,2\%$ en dehors de cette plage de température⁴ ;
- résolution 0,001 m.

Enregistreur

- autonomie mémoire : $2 \times 24\ 000$ mesures ;
- cadence d'acquisition : de 0,5 s à 99 heures (ici 15 minutes).

Lors des tournées mensuelles pour relever les données, la cote de l'eau dans chacun des trois tubes piézométriques est mesurée à l'aide d'une sonde à contact lumineuse (Fig. 6.5-f). Ces contrôles manuels permettent de vérifier que le « zéro » du capteur ne dérive pas dans le temps. L'incertitude sur ce « zéro » englobe à la fois l'incertitude sur le positionnement du capteur dans le tube, l'incertitude sur le décalage constant (« offset ») à appliquer aux mesures, ainsi que les incertitudes associées à la compensation en température et en pression (baro-DIVER).

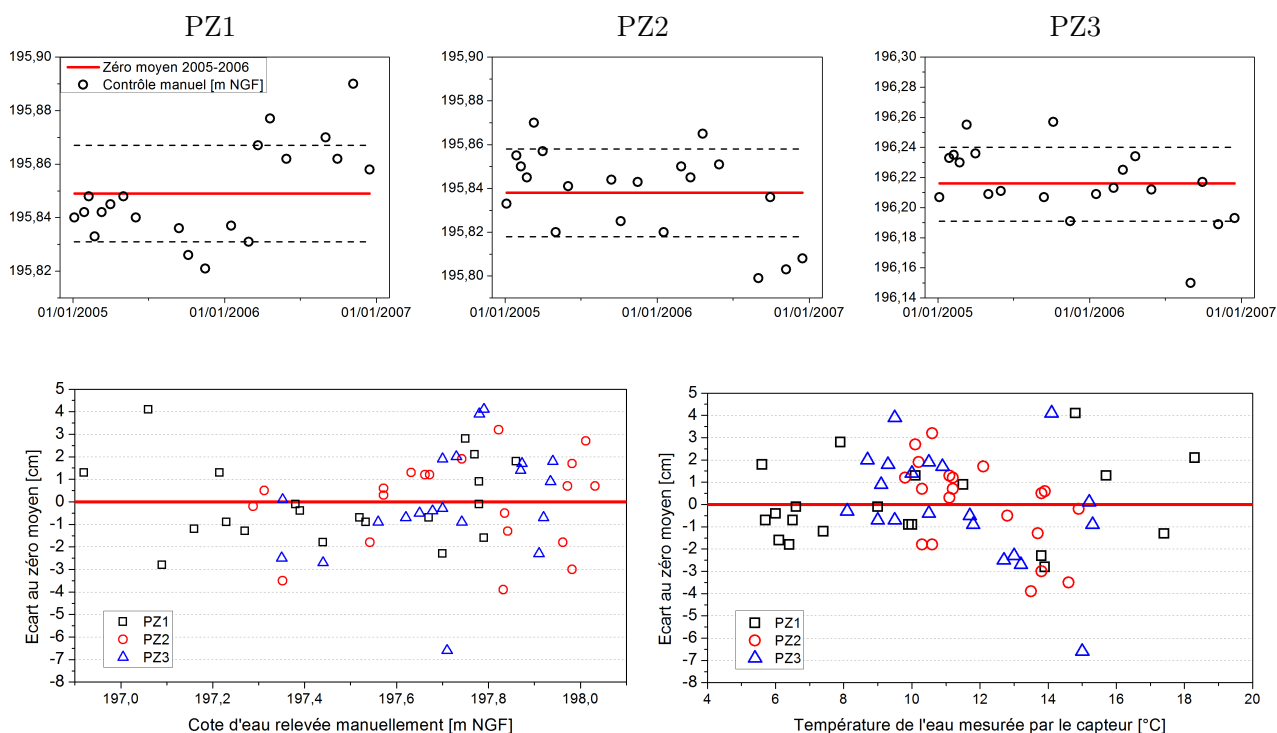


FIG. 6.8 – Contrôles manuels des niveaux dans les trois tubes piézométriques en 2005-2006

Le « zéro » du capteur est la cote constante qu'il faut ajouter aux données brutes pour les raccorder au NGF ; l'écart-type expérimental des contrôles manuels au zéro moyen est indiqué par les tirets

³C'est l'étendue de calibrage moins la variation possible de la pression atmosphérique estimée à ± 100 cm CE

⁴Les tests en laboratoire conduisent à une incertitude de mesure proche du cm.

La Fig. 6.8 résume les caractéristiques des écarts au zéro moyen observés pour chacun des trois capteurs. Les écarts-types expérimentaux de ces écarts sont raisonnables, étant donné les conditions de déploiement : 1,8 cm, 2,0 cm et 2,4 cm pour PZ1, PZ2 et PZ3 respectivement. La distribution des écarts positifs et négatifs autour du zéro moyen ne présente pas de dérive temporelle claire, hormis le cas du zéro de PZ1 dont la tendance à la hausse devra être suivie attentivement en 2007. Aucune corrélation des écarts en fonction de la cote de l'eau mesurée manuellement ou de la température ne ressort clairement. Ainsi, les écarts constatés proviennent plus vraisemblablement du positionnement du capteur que d'un défaut de compensation en température, ou encore d'un défaut de linéarité.

Une évaluation rapide de l'incertitude globale associée à ces niveaux piézométriques peut être menée en combinant incertitude de justesse et incertitude de dérive (hors incertitude sur le raccordement altimétrique du haut des tubes au NGF). L'incertitude-type de justesse peut être évaluée à partir d'une loi-rectangle, en considérant l'erreur maximale annoncée par le constructeur (0,5 cm). Même si elle n'est pas monotone, la dérive (ou plutôt ici le défaut d'implantation) introduit une incertitude-type qui peut être évaluée par l'écart-type expérimental des écarts au zéro moyen relevés sur la période considérée, soit environ 2 cm pour chaque capteur comme vu précédemment (Fig. 6.8). En combinant ces deux incertitudes, devant lesquelles sont négligées les incertitudes de résolution et de répétabilité, l'incertitude-type sur la mesure de niveau est très proche de 2 cm. Même si on considère une incertitude de justesse plus réaliste, autour de 1 cm, l'incertitude globale reste proche de l'incertitude de dérive, ce qui confirme l'importance capitale des contrôles réguliers de niveau pour pouvoir estimer correctement la qualité des chroniques.

Absolument aucune lacune ni incident technique ne sont à déplorer pour aucun des trois capteurs depuis leur mise en service en décembre 2004 jusqu'en juin 2007. Un défaut de configuration du baro-DIVER a entraîné une perte de la chronique de pression atmosphérique sur quelques semaines début 2005, mais la compensation s'est avérée possible à partir des enregistrements de Météo-France à la station proche d'Ambérieu, à un décalage constant près. La mesure de la température de l'eau dans les trois tubes piézométriques – ainsi qu'à la station limnimétrique « Planet aval » – n'a pas été contrôlée de manière systématique.

La Fig. 6.9 présente les chroniques de niveau et de température de l'eau enregistrées dans les trois tubes piézométriques pour les années 2005 et 2006. En période de crue de l'Ain, les trois niveaux se rejoignent, l'aquifère alluvial se chargeant et se mettant entièrement au niveau de la rivière. A niveau de débit courant et en période d'étiage, les niveaux de PZ3 et PZ2 restent équivalents, tandis que celui de PZ1, très lié au niveau de la rivière, peut descendre 20 ou 40 cm plus bas, en suivant de près les fluctuations quotidiennes de l'Ain. L'écoulement dans l'aquifère se fait alors de la côtière vers la rivière, sous l'effet de la recharge par la nappe de terrasse et / ou par la nappe d'accompagnement

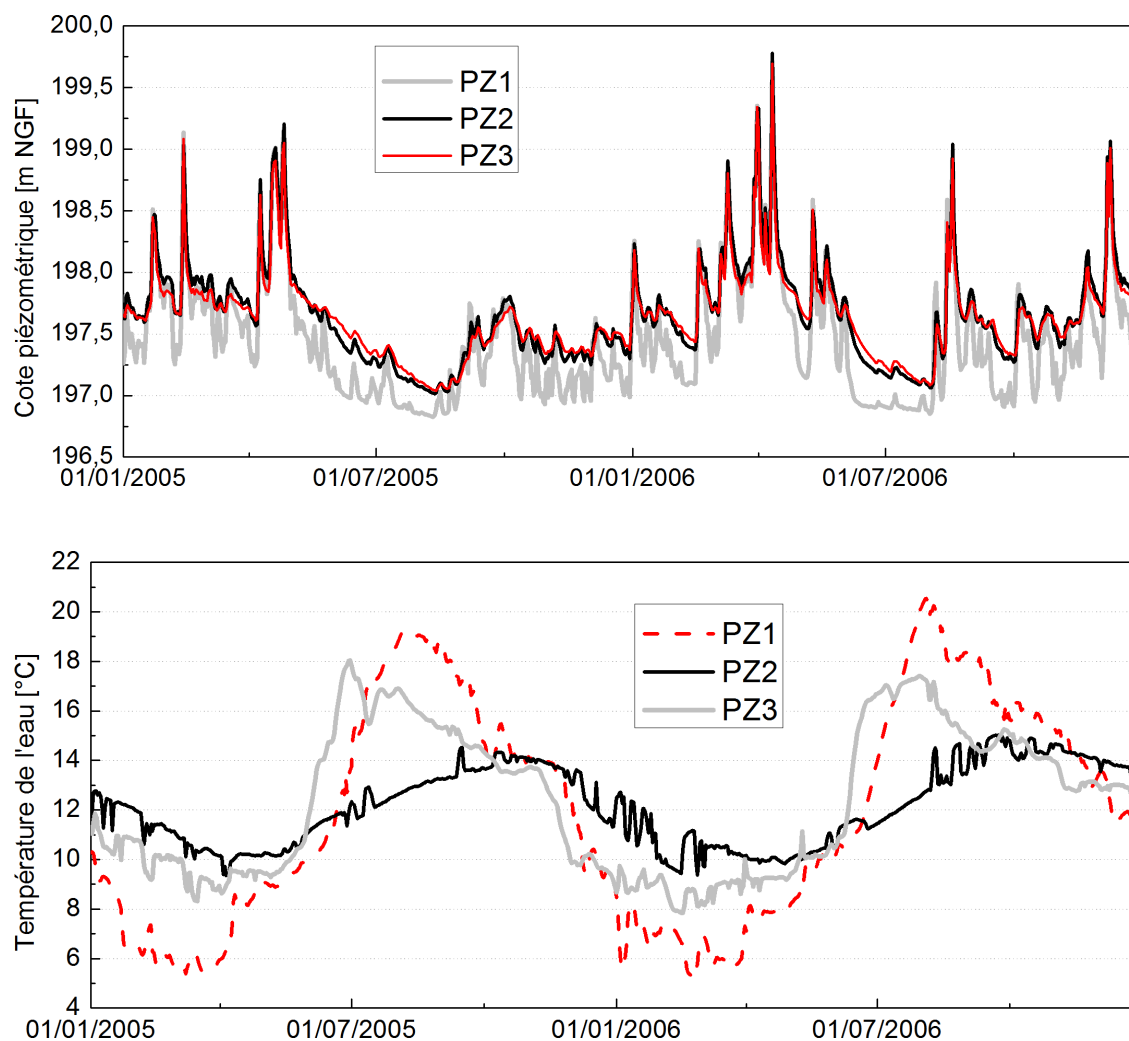


FIG. 6.9 – Chroniques de niveau et de température de l'eau dans les trois tubes piézométriques en 2005-2006

de l'Ain en amont (pente moyenne de 1,3‰). Le mécanisme d'alimentation de l'aquifère alluviale, tantôt par la rivière (montées de crue), tantôt par la nappe des coteaux (descente de crue et étiage) est confirmé par la position de PZ2 tantôt supérieur à PZ3, tantôt inférieur.

Sur les températures enregistrées dans les trois tubes, les deux cycles annuels ressortent dans toute leur régularité. A niveau pourtant quasi-équivalent toute l'année, l'amplitude des variations de PZ2 (de 10 à 15°C) est bien plus faible que celle de PZ1 (de 6 à 20°C) et même PZ3 (de 8 à 18°C). Ceci traduit les liens de PZ1 et PZ3 avec des masses d'eau de surface – respectivement la rivière et le plan d'eau central de la lône –, tandis que l'eau de PZ2 provient d'écoulements purement phréatiques. Une significative conduction de la chaleur par les tubes métalliques (celui de PZ2 étant le plus exposé au soleil) paraît exclue dans la mesure où les fluctuations du cycle diurne n'apparaissent pas dans les données horaires. Les crues de l'Ain ont tendance à faire monter légèrement la température de PZ1 et PZ2. A l'échelle saisonnière, la montée en température plus avancée dans PZ3 et plus tardive dans PZ2 que dans PZ1, lié à l'Ain, s'explique sans doute par la

différence de réchauffement des eaux par le soleil dans le plan d'eau et dans la nappe alluviale. La baisse de température en été dans PZ3 traduit également l'importance des apports phréatiques au plan d'eau central en période d'étiage.

6.2.5 Jaugeages et prélèvements dans les lônes

Des jaugeages par exploration du champ des vitesses (norme EN ISO 748 : 1997) sont réalisés sur 4 sections identifiées équipées d'échelles limnimétriques (Fig. 6.5-a). Il n'est naturellement pas pertinent de chercher à établir des courbes de tarage pour les stations des lônes, la relation hauteur-débit étant généralement rendue non univoque par les influences aval et les apports phréatiques distribués le long des chenaux. En particulier, trois campagnes de mesure pendant des débordements dans la lône de Ricotti (06/04/2006, 07/12/2006 et 05/03/2007) comprenant des jaugeages, des points de vitesses et des prélèvements pour analyses des MES, servent de support à l'analyse du fonctionnement hydro-sédimentaire de cette lône en connexion amont (§ 7.2). L'analyse des échantillons pour en déterminer la concentration en MES a été menée selon le protocole détaillé au § 5.2.1.

Le principe des courantomètres électromagnétiques utilisés consiste à mesurer la tension induite entre deux électrodes par le déplacement de l'eau (fluide conducteur) dans le champ magnétique engendré par une bobine contenue dans le capteur (principe de Faraday). Cette tension est proportionnelle à la composante axiale de la vitesse d'écoulement, les électrodes étant disposées perpendiculairement à l'axe du capteur (parfois appelé affectueusement « bec de canard »).

Les caractéristiques techniques pour chaque courantomètre sont les suivantes :

capteur OTT NAUTILUS

- étendue de « tarage » : 0 à 1,500 m.s⁻¹ (2500 en option) ;
- « stabilité du zéro » : ±2 mm.s⁻¹ ;
- « précision » : 1% de la valeur mesurée ;
- résolution : 0,001 m.s⁻¹ ;
- temps d'exposition programmable de 2 à 60 s (ici 30 s) ;
- contrôlé sur chariot OTT le 28/11/1996, le 01/08/2002 et le 11/12/2006.

capteur Marsh Mc-Birney FLO-MATE 2000

- étendue de mesure : -0,15 à 6 m.s⁻¹ ;
- « stabilité du zéro » : ±15 mm.s⁻¹ (0,05 pieds US.s⁻¹) ;
- « précision » : 2% de la valeur mesurée ;
- résolution : 0,01 m.s⁻¹ ;
- temps d'exposition programmable de 2 à 120 s (ici 30 s), avec filtre éventuellement ;
- jamais contrôlé, mais jugé cohérent avec l'autre capteur par comparaison des débits jaugés.

6.3 Observations hydro-sédimentaires

6.3.1 Apports phréatiques et fonctionnement hydrogéologique

Les apports d'eau d'origine phréatique permettent à des plans d'eau de nombreux bras morts de l'Ain de demeurer en eau de façon quasi permanente, parfois même en période d'étiage. En fonction de l'intensité de ces apports, le milieu peut présenter des conditions d'habitat favorables à la biodiversité, en particulier en termes de températures stables (fraîches même en période de canicule) et d'oligotrophie.

Lors du travail de Loire (2000), des mesures ponctuelles de conductivité électrique de l'eau ont été réalisées dans différentes lônes de l'Ain. La conductivité de l'eau est liée à sa composition en sels, et donc à son histoire et à son origine. Une eau de surface issue de la pluie aura une conductivité dans une gamme de 370-400 $\mu\text{S.cm}^{-1}$. La conductivité moyenne de l'Ain est d'environ 490 $\mu\text{S.cm}^{-1}$. L'eau souterraine, a pu dissoudre différents minéraux au cours de son transfert au contact des roches et a donc une conductivité plus forte, supérieure à 500 $\mu\text{S.cm}^{-1}$. La nappe de versant – dans le cas du site expérimental, la nappe perchée du plateau de Blyes – présente ainsi des conductivités d'environ 600 $\mu\text{S.cm}^{-1}$, jusqu'à presque 700 $\mu\text{S.cm}^{-1}$. Dans chaque lône étudiée, hors période de connexion avec l'Ain, on trouve généralement des conductivités intermédiaires.

Le long de la lône du Planet, les mesures réalisées en 2000 présentent en effet des valeurs de conductivités variant de 420 à 460 $\mu\text{S.cm}^{-1}$. Pour une période plus sèche, il apparaît un gradient de conductivité, d'environ 500 $\mu\text{S.cm}^{-1}$ à l'amont à environ 400 $\mu\text{S.cm}^{-1}$ à l'aval. Cette observation suggère qu'en période de basses eaux, une alimentation phréatique significative provient des coteaux en amont du Planet, de façon plus marquée que pour d'autres lônes de l'Ain. Il est probable que cette alimentation ne disparaît pas en période humide mais que son influence est plus limitée au regard des apports d'eau de surface, ou depuis la nappe alluviale d'accompagnement. Lors de chaque connexion aval, la conductivité mesurée par la station « Planet aval » chute brutalement (cf. Fig. 6.13).

Le niveau de l'eau dans la lône du Planet est donc conditionné par le niveau de l'Ain, à travers les apports d'eau de surface lors des crues, mais aussi, de façon plus complexe, à travers les apports souterrains. L'aquifère alluvial, constitué de galets bien lavés, est en effet très perméable. Les plans d'eau reçoivent toute l'année des apports phréatiques de la nappe régionale qui s'étend en rive gauche de l'Ain. Ces apports ne sont vraisemblablement pas uniformément répartis, ne serait-ce qu'en raison de l'hétérogénéité des matériaux constituant la colline morainique de Hauterive. Deux stages de Master2 (Le Coz, 2003; Moulin, 2005) ont permis de préciser le fonctionnement hydrogéologique du système alluvial du Planet.

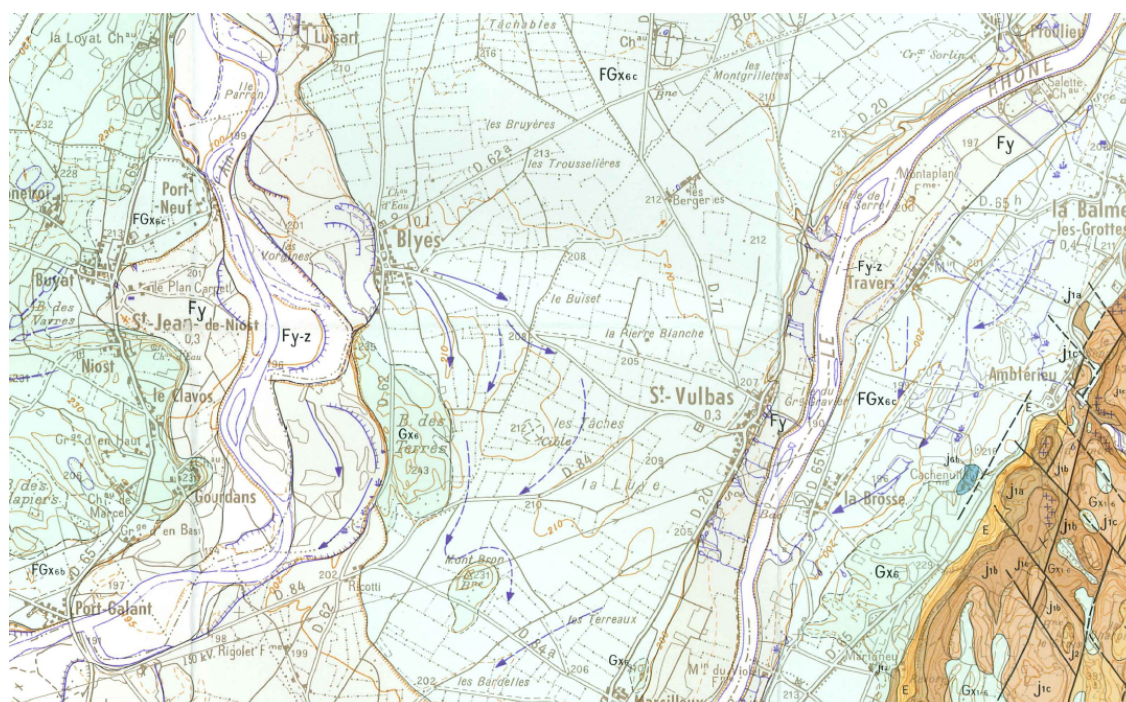


FIG. 6.10 – Contexte géologique du site des lônes de Blyes

Extrait de la carte géologique au 1/50 000 de Montluel (XXXI-31, BRGM) ;

F_{y-z} : alluvions post-wurmiennes et modernes ;

FG_x et G_x : alluvions fluvioglaciales et complexes morainiques wurmiens ;

j formations calcaires secondaires (massif du Bugey)

La basse vallée de l'Ain comme la plaine du Haut-Rhône sont formées d'alluvions fluviales post-wurmiennes et modernes (Fig. 6.10). Ces aquifères alluviaux reposent sur un substratum d'argiles bleu-gris imperméables. Entre les deux, un grand aquifère régional (nappe des terrasses) formé de cailloutis fluvioglaciales wurmiennes déposées lors des avancées et retraits glaciaires, est ponctué d'ensembles morainiques constitués de matériaux miocènes hétérogènes transportés par les glaciers, et dans lesquels les transferts d'eau se font lentement. L'extrémité nord de la moraine du Bois-des-Terres, la colline de Haute-Rive, surplombe la lône du Planet.

L'aquifère alluvial de l'Ain est libre et constitué de strates de matériaux plus ou moins grossiers. Son épaisseur est comprise entre 5 et 10 m. Par des essais de chocs hydrauliques partiellement satisfaisants, Moulin (2005) a estimé que sa perméabilité est supérieure à $5 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$, vraisemblablement d'un ordre de grandeur. La réponse de la surface libre de la nappe alluviale aux variations de débit de la rivière a été modélisée par couplage du modèle hydraulique 1D MAGE6 (pour l'Ain) et du modèle hydrogéologique 1D STWT1 (USGS). Les paramètres du modèle ont été calés à partir des chroniques de niveau mesurées. Si les fluctuations événementielles ont pu être correctement reproduites, les niveaux saisonniers dépendent clairement de l'intensité de la recharge de versant, qu'il n'est pas possible d'introduire dans le modèle STWT1. Pendant les périodes d'étiage

en effet, le niveau du plan d'eau et de la nappe reste perché du fait des écoulements depuis la nappe régionale vers la rivière, dont le niveau constitue la condition limite aval.

Ces essais de modélisation ont permis de simuler des scénarios typiques des périodes estivales, avec des événements de lâchers de barrage EDF, de durée, fréquence, et débit de pointe variables. La question de l'alimentation phréatique mériterait d'être approfondie, tant elle détermine la qualité de l'habitat offert par les lônes. En tant que telle, elle n'est pas développée plus avant dans ce manuscrit de thèse, plus centré sur le fonctionnement hydro-sédimentaire.

6.3.2 Sondage des dépôts du Planet

Les seules mesures d'épaisseurs de sédiments fins réalisées dans le cadre de cette thèse ont concerné l'embouchure aval de la lône de Port-Galland (chapitre 3). En 2005, Valery Bondarev et Julien Levrat (UMR5600) ont procédé à une cartographie des épaisseurs de sédiments fins dans le plan d'eau central du Planet, depuis une petite embarcation pneumatique et à l'aide d'un appareil développé en interne : un tube dont l'extrémité est munie d'un rebord plat et large permet de détecter le haut de la couche de sédiments fins, tandis qu'une tige fine venant coulisser dans le tube peut être enfoncée jusqu'au toit de galets sous-jacent, offrant une résistance à l'enfoncement nettement plus grande. Des graduations adaptées permettent de lire facilement la différence de cote correspondant à l'épaisseur de la couche de sédiments fins. La granulométrie de la fraction grossière ($>50 \mu\text{m}$) des sédiments en place a été mesurée sur colonne de tamis par Bondarev (2005), et la teneur en matière organique (M.O.) des différents échantillons a été évaluée par la méthode de perte au feu.

Selon cette méthodologie, à l'automne 2004 l'UMR5600 a procédé à un sondage des dépôts de sédiments fins au fond du plan d'eau central du Planet (Fig. 6.11). Le point de sondage n° 20 a été mis de côté pour l'analyse puisqu'il correspond vraisemblablement à un dépôt de sable (63% de la masse de l'échantillon a un diamètre supérieur à $63 \mu\text{m}$) bien plus grossier et épais (55 cm) que les autres dépôts. Sa teneur en matière organique (14% de M.O.) est moyenne. Vu son emplacement en amont du plan d'eau, il s'agit sans doute d'un atterrissement survenu lors d'une ancienne connexion amont et non des connexions aval plus récentes.

La distribution spatiale des épaisseurs cumulées de dépôts fins ne présente pas un motif très simple, même si la sédimentation paraît globalement plus intense à l'aval du plan d'eau qu'à l'amont. Le pourcentage de fines (diamètre $<63 \mu\text{m}$) est relativement homogène (autour de 80%), mais les dépôts sont légèrement plus fins sur les bords du plan d'eau, en particulier tout le long de la rive gauche. La proportion de matière organique (M.O.), globalement comprise entre 10 et 20%, est nettement plus faible dans la moitié aval, et nettement plus marquée sur le bord amont gauche de la lône. Ce trait est peut-être la signature d'une sédimentation non pas fluviale mais locale, issue soit du

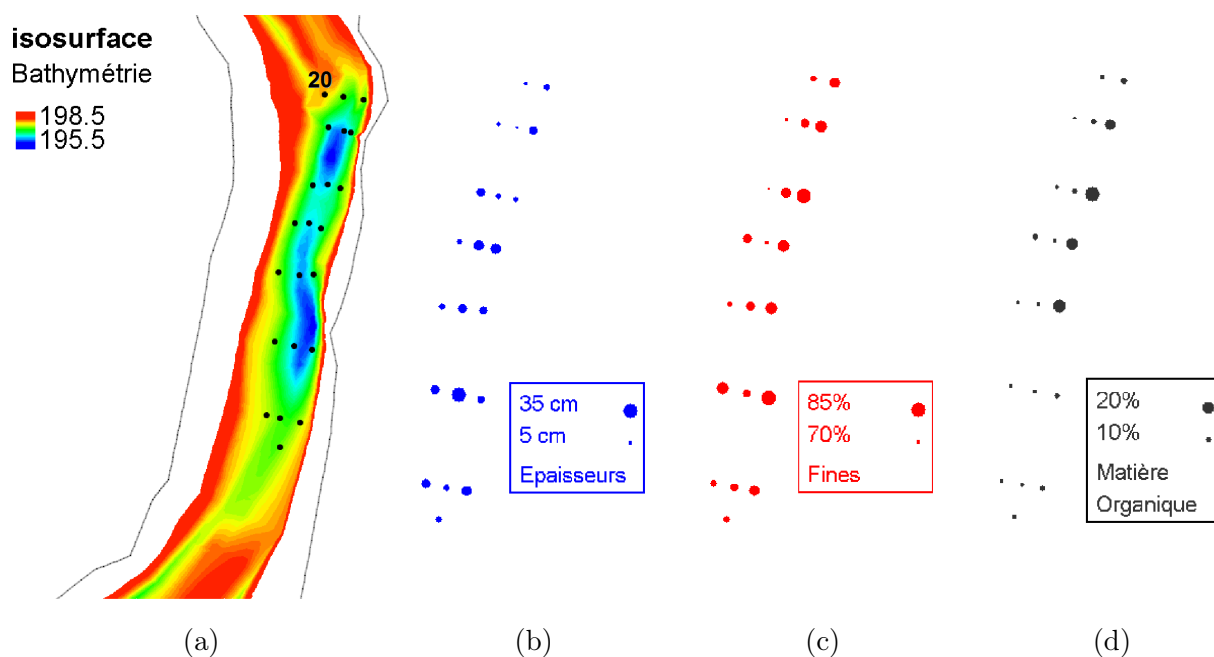


FIG. 6.11 – Sondage des dépôts de sédiments fins au fond du plan d’eau central du Planet (données extraites de Bondarev (2005))

(a) emplacement des points de sondage; (b) épaisseurs de dépôt; (c) fraction fine ($< 63 \mu\text{m}$); (d) fraction organique (% de la masse totale)

ruissellement sur la pente abrupte de la colline de Hauterive (en rive gauche), soit des apports du ruisseau phréatique (ru du Gua) qui débouche à l’extrémité amont-gauche du plan d’eau. En tous cas, l’essentiel de la sédimentation, située en aval, est sans doute d’origine fluviale et la distribution des dépôts et de leur granulométrie doit être essentiellement déterminée par les circulations d’eau en phase de montée et de récession de crue.

6.3.3 Dépôts événementiels dans le Planet

Méthodologie

La même équipe a également procédé à des relevés événementiels de dépôt par piégeage (Bondarev, 2005) lors des crues de connexion aval des 13 février (pièges 1-4), 8 avril (pièges 1-4) et 25 avril 2005 (pièges 1-5). Les pièges ont été placés à l’aval du plan d’eau, de façon à détecter d’éventuelles corrélations de la sédimentation avec la position transversale et longitudinale et le tirant d’eau (Fig. 6.12-a).

La masse de sédiments fins récoltée dans chaque piège est pesée après séchage à l’étuve, et le poids spécifique est calculé comme la masse sèche rapportée à la surface du piège. Dans un souci de cohérence avec la simulation hydro-sédimentaire développée au § 7.3.1, l’épaisseur de dépôt

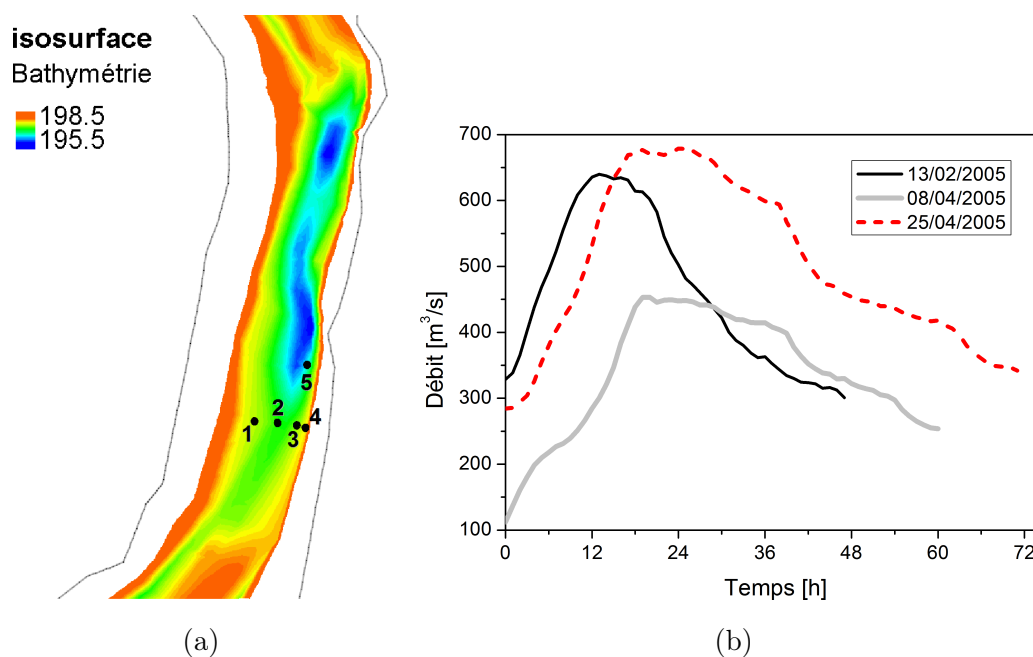


FIG. 6.12 – Relevés de taux de sédimentation événementiels par Valery Bondarev et Julien Levrat (UMR5600) pendant trois crues en 2005

(a) emplacement des pièges à sédiments fins à l'aval du plan d'eau central du Planet ; (b) hydrogramme des crues suivies en 2005, station « Chazey » (DIREN RA)

équivalente est calculée en considérant une masse volumique sédimentaire de 2650 kg.m^{-3} et une porosité de $0,4^5$.

La granulométrie de la fraction grossière ($>50 \mu\text{m}$) et la teneur en matière organique (M.O.) des sédiments piégés ont été mesurées selon le même protocole que pour les échantillons de sédiments en place (§ 6.3.2).

Événements suivis en 2005-2006

Plusieurs crues en février et avril 2005, et en décembre 2006, ont fait l'objet d'observations sédimentaires par piégeage de dépôts ou par prélèvement de MES. Les enregistrements limnimétriques, conductimétriques, piézométriques et thermométriques sur le site de la lône du Planet offrent des éléments sur le fonctionnement hydrologique du système alluvial à l'échelle de ces événements (Fig. 6.13). Les graphiques du haut présentent les enregistrements de niveaux aux stations PZ1 (piézomètre très proche du niveau de l'Ain), « Planet aval » (*PlaAV*) et « Planet amont » (*PlaAM*), ainsi que la cote simulée (z_{aval}) à l'embouchure du Planet par MAGE6. Le niveau dans le plan d'eau aval reste similaire à celui de l'Ain (PZ1), sauf sous le débit de connexion, quand la digue retient de l'eau. La cote simulée semble correcte sauf entre 198 et 199 m NGF où elle est significativement

⁵Cette valeur classique de porosité est valable pour des sables fins, mais plus discutable pour des limons ou une vase... En l'absence de données de terrain, cette valeur est retenue pour l'ensemble des simulations numériques.

surestimée. En conséquence, les conditions limite utilisées pour les simulations à suivre seront reconstituées à partir des données de PZ1, sauf pour les événements antérieurs à l'instrumentation (2001 et 1999). Pendant les connexions aval, le niveau de « Planet amont », habituellement perché (alimentations phréatiques) suit le pic de crue à l'unisson des autres capteurs, et la conductivité électrique « Planet aval » chute de façon spectaculaire, approximativement de $700 \mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$ (eau de nappe) à $400 \mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$ (eau de surface).

La deuxième ligne de graphiques (Fig. 6.13) présente les chroniques piézométriques événementielles ainsi que la chronique « Planet aval », globalement toutes à l'équilibre en période de crue. A bas débit, PZ1 est drainé bien plus bas que « Planet aval », lui-même plus bas que PZ2 et PZ3. Ceci traduit la capacité de rétention des plans d'eau (et de la digue) rendue possible par des apports phréatiques et par un certain colmatage du fond. La chronique de décembre 2006 (c) illustre en outre une recharge et un tarissement plus retardés pour PZ2 que pour PZ3, plus lié aux plans d'eau superficiels. Quant aux températures (Fig. 6.13, troisième ligne), le niveau de base est différent mais assez proche d'un tube piézométrique à l'autre. La température réagit ponctuellement aux événements de connexion aval, traduisant la recharge de la nappe sous l'influence des eaux superficielles, puisque les trois températures tendent alors à converger vers celle de l'Ain. En effet, la température de l'eau de l'Ain mesurée par l'aDcp à Port-Galland est de 6°C le 14 février 2005 et 10°C le 25 avril 2005. La chronique enregistrée à la station « Planet aval » apparaît cohérente avec celle de PZ1 (eaux de l'Ain) en février 2005, mais assez erratique en avril, peu avant une défaillance prolongée du capteur due à des phases d'assèchement.

piège n°	Epaisseur de dépôt [cm]	Crue du 13 février 2005 (600 m ³ /s)				Crue du 8 avril 2005 (400 m ³ /s)				Crue du 25 avril 2005 (640 m ³ /s)			
		Masse spécifique piégée [g/m ²]	Epaisseur équivalente [mm]	Fraction fine (<63μm) [%]	M.O. [%]	Masse spécifique piégée [g/m ²]	Epaisseur équivalente [mm]	Fraction fine (<63μm) [%]	M.O. [%]	Masse spécifique piégée [g/m ²]	Epaisseur équivalente [mm]	Fraction fine (<63μm) [%]	M.O. [%]
1	21	84	0.08	86	18	288	0.27	78	22	70	0.07	81	22
2	28	218	0.21	79	16	438	0.41	77	22	66	0.06	67	24
3	30	217	0.20	76	16	481	0.45	85	18	41	0.04	89	23
4	27	105	0.10	87	21	313	0.30	85	21	48	0.05	85	22
5	57									117		70	18
Moyenne	33	156	0.15	82	18	380	0.36	82	21	68	0.05	78	22

TAB. 6.2 – Caractéristiques des sédiments piégés lors des trois événements (données extraites de Bondarev, 2005)

Contenu des pièges à sédiments

Le Tab. 6.2 résume les principales caractéristiques des échantillons relevés dans les pièges lors des trois événements. La répartition spatiale des dépôts piégés, cohérente d'un événement à l'autre,

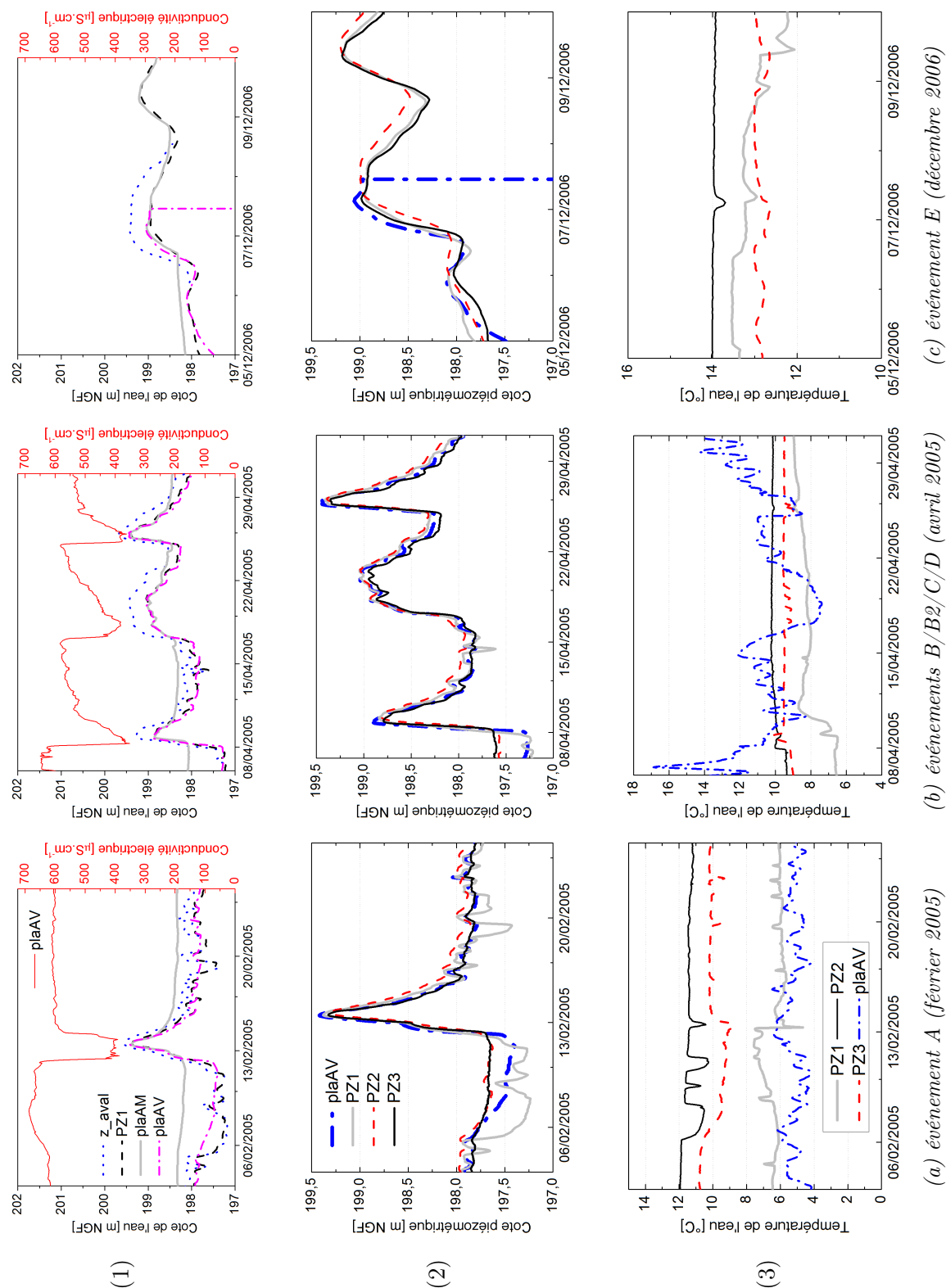


FIG. 6.13 – Enregistrements limnimétriques, conductimétriques, piézométriques et thermométriques sur le site de la lône du Planet, sur les trois périodes étudiées en 2005-2006

est difficile à interpréter du fait de la concentration des points de mesure à l'extrémité aval du plan d'eau. En revanche, la hauteur de sédimentation moyenne sur l'ensemble des pièges validés présente un contraste inter-événementiel significatif : les dépôts sont plus de deux fois plus intenses (0,365 mm) pour la crue du 8 avril que pour celle du 13 février (0,150 mm), présentant elle-même des dépôts plus de deux fois supérieurs à celle du 25 avril (0,066 mm). Le taux moyen de M.O. est d'environ 20% pour l'ensemble des échantillons piégés sur chaque événement, alors qu'il est significativement inférieur dans les dépôts en place (taux moyen : 12%). La fraction fine représente en moyenne 80% de la masse des échantillons tamisés, comme pour les dépôts en place, mais le contenu du piège n° 2, au centre, est systématiquement un peu plus grossier que celui des autres pièges, ce qui est cohérent avec la tendance observée sur le sondage des dépôts.

L'interprétation de ces résultats en fonction des hydrogrammes de crue n'est pas immédiate, ne serait-ce que parce que l'intensité de la sédimentation décroît avec l'intensité de la crue (débit de pointe)! Afin d'analyser les observations hydro-sédimentaires disponibles pour les connexions de Ricotti (par l'amont) et du Planet (par l'aval), l'étude est poursuivie à l'aide de modèles hydrodynamiques – 1D dans le cas de Ricotti, 2Dh dans le cas du Planet (Chapitre 7). Le fonctionnement hydro-sédimentaire de l'Ain en crue est également analysé et modélisé, de manière à produire les conditions de forçage requises pour ces simulations des lônes. Les résultats obtenus par piégeage donnent ainsi une idée des épaisseurs de dépôt moyennes que la simulation numérique devrait reproduire pour chacun de ces événements, à l'extrémité aval du plan d'eau central du Planet.

7

Débordements amont/aval : le Planet et Ricotti (Ain)

Les deux principales lônes du site expérimental de Blyes (Ain) présenté au chapitre précédent servent de support à l'étude de scénarios de débordement amont/aval observés et simulés. Les conditions hydro-sédimentaires de forçage par l'Ain en crue sont analysées et simulées à l'aide d'un modèle 1D (MAGE6). Des mesures hydro-sédimentaires lors de réactivations de la lône « court-circuit » de Ricotti (Ain) ont pu être réalisées et un modèle hydrodynamique 1D du bras mort a été établi (MAGE6). Une modélisation bidimensionnelle (RUBAR20TS) de l'ancien méandre du Planet pendant les différentes phases des connexions aval suivies a pu être confrontée aux mesures hydro-sédimentaires disponibles (UMR5600 et HHLY). La possibilité d'étudier la connexion du Planet par l'amont à l'aide d'une simulation du dernier débordement amont (21 février 1999) est discutée.

7.1 Fonctionnement hydro-sédimentaire de l'Ain

7.1.1 Modélisation hydrodynamique 1D

La cote variable de l'Ain le long du système alluvial étudié constitue un forçage dont la connaissance est capitale pour en comprendre le fonctionnement hydro-sédimentaire. En particulier, la cote de la rivière est une condition à la limite nécessaire à la modélisation hydro-sédimentaire bidimensionnelle de la lône exposée au § 7.2.1. Pour ne pas alourdir ce modèle 2D, un modèle hydrodynamique 1D a été construit à l'aide de l'environnement de modélisation dédié PAMHYR et du solveur MAGE6, tous deux développés et maintenus par Jean-Baptiste Faure (UR HHLY Cemagref). Le code MAGE résout les équations de Saint-Venant unidimensionnelles, en régime transitoire et en réseau hydrographique maillé (« looped network »), c'est-à-dire constitué de biefs reliés entre eux aussi bien par des confluences que des diffluences. La répartition des débits entre lit mineur et lit moyen est calculée par la formulation DEBORD (EDF-LNH) et le stockage en lit majeur peut être simulé par des casiers latéraux. La discrétisation des équations de Saint-Venant est faite selon un

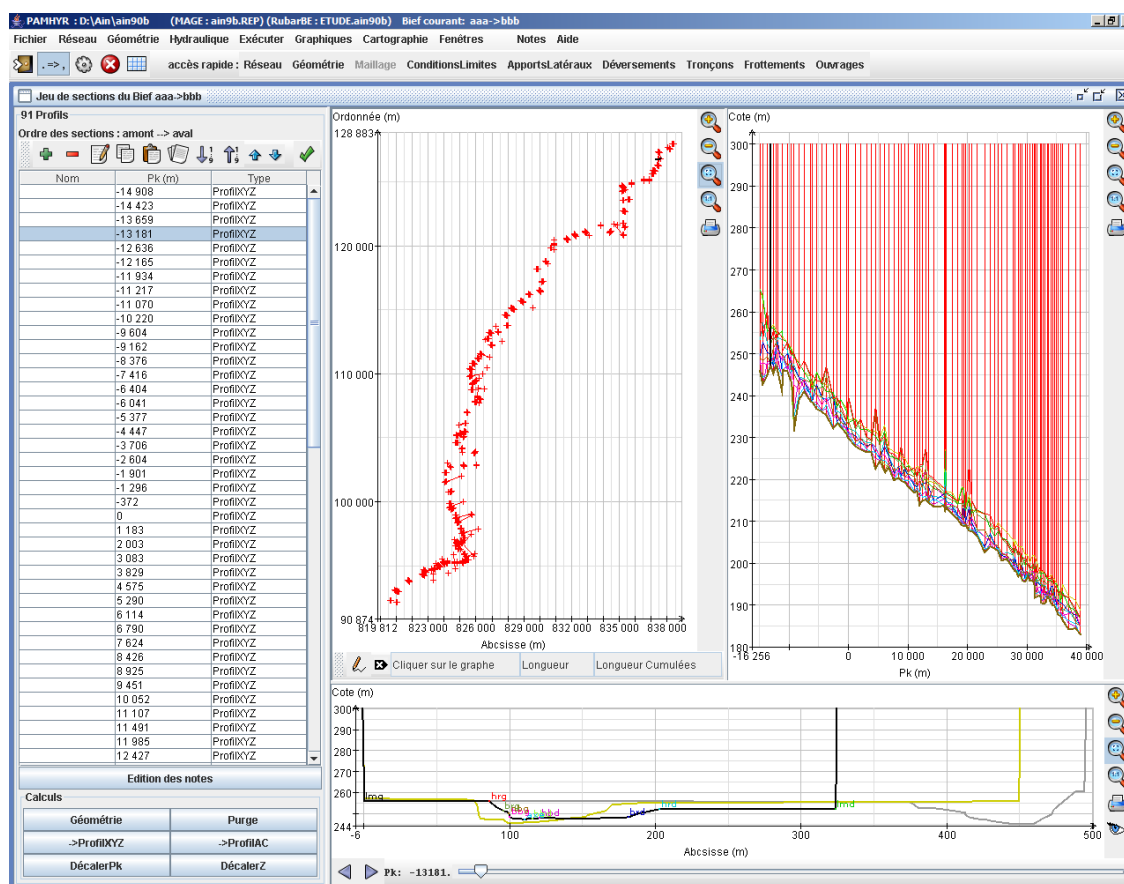


FIG. 7.1 – Modèle 1D de l’Ain entre le barrage d’Allement et la confluence avec le Rhône
Solveur MAGE6 et environnement de modélisation PAMHYR (HPLY Cemagref)

schéma aux différences finies semi-implicite à quatre points (schéma de Preissmann). La résolution numérique est assurée par une technique de Newton-Raphson dégénérée associée à une technique de double balayage pour la résolution des systèmes linéaires.

La géométrie de calcul (Fig. 7.1) s’appuie sur les sections bathymétriques du lit mineur levées entre le pont de Chazey (PK¹ 19 630) et le pont de Port-Galland (PK 35 000). Un lit majeur sommaire évalué à partir des cartes au 1/25 000 est ajouté de part et d’autre du lit mineur. Des sections maillées sont interpolées par le mailleur TALWEG tous les 50 m environ. La condition limite amont est constituée des chroniques de débit enregistrées à pas de temps variable à la station de Chazey (Diren Rhône-Alpes), pour les épisodes considérés. La courbe de tarage expérimentale établie par la CNR pour sa station de Port-Galland est retenue comme condition aval.

¹Par souci d’homogénéité avec les campagnes bathymétriques précédentes, l’origine des Points Kilométriques (PK) – croissants vers l’aval – cités dans ce travail se situe au droit de Varambon (profil « X » de la bathymétrie de 2004). Les abscisses (en mètres) ont été déterminées par Anne-Julia Rollet (UMR5600).

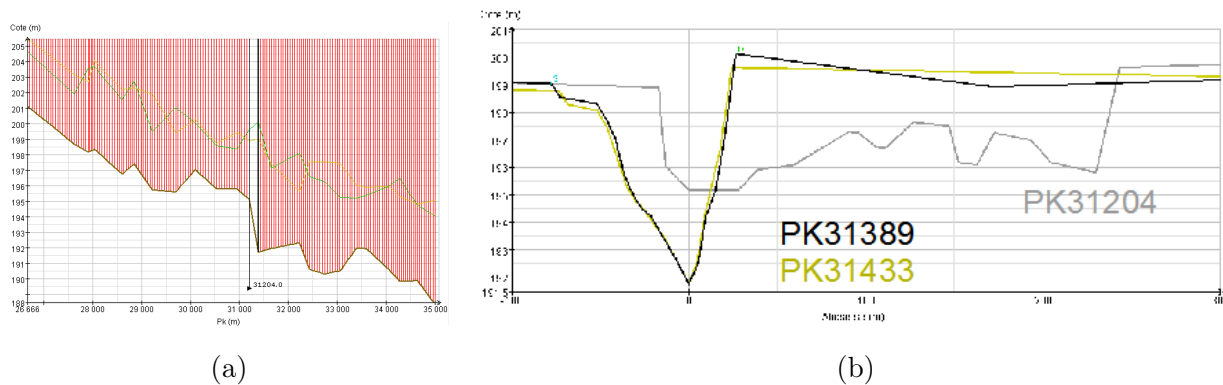


FIG. 7.2 – Rupture de pente de l'Ain aux Taffanelles

(a) Profil en long levé en hiver 2004 ; (b) Sections en travers successives au niveau de la concavité

Au niveau de la courbe du méandre du lieu-dit les Taffanelles (Fig. 7.2), les levés topographiques indiquent une très forte augmentation de la pente locale longitudinale : $J_f = 18,5\%$ entre les PK 31 204 et PK 31 389, pour une pente moyenne de $1,3\%$ entre Chazey et Port-Galland. Cette rupture de pente s'explique vraisemblablement par l'affouillement provoqué par une protection de la berge droite par enrochement, visant (en vain) à bloquer la migration latérale du méandre. L'accélération qui en résulte provoque un passage en régime torrentiel de l'écoulement simulé, ce qui n'est pas compatible avec le schéma de résolution numérique de MAGE. Le tronçon est donc modélisé par une loi d'ouvrage (seuil rectangulaire). L'écoulement est constamment fluvial sur le reste des sections de calcul.

Le modèle est calé et évalué sur les cotes enregistrées par deux limnimètres « bulle à bulle » installés et entretenus par l'UR HHLY (Guillaume Dramais) dans le cadre de la thèse. Les cotes de l'Ain sont en effet enregistrées en aval du pont de Blyes (PK 28 600, depuis le 6 avril 2005) et au niveau de l'embouchure aval de la lône de Ricotti (PK 32 330, depuis le 16 septembre 2004), i.e. en amont et en aval du site instrumenté des lônes de Blyes, de part et d'autre de la section de contrôle hydraulique des Taffanelles.

Le calage du modèle s'est fait sur le premier semestre 2005, à l'aide de jeux de coefficients Strickler uniformes et égaux pour les lits mineur et moyen, pour la totalité du tronçon modélisé. La gamme de débits simulés est de $20 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ à $630 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. La Fig. 7.3 montre que les limnigrammes simulés pour $K=30 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ sont en accord satisfaisant avec les mesures aux deux sites. Toutefois, les cotes basses (pour un débit inférieur à $130 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ typiquement) sont systématiquement sous-estimées, et sont plus exactement simulées en choisissant un coefficient de résistance à l'écoulement de $K=25 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$. Par la suite, on conservera la valeur 30 pour la simulation des crues, y compris pour des débits supérieurs à la gamme de calage (en l'absence de données pour les crues débordantes amont notamment).

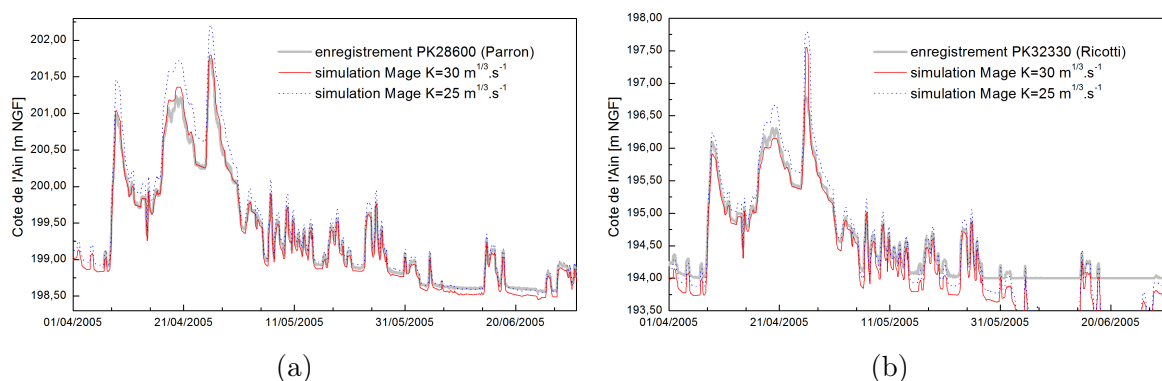


FIG. 7.3 – Calage du modèle 1D sur les cotes de l’Ain enregistrées par les stations *Cemagref*

(a) en aval du pont de Blyes (PK 28 600); (b) à l’embouchure aval de la lône de Ricotti (PK 32 330)

N.B. Dans ce dernier cas, le niveau de l’Ain est susceptible de descendre sous la cote du capteur (194,00 m NGF)

7.1.2 Charge en suspension de l’Ain

L’Ain – comme bon nombre de rivières françaises – ne fait malheureusement pas l’objet d’un suivi continu des concentrations en matières en suspension (MES), ni par prélèvements ni par turbidimétrie. Le signal de MES pendant les crues survenues dans la durée de la thèse n’est connu qu’à travers quelques prélèvements épisodiques et isolés. La compilation des données MES disponibles sur l’Ain inférieur permet toutefois de se faire une idée sur les niveaux de concentration usuels et sur la dynamique de la charge en suspension événementielle. Cette analyse s’avère notamment utile pour pouvoir définir des conditions sédimentaires aux limites réalistes dans le cadre des simulations numériques.

Le premier jeu de données (Fig. 7.4-a) est constitué de prélèvements effectués depuis le pont de Port-Galland (PK 35 000) par la DIREN Rhône-Alpes et l’Agence de l’Eau Rhône-Méditerranée-Corse entre 1971 et 1997 sur un rythme quasi-mensuel. Ces données isolées dans le temps ont naturellement une représentativité limitée à l’échelle d’un événement de crue, comme mis en évidence dans le cas de la Saône à la station « Saint-Georges » (§ 5.2.2). En revanche, elles donnent les niveaux caractéristiques de concentration auxquels on peut s’attendre pour la gamme de débit observée pendant la thèse (0 à $1000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Pour des débits « courants », le niveau de concentration usuel reste entre $5 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$ et $25 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$. Pour les débits supérieurs, les quelques concentrations observées s’étalent entre $50 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$ et $200 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$, sans qu’une corrélation très nette apparaisse avec le débit journalier à la station « Chazey » (DIREN RA). Ces valeurs de concentration situent la charge en suspension de l’Ain à un niveau moyen proche de celui du Rhône amont, c’est-à-dire parmi les plus faibles à l’échelle de la planète (Meybeck *et al.*, 2003).

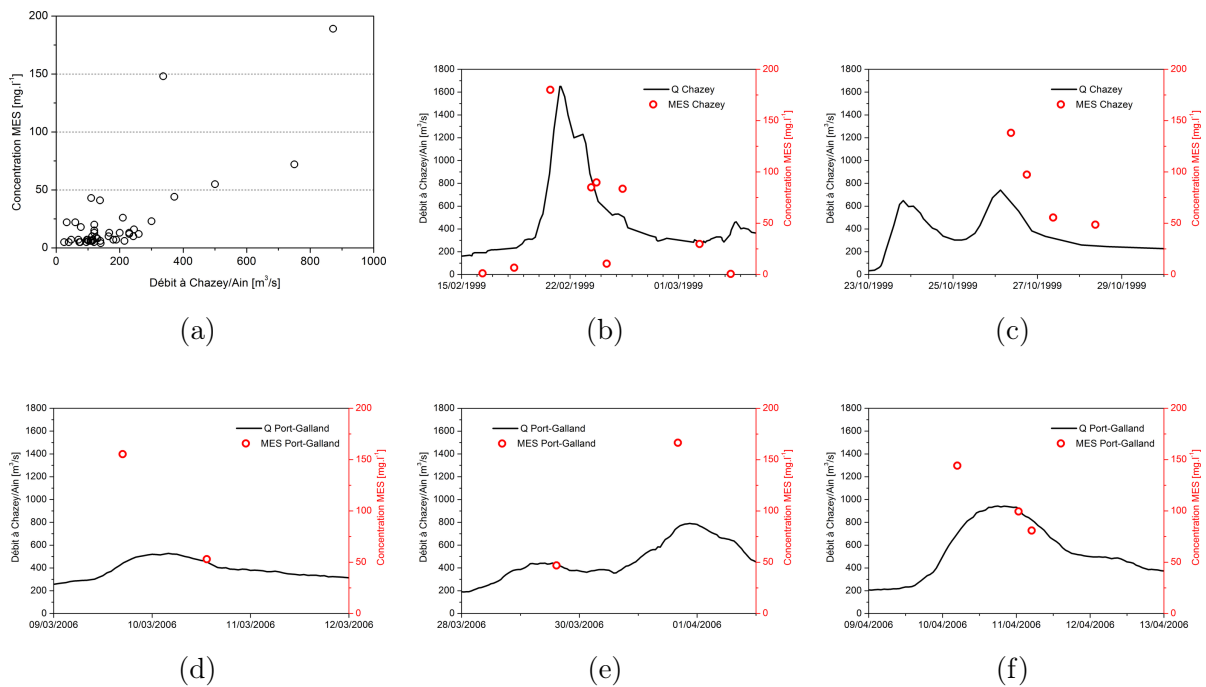


FIG. 7.4 – Compilation des concentrations MES observées dans l'Ain et hydrogrammes correspondants (Chazey DIREN RA et Port-Galland CNR)

Les autres mesures de concentration disponibles correspondent à des prélèvements effectués :

- par Anne Citterio et le SIVU BVA depuis le pont de Chazey (PK 19 630) lors de la forte crue de février 1999 ($1650 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) et lors de la descente d'une crue plus modeste en octobre 1999 (Fig. 7.4-b-c) ;
- dans le cadre des 7 campagnes aDcp (cf. chapitre 3) de 2006 à Port-Galland (Fig. 7.4-d-e-f).

Dans chaque cas, le débit correspondant, à la station « Chazey » ou « Port-Galland » est également tracé. Ces quelques événements documentés confirment à la fois les niveaux de concentration usuels donnés par les prélèvements mensuels, et la dynamique sédimentaire schématisé pour la Saône et le Vieux-Rhône de Pierre-Bénite (cf. § 5.2.2). En effet, il semble bien que le pic de concentration soit lié à la montée de crue (phase d'accroissement de la contrainte au fond) et que la concentration retombe avant même le pic de débit et pendant le plateau et la descente de crue. L'autre fait frappant est que quelle que soit l'intensité de la crue (débit de pointe), les concentrations maximales observées restent proches de $150 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$.

7.2 Fonctionnement hydro-sédimentaire de la lône de Ricotti

7.2.1 Modélisation hydrodynamique 1D

Une modélisation unidimensionnelle a été établie avec le solveur MAGE6 à partir des sections levées en 2004 (Fig. 7.5). La condition limite amont est le débit jaugé constant et la condition limite aval la cote de l'Ain mesurée à la station « Ricotti ». Ce modèle a ainsi permis de simuler trois événements de réactivation du bras mort de Ricotti par connexion amont ayant fait l'objet d'observations hydro-sédimentaires en 2006.

Lors de la crue modeste du 6 avril (débit de pointe : $440 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ à Port-Galland), $364 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$ ont été jaugés à la station « Ricotti amont », au tout début de la descente de crue (Fig. 7.7-a). Pendant le plateau de la crue du 7 décembre ($470 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ à Port-Galland), le débit jaugé est légèrement plus élevé : $472 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$ (Fig. 7.7-b). En fin de descente de la crue à deux pics (Fig. 7.7-c) des premiers jours de mars 2007 (débit maximal : $665 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ à Port-Galland, $380 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ pendant la campagne), $188 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$ ont été jaugés à la station « Ricotti amont », pour seulement $153 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$ à l'entrée amont quasiment au même moment. Cette augmentation significative de débit (+23%) témoigne des importants apports phréatiques à la lône en période de récession de crue.

Des mesures de vitesse au courantomètre électromagnétique, ainsi que des prélèvements d'eau, ont été effectués en différents points de la lône. Les trois stations limnimétriques fournissent les cotes d'eau dans la lône (stations « Ricotti amont » et « Ricotti aval ») et dans l'Ain à l'aval immédiat de l'embouchure. A partir de ces données, le modèle 1D a été calé en régime permanent, en considérant un coefficient de Strickler de $15 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ dans le bouchon amont et de $30 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ dans le reste de la lône. Les pertes de charge supplémentaires engendrées par les embâcles observés en entrée de lône (Fig. 7.6) ainsi qu'en amont de la station « Ricotti amont » ont été représentées par des frottements localement plus forts (10 voire $5 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$).

La confrontation des lignes d'eau simulées aux mesures entraîne les constats suivants :

- la cote mesurée aval sert de condition limite aval, et est donc évidemment respectée. L'influence de la cote aval se fait ressentir profondément dans la lône, jusque vers le PK² 700 où un contrôle hydraulique se produit ;
- bien que la station limnimétrique « Ricotti aval » ne soit par conséquent pas très judicieusement située hydrauliquement parlant, elle permet de confirmer la vraisemblance de la cote simulée à son niveau pour les deux débits ;

²Dans la lône de Ricotti, le Point Kilométrique (PK, en mètres) correspond à la distance curviligne depuis l'entrée amont de la lône.

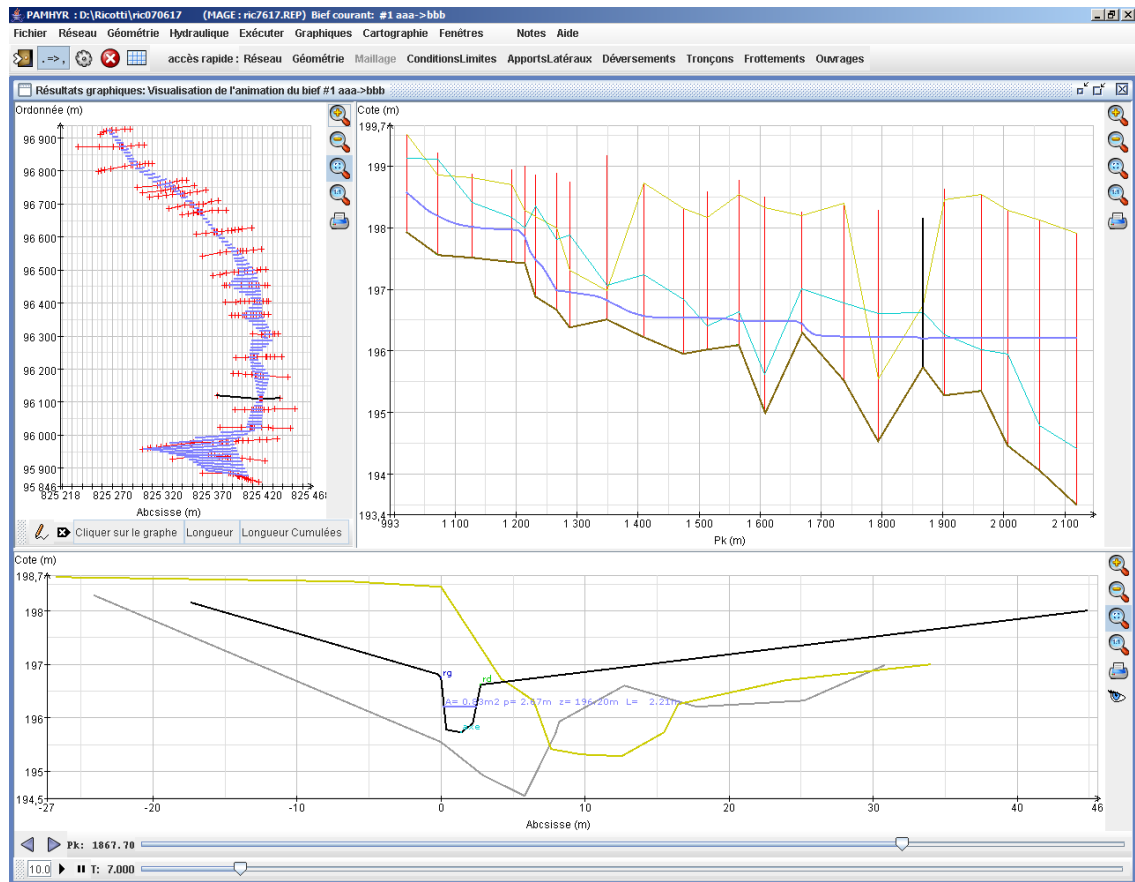


FIG. 7.5 – Modèle 1D de la lône de Ricotti

Solveur MAGE6 et environnement de modélisation PAMHYR (HPLY Cemagref)



FIG. 7.6 – Photos du bouchon amont de la lône de Ricotti pendant la connexion du 6 avril 2006 (décrue)
 Vue de l'embouchure amont (a, le ruban coloré de l'échelle à maxi montre la cote maximale atteinte); chenal d'écoulement préférentiel (b); les embâcles constitués par des troncs et des débris végétaux sont visibles à l'entrée et dans le chenal

- la station limnimétrique « Ricotti amont » est encore moins bien située³, juste en aval de la rupture de pente liée à l'extrémité du bouchon amont ; cependant, la sous-estimation du tirant d'eau à ce niveau indique nettement que le modèle surestime l'accélération de l'écoulement sur cette portion⁴ ;

Malgré des inexactitudes possibles au niveau des contrôles hydrauliques, le modèle reproduit une ligne d'eau correcte, ainsi que des vitesses moyennes d'écoulement très acceptables. Les vitesses ont été mesurées sur des sections resserrées et valent de 30 à 40 cm.s^{-1} , sauf au niveau du pont aval (étranglement) où la mesure s'élève à 80 cm.s^{-1} pour $Q = 364 \text{ l.s}^{-1}$ et 65 cm.s^{-1} pour le débit le plus élevé. La décroissance de cette vitesse traduit l'augmentation de l'influence aval avec le débit dans l'Ain, et elle est correctement reproduite par le modèle. En revanche, la vitesse simulée au-dessus de 1 m.s^{-1} au bout du bouchon amont (PK 250 environ) est sans doute exagérée, pour les raisons précédemment évoquées. La modélisation 1D ainsi testée permet d'aller plus loin dans l'analyse du fonctionnement hydro-sédimentaire suggéré par les observations.

7.2.2 Fonctionnement hydro-sédimentaire en connexion amont

Un significatif abattement de la concentration en MES de l'amont à l'aval de la lône ressort très nettement des prélèvements pour les trois campagnes (a), (b) et (c). Les concentrations décroissent en effet rapidement de la valeur amont (autour de 110 mg.l^{-1} , 60 mg.l^{-1} et 40 mg.l^{-1} pour chacune des campagnes respectivement) à des valeurs aval proches de 30 à 20 mg.l^{-1} dans les deux premiers cas, et 5 mg.l^{-1} dans le troisième. Les campagnes (a) et (c) confirment que la concentration en entrée de lône est égale à celle dans l'Ain, qu'on retrouve à l'embouchure.

Cet abattement s'explique par une décroissance des vitesses tout au long de la lône. Cette décroissance n'est pas uniforme, mais au contraire ponctuée de tronçons lents correspondant aux différents plans d'eau. En particulier, le premier plan d'eau (commençant au PK 400) environ entraîne une chute durable des vitesses en-dessous de 20 voire 10 cm.s^{-1} . Il est donc probable que l'essentiel de la charge en suspension soit piégée dans ce premier bassin, avant même le bassin suivant (autour du PK 600). L'amont de ce premier plan d'eau correspond effectivement à une zone écotonale (§ 1.1.1). Les apports d'eau claire d'origine phréatique peuvent également expliquer une partie de l'abattement de concentration observé, par dilution, surtout en phase de récession de crue.

Les matières en suspension considérées ici sont des particules fines, et ne correspondent a priori pas à la suspension graduée de sables plus ou moins grossiers qui se déposent sur le bouchon amont.

³Cette station a initialement été placée à proximité de la source phréatique de la lône, de manière à détecter précisément les premiers apports d'eau par la nappe alluviale.

⁴Il n'y a pas de passage en torrentiel dans le modèle ; des pertes de charge liées au chemin barrant la lône à ce niveau sont une explication possible de la différence de cote observée.

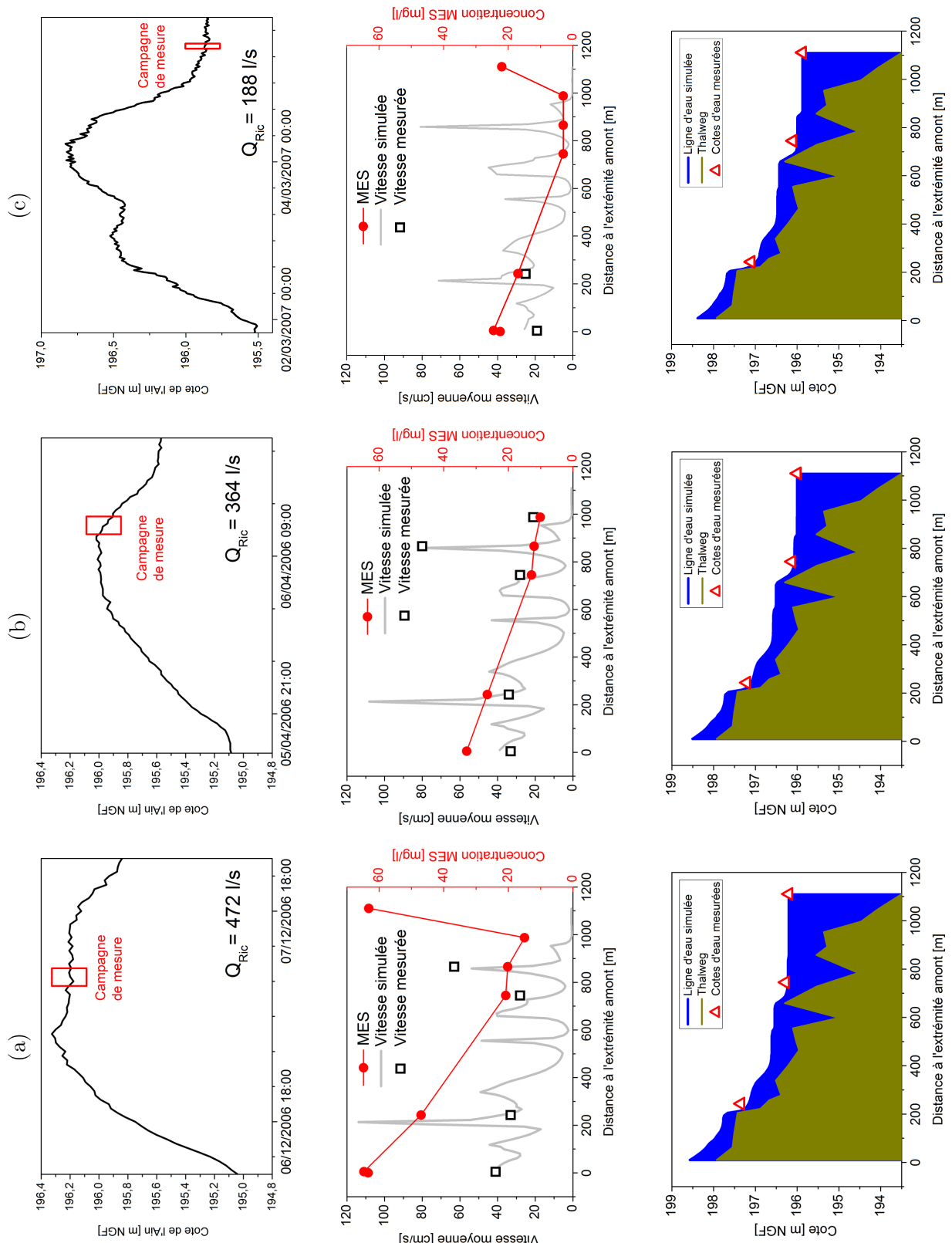


FIG. 7.7 – Vitesses moyennes représentatives et concentrations en MES observées le long de la lône de Ricotti et cote de l'Ain à la station « Ricotti aval » (Cemagref)
Campagnes du 7 décembre 2006 (a), du 6 avril 2006 (b) et du 5 mars 2007 (c)

Les observations indiquent clairement que la quasi-totalité de la charge sédimentaire est piégée dans les plans d'eau ou sur les marges du bras mort lors des débordements amont. Conformément aux conclusions du § 7.1.2, il est probable qu'en montée de crue la concentration en entrée puisse atteindre des valeurs supérieures, proches de 150 mg.l^{-1} .

Pourtant, la lône de Ricotti est ancienne et ne présente pas une forte accumulation de dépôts fins. Même s'il reste difficile de faire un bilan sédimentaire complet de cette lône, sa configuration favorise deux mécanismes pouvant conduire à une reprise sédimentaire des fines :

- les écoulements phréatiques très courants permettent vraisemblablement de nettoyer les radiers, voire d'exporter lentement les dépôts des plans d'eau ;
- lors des crues, la connexion amont se prolonge pendant une bonne partie de la descente, pour des eaux moins chargées et susceptibles de ré-exporter une partie des dépôts fins.

Après la forte crue de février 1999, de niveau décennal environ, Anne Citterio (communication personnelle) a pu observer des dépôts de gravier au bord du plan d'eau le plus en aval, vers la passerelle. Il est donc probable que les fortes crues engendrent des vitesses suffisantes pour décaper les matériaux fins et grossiers au fond de la lône, en aval du bouchon amont. Les événements de cette intensité sont donc susceptibles d'expliquer la pérennité de cette lône d'âge vénérable, malgré le piégeage des sédiments fins lors des crues moyennes.

7.3 Fonctionnement hydro-sédimentaire de la lône du Planet

7.3.1 Etablissement d'un modèle hydro-sédimentaire 2D

Un modèle hydraulique bidimensionnel permettant de simuler le transport et la décantation des MES a été établi pour le code RUBAR20TS selon des options de calcul identiques à celles détaillées au § 5.3.1. A partir des sections levées en 2004 (cf. § 6.2.1), une géométrie de calcul a été constituée par interpolation linéaire guidée selon des lignes directrices longitudinales s'appuyant sur des points morphologiquement remarquables et définis sur chaque section. Par l'introduction automatique de triangles, le maillage de calcul en quadrilatères est optimisé de manière à conserver un pas d'espace moyen de 5 m dans les directions transversale et longitudinale (logiciel SECMA6). La géométrie de calcul (maillage et bathymétrie) est présentée Fig. 7.8-a. Par défaut, un coefficient de viscosité homogène $\nu_{ef} = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$ a été retenu.

La distribution spatiale des coefficients de Strickler (Fig. 7.8-b) a été évaluée à partir de différentes classes d'occupation du sol : $K = 30 \text{ m}^{1/3}.\text{s}^{-1}$ dans les plans d'eau et sur la digue (très peu végétalisés) ; 15 dans le chenal d'aménée amont (régulièrement débroussaillé mais encombré aux bords) ; 10 dans les zones boisées, notamment sur le bouchon alluvial central planté de peupliers ;

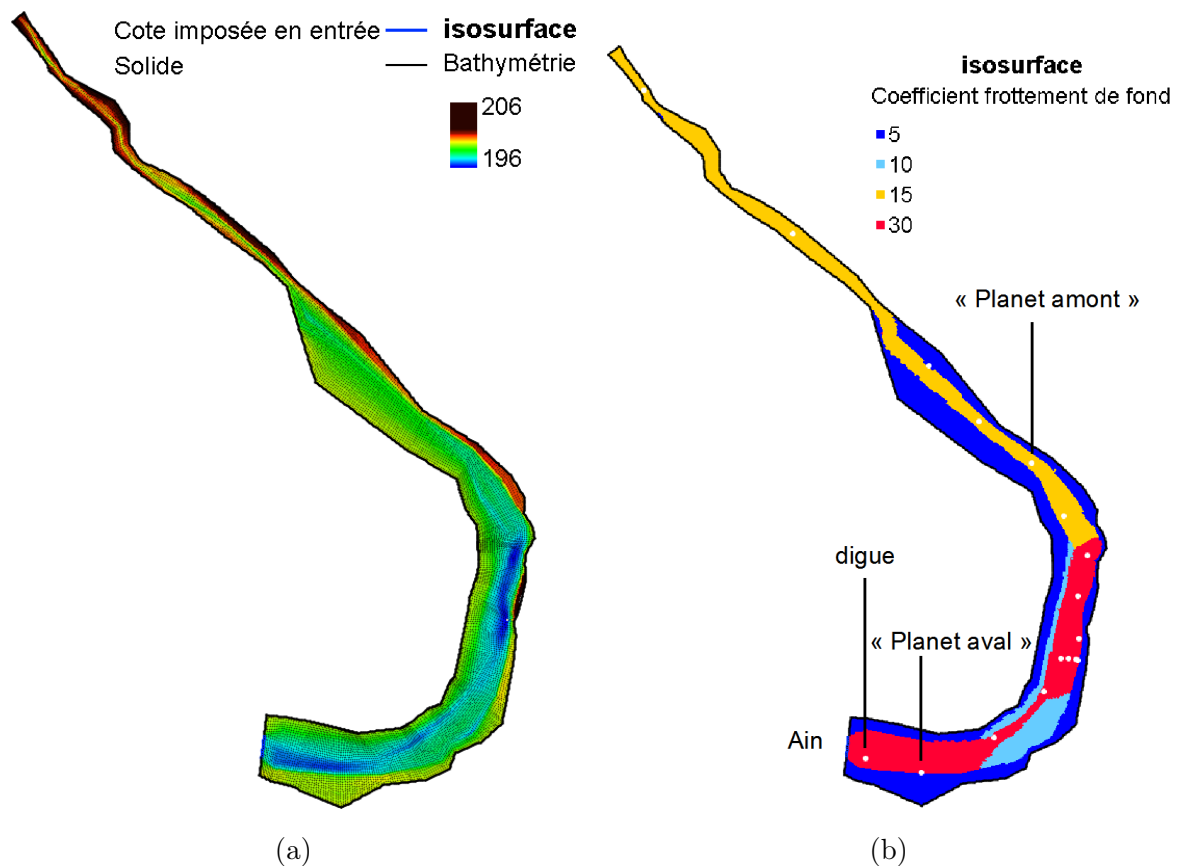


FIG. 7.8 – Modèle hydro-sédimentaire bidimensionnel de la lône du Planet

(a) géométrie de calcul (maillage, bathymétrie, cote imposée variable en entrée aval / amont)

(b) distribution des coefficients de Strickler et emplacement des points de contrôle (points blanc)

enfin 5 pour les mailles peu actives en bordure de domaine, ce qui permet d'atténuer les instabilités hydrodynamiques engendrées par les remplissages / vidanges de mailles sèches parfois pentues. Il arrive en effet que ce problème entraîne l'apparition de vitesses d'écoulement très élevées (non physiques) mais très localisées et sans influence notable sur l'hydrodynamique générale. En revanche, pour des raisons encore mal cernées, la concentration peut se mettre à diverger progressivement, compromettant alors la simulation sédimentaire.

Comme dans le cas d'étude de la lône de la Table-Ronde (§ 5.3.2), la condition limite est constituée d'une cote variable imposée à l'embouchure aval. Le limnigramme $z_{av}(t)$ est établi ou bien à partir de l'enregistrement piézométrique PZ1 (pour les événements en 2005-2006), ou bien à partir de la modélisation hydrodynamique 1D de l'Ain détaillée au § 7.1 (pour les périodes hors suivi hydrologique).

Dans la majorité des cas, le signal de concentration en MES imposé aux arêtes entrantes ne s'est pas appuyé sur une reconstitution similaire à celle effectuée pour le modèle de la lône de la Table-Ronde (§ 5.2.3). En effet, la connexion des plans d'eau du Planet à l'Ain n'est pas permanente

comme la connexion de la lône de la Table-Ronde au RCC, mais on peut considérer au contraire que l'essentiel des apports de MES se fait ici lors de la phase de montée des crues débordantes. Ainsi, une approximation acceptable pour les simulations consiste à fixer une concentration à la limite constante égale à 150 mg.l^{-1} , sur la base de l'analyse de la charge en suspension de l'Ain (§ 7.1.2). Les conditions initiales hydro-sédimentaires sont simplement une cote d'eau homogène égale à celle imposée en entrée au temps initial, et une concentration nulle partout.

La granulométrie de la fraction fine prédominante ($<50 \mu\text{m}$) n'ayant pas été mesurée (cf. § 6.3.2), on retiendra pour la simulation numérique un diamètre médian d_{50} de $10 \mu\text{m}$, ordre de grandeur réaliste. Comme pour le cas de la Table-Ronde (§ 5.3.3), aucun changement significatif des résultats n'est ressorti des tests avec $d_{50} = 65 \mu\text{m}$ plutôt que $d_{50} = 10 \mu\text{m}$.

7.3.2 Fonctionnement hydro-sédimentaire en connexion aval

Evaluation de la simulation sédimentaire

Contrairement au cas de la lône de la Table-Ronde (§ 5.2.4), aucune campagne systématique de cartographie des concentrations en MES dans les plans d'eau du Planet pendant les épisodes de connexion aval n'est disponible pour évaluer la pertinence des paramètres pilotant la simulation numérique du transport en suspension. Dans ce contexte, les deux jeux de données suivants, bien que très lacunaires, sont donc très précieux :

Lors du palier de la crue du 7 décembre 2006 (cf. Fig. 7.9-a et § 7.2), des prélèvements effectués entre 10 h et 12 h 30 ont permis d'établir que la concentration en MES était respectivement de 65 mg.l^{-1} dans l'Ain, $28,5 \text{ mg.l}^{-1}$ immédiatement derrière la digue aval, et 12 mg.l^{-1} et 6 mg.l^{-1} au niveau des stations « Planet aval » et « Planet amont » respectivement. Les vitesses observées sont quasi-nulles dans la lône, et l'abattement de concentration d'aval vers l'amont peut être dû à la fois à la décantation (surtout à l'aval) et aux apports phréatiques (surtout à l'amont) ;

Pendant la descente de crue du 6 mars 2001 (Fig. 7.9-b), une photographie du plan d'eau central a été prise depuis un ULM par un étudiant de l'UMR5600 (Fig. 7.11) ; cette image aérienne, orthorectifiée, présente un contraste assez net entre des eaux plutôt claires en amont du plan d'eau et des eaux plus turbides dans la partie aval, surtout sur les bords, en particulier en rive gauche (à droite sur la photo) ; l'orientation de l'ombre portée des arbres indique que la photographie a été prise bien avant midi, à une heure estimée grossièrement entre 9 et 10 h.

La Fig. 7.10-a présente les concentrations simulées par le modèle 2D le 7 décembre 2006 à 12 h, pour différentes valeurs du coefficient de vitesse de dépôt α [-]. Le signal de concentration en MES imposé en entrée (aval) a ici été reconstitué en fonction du débit (cf. Fig. 7.9-a) selon les principes

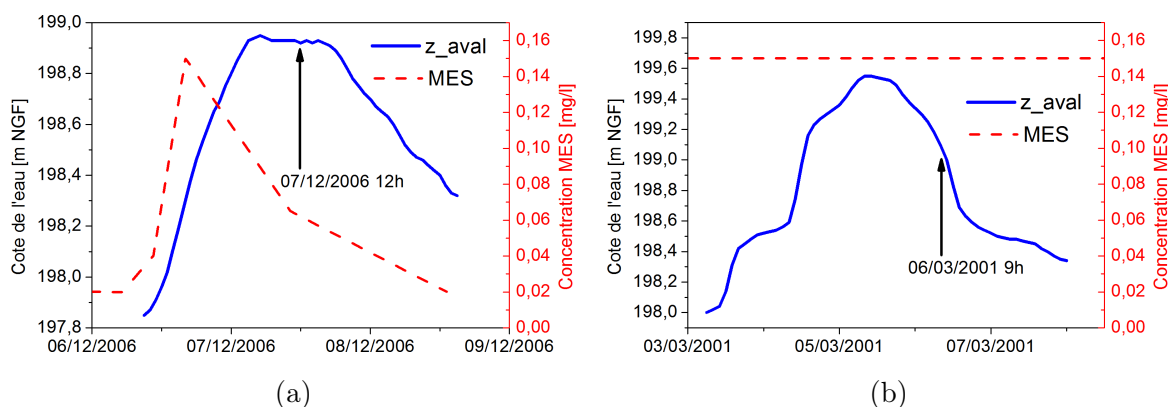


FIG. 7.9 – Linnigrammes et suspensogrammes des crues du 7 décembre 2006 (a) et du 6 mars 2001 (b) imposés à l’aval de la lône du Planet

(a) le linnigramme est établi à partir de l’enregistrement piézométrique PZ1; (b) en l’absence de mesures locales en 2001, le linnigramme est simulé par le modèle 1D

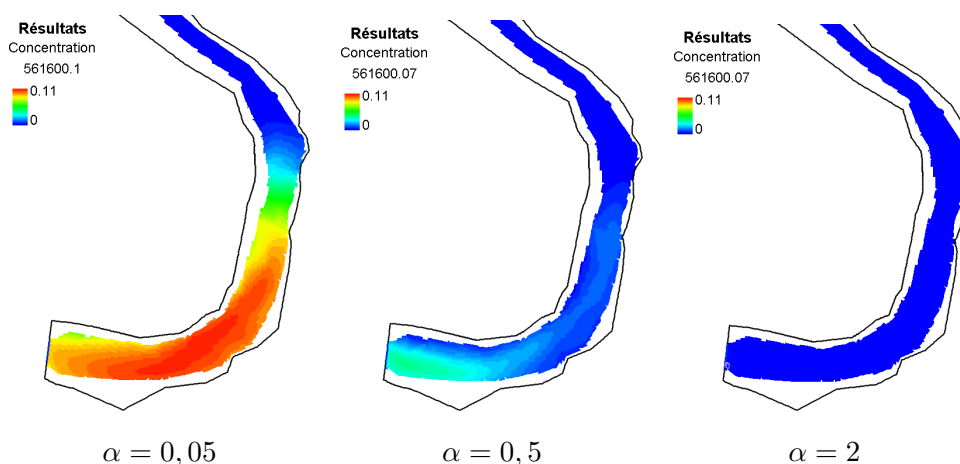


FIG. 7.10 – Concentrations simulées dans la lône du Planet le 7 décembre 2006 à 12 h (prélèvements)
Les conditions aux limites imposées en entrée sont données Fig. 7.9-a

exposés au § 5.2.3, à partir des mesures disponibles et de la forme de l’hydrogramme. Bien qu’assez largement arbitraire, cette reconstitution d’un signal MES réaliste s’est avérée utile pour pouvoir confronter les concentrations simulées aux concentrations mesurées dans la lône. En effet, lors de premiers essais de simulation pour une concentration à la limite constante fixée à 150 mg.l^{-1} , la concentration simulée à l’amont était bien quasi-nulle, mais les concentrations dans le plan d’eau aval étaient toutes proches de 150 mg.l^{-1} , sans qu’aucun gradient aval-amont ne ressorte. Pour cet épisode de crue au cours duquel la connexion aval s’est prolongée pendant le long plateau de crue, l’hypothèse d’une concentration de l’Ain constante à 150 mg.l^{-1} paraît trop grossière pour simuler correctement les concentrations à l’aval de la lône, d’autant plus que nous savons que la concentration dans la rivière était déjà retombée autour de 65 mg.l^{-1} à ce moment.

Au niveau de chacun des trois points de prélèvement (derrière la digue, stations « Planet aval » et « Planet amont »), les concentrations simulées à 12 h valent respectivement (88 / 104 / 0 mg.l⁻¹) pour $\alpha = 0,05$; (34 / 32 / 0 mg.l⁻¹) pour $\alpha = 0,5$; (3 / 1 / 0 mg.l⁻¹) pour $\alpha = 2$. Pour mémoire, les concentrations mesurées valent (28,5 / 12 / 6 mg.l⁻¹) aux mêmes points, à peu près au même moment. En pratique, c'est donc la valeur $\alpha = 0,5$ qui est retenue pour l'ensemble des simulations hydro-sédimentaires suivantes, puisqu'elle permet de reproduire les concentrations les plus proches de celles observées. Cette valeur est équivalente à celle obtenue pour la modélisation de la lône de la Table-Ronde ($\alpha = 0,42$, cf. § 5.3.3). Néanmoins, l'abatement de concentration plus progressif pour les données expérimentales (concentration non nulle à « Planet amont ») suggère qu'un meilleur calage pourrait être obtenu avec un coefficient de dépôt plus élevé et une plus forte diffusion sédimentaire (la valeur de ν_s reste fixée à 10⁻² m².s⁻¹ pour les raisons numériques décrites au § 5.3.3). Il est également possible que les apports phréatiques, importants en phase de récession de crue (cf. § 6.3.3), induisent une dilution des concentrations à l'amont de la lône (cet effet n'est pas considéré dans la présente modélisation).

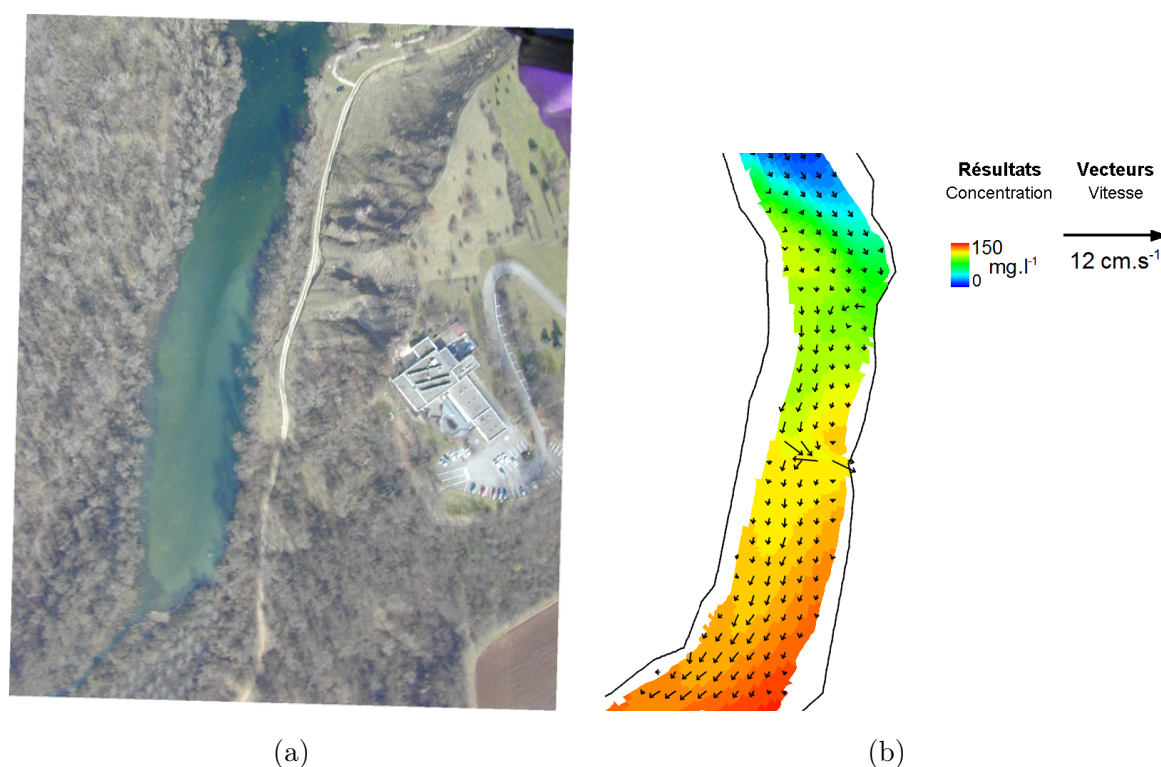


FIG. 7.11 – Plan d'eau central du Planet pendant la connexion aval du 6 mars 2001
 (a) photographie aérienne orthorectifiée prise depuis un ULM le 6 mars 2001 (UMR5600)
 (b) concentrations et vitesses simulées à 9 h (RUBAR20TS)

La Fig. 7.11-b montre les concentration et vitesses simulées dans le plan d'eau central du Planet, à peu près au moment où a été prise la photo ULM du 6 mars 2001 (Fig. 7.11-a). Les conditions

aux limites utilisées sont données Fig. 7.9-b, et $\alpha = 0,5$. Le contraste spatial de concentration observé est qualitativement reproduit par la simulation numérique, qui permet ainsi d'en avancer une explication : la configuration du chenal étroit et du bouchon alluvial boisé situés entre les deux plans d'eau entraîne une asymétrie des vitesses d'écoulement entrant et sortant du plan d'eau central. En montée de crue, l'injection de sédiments en suspension pénètre plus profondément sur le côté droit du plan d'eau, tandis qu'en phase de vidange, des concentrations plus fortes persistent sur les bords, surtout le bord gauche.

Circulations de sédiments (crues 2005)

Les différents épisodes de crue intervenus en février et avril 2005 et ayant fait l'objet de relevés de pièges à sédiments par l'UMR5600 (cf. § 6.3.3) ont été simulés avec le modèle hydro-sédimentaire 2D, pour les paramètres sédimentaires établis plus haut : $\nu_s = 10^{-2} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$, $d_{50} = 10 \text{ }\mu\text{m}$, et $\alpha = 0,5$. Le signal limnimétrique imposé en entrée est établi à partir de l'enregistrement piézométrique PZ1 et la concentration en MES à la limite reste fixée à 150 mg.l^{-1} (Fig. 7.12). Afin d'optimiser le temps de calcul, la chronique hydrologique est découpée en quatre séquences A, B, B2 et C, comprenant à chaque fois la montée de débit et une portion suffisante de la descente pour retrouver des concentrations quasi-nulles dans les plans d'eau en fin de simulation.

Contrairement aux épisodes du 6 mars 2001 ou du 7 décembre 2006, aucune observation n'est disponible pour évaluer la modélisation des circulations de sédiments dans la lône. Cependant, la simulation donne une image intéressante de ces circulations au cours des différentes phases d'un pic de crue. Les champs de concentration en MES et de vitesse d'écoulement obtenus pour huit instants t_1 à t_8 de l'événement A (cf. Fig. 7.12) sont présentés successivement Fig. 7.13. La simulation part d'un état initial où les plans d'eau sont isolés de la rivière par la digue aval, avec une concentration en MES supposée nulle partout (t_1). La montée de crue entraîne une entrée d'eau dans la lône par submersion de la digue et l'apparition de fortes concentrations dans le plan d'eau aval (t_2 et t_3). Les vitesses les plus fortes ne dépassent pas 10 cm.s^{-1} en entrée des plans d'eau aval et central. Un premier ralentissement de l'augmentation du niveau de l'Ain (t_4) annule les vitesses d'écoulement, d'où une importante décantation dans le plan d'eau aval. Quand la montée de crue reprend (t_5), la progression des eaux chargées en MES se fait jusque dans la partie aval du plan d'eau central, avec un gradient de concentration depuis la rivière (150 mg.l^{-1}) jusqu'au milieu du plan d'eau central (0 mg.l^{-1}). Pendant le court plateau de crue et dès l'amorce de la descente (t_6 à t_8), les concentrations décroissent rapidement (décantation due aux vitesses très faibles), en diffusant très modérément vers les bords et l'amont. Les concentrations sont ainsi très rapidement ramenées vers 0. La répartition et le séquençage des flux de sédiments sont sensiblement équivalents pour les différents pics de crue simulés.

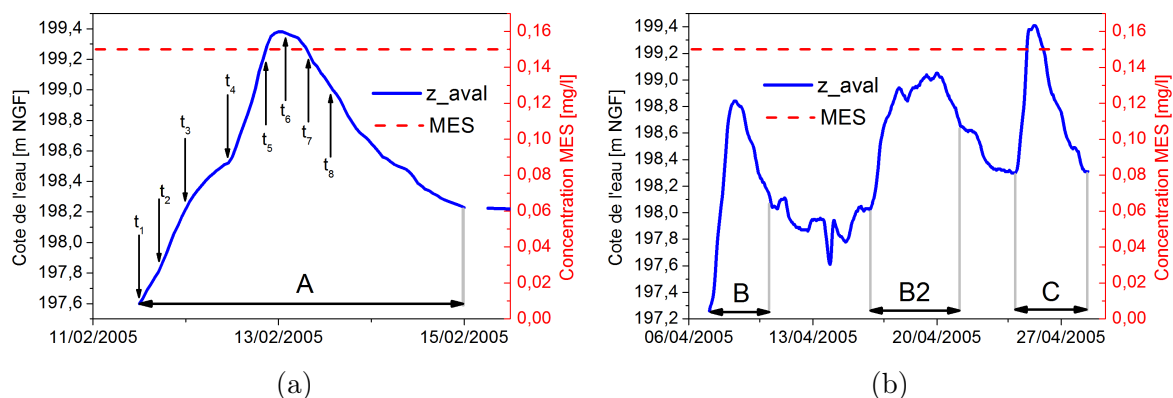


FIG. 7.12 – Limnigrammes et suspensogrammes des crues de 2005 imposés à l’aval de la lône du Planet
 Les limnigrammes sont établis à partir de l’enregistrement piézométrique PZ1

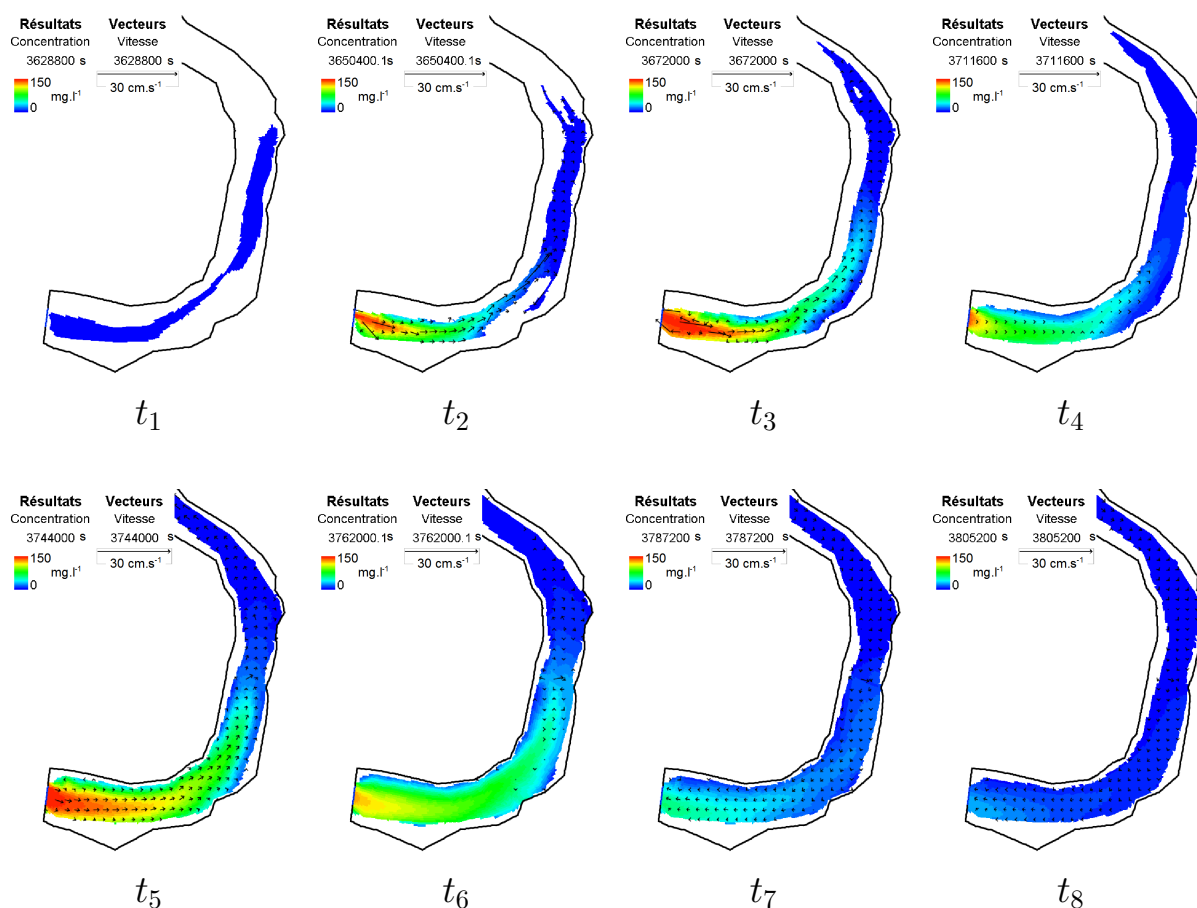


FIG. 7.13 – Circulations d’eau et de sédiments simulées dans la lône du Planet pour la crue du 13 février 2005
 Les temps t_1 à t_8 correspondant à différentes phases de la crue A sont indiqués Fig. 7.12

Dépôts par décantation (crues 2005)

Le Tab. 7.1 présente les hauteurs de dépôt simulées au niveau des 5 pièges de Bondarev (2005) lors des trois événements A, B et B2+C (dépôts cumulés pour les crues B2 et C survenues entre le deuxième et le troisième relevé des pièges à sédiments, cf. § 6.3.3). Les hauteurs de dépôt observées sont également mentionnées, ainsi que les moyennes par événement. Des trois valeurs testées pour le coefficient α (0,05 ; 0,5 ; 2), c'est le paramétrage $\alpha = 0,5$ qui fournit les taux de dépôt les plus réalistes globalement, ce qui confirme le résultat de la confrontation aux concentrations mesurées le 7 décembre 2006. Toutefois, les différences de taux de dépôt observées entre les trois événements ne sont pas reproduites, les hauteurs de dépôt simulées demeurant très proches de 0,10 mm à chaque fois.

La décantation simulée apparaît plus intense au centre qu'aux bords du plan d'eau central : les pièges 1/2 sont plus chargés que les pièges 3/4, alors que c'est plutôt les pièges 2/3 qui sont les plus chargés dans les relevés. L'emplacement du flux entrant de MES est peut-être un peu déplacé vers la rive gauche dans la simulation par rapport à la réalité, mais la concentration des dépôts dans l'axe de l'injection est qualitativement bien reproduite.

Pour $\alpha = 0,05$ et $\alpha = 2$, les dépôts simulés sont en moyenne plus faibles (Fig. 7.14), pour des raisons différentes : pour $\alpha = 0,05$, la zone de dépôt est très étendue et la décantation est encore incomplète quand la vidange des plans d'eau intervient ; pour $\alpha = 2$, la décantation est très rapide et atteint difficilement le plan d'eau central, à l'aval duquel sont situés les pièges.

A l'échelle de la lône, la simulation numérique indique des hauteurs de dépôt bien plus fortes dans le plan d'eau aval que dans le plan d'eau central, et également bien plus fortes dans la partie aval du plan d'eau central que dans sa partie amont. Des données sédimentaires sur le plan d'eau aval seraient utiles pour dire si ce gradient aval / amont – tout à fait physique – est exagéré. En particulier, ces résultats laissent à nouveau penser que la diffusion sédimentaire dans le modèle est insuffisante. Or en l'état actuel du code, il n'est pas possible d'augmenter le coefficient de diffusion sédimentaire ν_s sans faire diverger les instabilités sédimentaires des mailles de bord (ici $\nu_s = 10^{-2} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$).

piège n°	A (13 février 2005)				B (8 avril 2005)				B2+C (25 avril 2005)			
	Dépôt simulé [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt mesuré [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt mesuré [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt simulé [mm]	Dépôt mesuré [mm]
alpha	0.05	0.5	2	-	0.05	0.5	2	-	0.05	0.5	2	-
1	0.07	0.11	0.02	0.08	0.07	0.12	0.06	0.27	0.09	0.12	0.03	0.07
2	0.07	0.11	0.02	0.21	0.07	0.12	0.07	0.41	0.09	0.11	0.03	0.06
3	0.07	0.08	0.01	0.20	0.07	0.10	0.05	0.45	0.09	0.10	0.02	0.04
4	0.07	0.07	0.01	0.10	0.07	0.09	0.04	0.30	0.08	0.09	0.01	0.05
5	0.06	0.07	0.01	-	0.07	0.11	0.07	-	0.07	0.08	0.01	-
Moyenne	0.07	0.09	0.01	0.15	0.07	0.11	0.06	0.36	0.08	0.10	0.02	0.05

TAB. 7.1 – Dépôts simulés au niveau des 5 pièges lors des trois événements A, B et B2+C

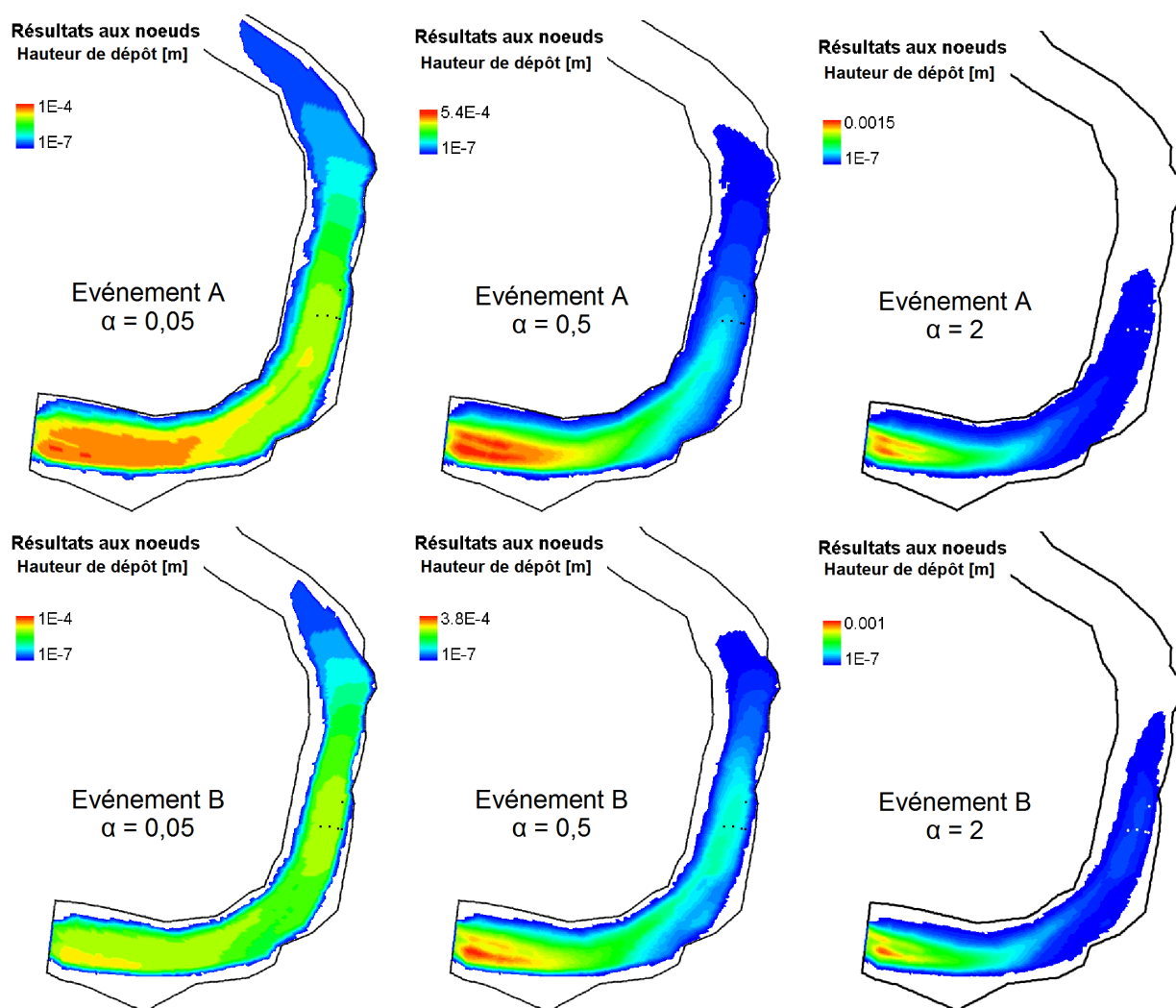


FIG. 7.14 – Dépôts événementiels simulés pour les événements A et B

Attention, les échelles de couleur sont adaptées à chaque figure (les emplacements des 5 pièges sont signalés par des points)

7.3.3 Scénarios de reprise sédimentaire par connexion amont

Le fonctionnement hydro-sédimentaire des anciens méandres de l'Ain en connexion amont est difficile à investiguer sur le terrain en raison de la rareté et de la dangerosité des crues nécessaires. Cependant la reprise sédimentaire qui peut alors se produire est déterminante pour la morphodynamique, les successions végétales et les conditions d'habitat présentées par le bras mort à moyen et long termes.

Aucune connexion de la lône du Planet par l'amont ne s'est produite durant la thèse. La possibilité d'explorer ce type de phénomène par simulation numérique a été préparée et discutée, mais l'étude n'a pas pu être menée à son terme dans le cadre de cette thèse. La stratégie de modélisation employée pour l'étude des connexions aval peut en effet être appliquée au dernier épisode de connexion amont du Planet (crue de niveau décennal du 21 février 1999, Fig. 7.15). Le modèle 1D (MAGE6) permet de simuler les deux limnigrammes $z_{am}(t)$ et $z_{av}(t)$ à imposer à l'embouchure amont et à l'embouchure aval respectivement. La concentration imposée aux limites reste fixée à 150 mg.l^{-1} . Il est en outre aisé de modifier la géométrie du domaine de calcul selon deux scénarios morphologiques (avec / sans digue à l'aval, cf. Fig. 7.16), de manière à évaluer l'impact de cet ouvrage sur les possibilités de reprise sédimentaire dans les plans d'eau.

La possibilité de reprises de sédiments par connexion amont pourra essentiellement être menée à l'aide des contraintes au fond simulées. En effet, l'érosion éventuelle des atterrissements fins reste très difficile à simuler en raison de l'absence de données de vérification et de processus complexes propres à la fraction fine (consolidation, cohésion...). En l'état actuel de développement de RUBAR20TS, le terme d'érosion E peut être calculé de manière symétrique au calcul du terme de dépôt S , en considérant que la mise en mouvement des sédiments se produit lorsque la contrainte au fond τ [$\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-2}$] dépasse une valeur critique τ_{cr} calculée à partir du diagramme de Shields (et donc ici égale à la contrainte critique de sédimentation τ_{crs}) :

$$\begin{cases} E = M (\tau/\tau_{cr} - 1) & \text{si } \tau > \tau_{cr} \\ E = 0 & \text{si } \tau \leq \tau_{cr} \end{cases} \quad (7.1)$$

avec M [m.s^{-1}] un paramètre d'érodabilité à caler empiriquement, a priori fonction de la consolidation du sédiment et de sa cohésion.

Ce type de modélisation d'événements de connexion amont du Planet ouvre néanmoins des perspectives intéressantes pour la prédiction géomorphologique. Ces travaux seront poursuivis ultérieurement, des calculs étant en cours. L'ensemble des résultats obtenus lors de l'étude des connexions amont / aval des lônes du secteur de Blyes sont mis en perspective avec ceux de la lône de la Table-Ronde (Chapitre 5) et synthétisés dans la conclusion de la Partie II, à suivre.

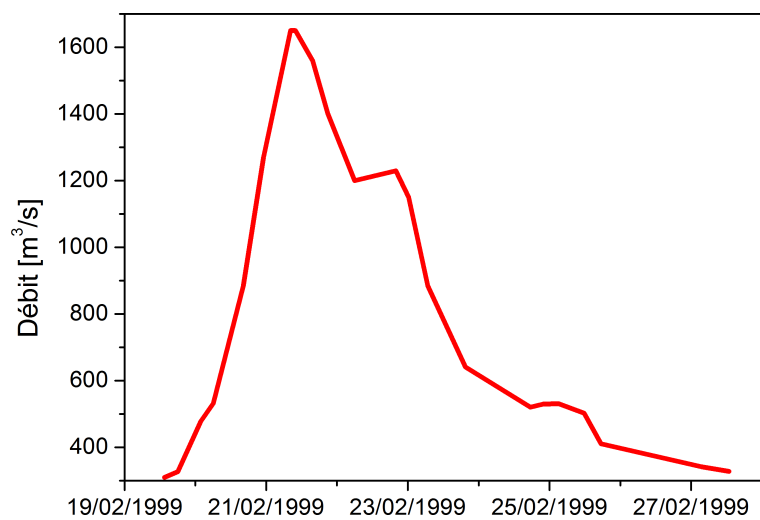


FIG. 7.15 – Hydrogramme de la crue du 21 février 1999 à la station « Chazey » (DIREN Rhône-Alpes)

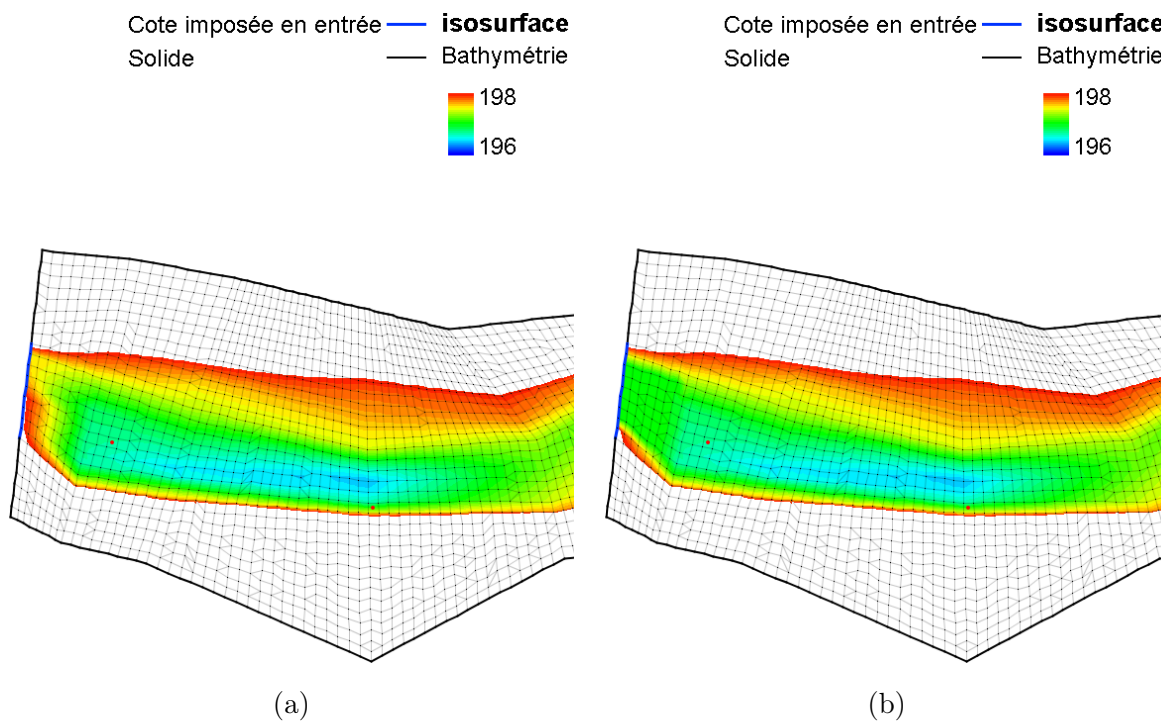


FIG. 7.16 – Extrémité aval de la géométrie de calcul avec (a) et sans (b) la digue existante

Conclusion de la Partie II

Dynamique de la charge en suspension

A partir de mesures de concentration en MES obtenues par prélèvement et filtration sur la Saône et le Rhône vers Lyon (§ 5.2.2) et sur l'Ain (§ 7.1.2), la dynamique de la charge en suspension a pu être appréhendée. Les observations suggèrent que pour ces cours d'eau, les signaux de concentration relevés s'expliquent par un processus de resuspension de stocks sédimentaires accumulés en certains points du réseau hydrographique (en particulier les retenues). Ainsi, les pics de concentration n'apparaissent pas corrélés simplement au débit mais plutôt aux phases d'accroissement de la contrainte au fond (ou du débit, de manière quasi-équivalente). Ce lien direct a d'ailleurs été confirmé lors du suivi des opérations de chasse hydraulique menées par EDF pour l'entretien des réservoirs de l'Arc-en-Maurienne (chasses 2005 à 2007, cf. Jodeau *et al.*, 2007a).

Associée à des mesures éparées de concentration, cette hypothèse a permis de reconstituer des conditions aux limites réalistes en concentration dans le Vieux-Rhône de Pierre-Bénite et dans l'Ain, en vue des simulations numériques des lônes de la Table-Ronde et du Planet. Les tests de sensibilité ont en effet démontré l'importance capitale du signal sédimentaire imposé pour la modélisation des concentrations et des dépôts dans les plans d'eau. Un suivi des concentrations en MES à pas de temps fin, au moins à l'échelle événementielle lors des crues, permettrait donc de réduire considérablement les incertitudes sur ce type de simulations hydro-sédimentaires.

Modèle hydro-sédimentaire RUBAR20TS

Le modèle hydro-sédimentaire RUBAR20TS a été utilisé pour simuler le transport en suspension et les dépôts par décantation dans les lônes de la Table-Ronde et du Planet. Dans la mesure du possible, quelques tests de sensibilité sur les principaux paramètres sédimentaires ont permis d'appréhender leurs impacts respectifs sur le transport solide simulé. Le coefficient de dépôt α reste le principal paramètre à caler, et la diffusion sédimentaire ne peut être augmentée significativement sans engendrer des problèmes de stabilité des concentrations. Des modifications du code sont actuellement en cours de manière à résorber ce problème numérique.

La simulation des reprises sédimentaires, notamment lors des connexions par l'amont, s'avère plus délicate, en raison de la complexité des processus d'érosion de matériaux fins. La simulation de

l'érosion de dépôts potentiellement cohésifs et consolidés bénéficierait de données expérimentales sur les propriétés mécaniques des matériaux en place. L'option actuelle de calcul du taux d'érosion repose sur une formulation empirique très simple, dont la pertinence et le calage ne sont pas assurés en l'absence de données d'observation.

Fonctionnement hydro-sédimentaire des lônes

La simulation numérique bidimensionnelle s'est montrée un outil efficace pour proposer un schéma de circulation des MES et de répartition des dépôts dans les deux lônes de la Table-Ronde et du Planet pendant les phases de montée et de descente de crue de connexion aval. Dans le cas de la Table-Ronde, les processus hydro-sédimentaires simulés permettent d'expliquer les contrastes de concentration et les taux de sédimentation observés à l'aval du plan d'eau ; en revanche, l'origine des forts dépôts localisés en certains endroits de la partie amont reste plus énigmatique (les simulations suggérant plutôt une origine locale). Dans le cas du Planet, la géométrie complexe de l'ancien méandre explique en bonne partie les échanges sédimentaires observés dans le plan d'eau central. La réaction de la nappe alluviale pendant les crues et les apports phréatiques qui en résultent jouent visiblement un rôle important sur les circulations d'eau et de sédiment, en particulier pendant la phase de récession de crue. A condition de pouvoir évaluer ces apports quantitativement, ils pourraient être introduits dans le modèle hydrodynamique.

Les connexions de bras morts par l'amont sont plus rares et plus difficiles à observer, sauf dans le cas de chenaux « court-circuits » tels que la lône de Ricotti. Lors de trois campagnes d'observation en connexion amont, les vitesses d'écoulement et les concentrations en MES ont été relevées en différents points de la lône. Le profil en long de vitesse moyenne a pu être simulé correctement à l'aide du modèle 1D MAGE6. L'abattement des concentrations systématiquement observé de l'amont vers l'aval de la lône s'explique par le piégeage des MES dans les plans d'eau successifs, où la vitesse moyenne est faible. Pour des crues plus intenses, il est vraisemblable que le fonctionnement hydro-sédimentaire se complique en fonction de la granulométrie des sédiments (engraissement et progradation du bouchon amont par dépôt de sable, reprise hypothétique des dépôts fins dans les plans d'eau).

Dans le cas de l'ancien méandre du Planet, le dernier événement de connexion amont (février 1999) pourra être simulé, de manière à étudier le potentiel de reprise sédimentaire à partir des contraintes de cisaillement au fond estimées. De plus, l'éventuel impact de la digue construite à l'aval sur les vitesses dans les plans d'eau pourra être évalué.

Perspectives pour la modélisation géomorphologique

Le modèle hydro-sédimentaire 2D utilisé est évidemment bien trop coûteux en temps pour pouvoir simuler l'évolution morphodynamique de lônes comme la Table-Ronde ou le Planet sur plusieurs années. En revanche, les résultats numériques (contraintes, taux de dépôt, etc.) peuvent servir de base physique à une estimation simplifiée des dépôts et reprises à l'échelle événementielle, en fonction des chroniques de hauteur et de concentration pour le chenal principal. De telles études mécanistes pourraient ainsi servir à introduire la variabilité des forçages hydro-sédimentaires (sous forme de scénarios d'évolution) dans les modèles géomorphologiques à base statistique, tels que ceux développés par l'UMR5600 pour ces deux lônes précisément (Bondarev, 2005; Grosprêtre, 2003).

Conclusion générale

Conclusion générale et perspectives

CE TRAVAIL DE THÈSE S'EST FOCALISÉ sur l'étude du fonctionnement hydro-sédimentaire des bras morts de rivière alluviale. Ce fonctionnement est en grande partie déterminé par les processus hydrodynamiques et morphodynamiques aux interfaces (embouchures) avec le cours d'eau principal et par les forçages liés au contexte fluvial (régime hydro-sédimentaire de la rivière, configuration de la plaine alluviale). Les principaux résultats sur les embouchures sont issus de l'étude de la lône de Port-Galland et du modèle réduit de Bratislava (Chapitres 2, 3, 4). Ceux sur le fonctionnement hydro-sédimentaire sont issus de l'étude des lônes de la Table-Ronde (Rhône court-circuité), de Ricotti et du Planet (Ain) (Chapitres 5, 6, 7).

Cette conclusion générale vise à faire ressortir les principales avancées de ce doctorat pris dans son ensemble, par une lecture transversale. Une telle synthèse permet également d'établir les limites de l'étude et les points d'achoppement appelant éventuellement de futurs travaux. C'est aussi l'occasion de replacer l'ensemble du travail dans une perspective collective, celle de l'unité de recherche HHLY et de ses partenaires. Certains chantiers ouverts pendant cette thèse devraient ainsi se poursuivre en équipe dans les prochaines années. Les principales thématiques explorées concernent :

- 1. les développements métrologiques et méthodologiques** pour les mesures hydrodynamiques sur le terrain. Des techniques hydrométriques innovantes telles que les profileurs acoustiques Doppler (aDcp) ou encore l'analyse d'images vidéo (LIMPIX, LS-PIV) ont ainsi pu être mis en œuvre. Des outils informatiques de post-traitement des données ont été définis et implémentés, notamment pour l'établissement de champs de vitesse moyens à partir de relevés par aDcp. Sur le site expérimental des lônes de Blyes, le suivi hydrologique a été renforcé et la qualité des données a été évaluée à partir de contrôles métrologiques réguliers. La question des techniques hydrométriques (classiques et innovantes) et des incertitudes associées est une thématique scientifique structurante au niveau de l'UR HHLY et du *Cemagref*, au niveau national (e.g. « Groupe Doppler ») et au niveau international (publications scientifiques, travaux de normalisation ISO en cours, groupe de travail de l'OMM).

- 2. les applications de l'outil numérique 2D RUBAR20TS** (*Cemagref*), pour étudier d'une part les échanges de charge de fond au niveau des embouchures, d'autre part la décantation et la reprise des sédiments fins dans les plans d'eau. Les différents cas d'étude ont été l'occasion de confronter les simulations aux observations expérimentales et d'évaluer le potentiel et les limites du code 2D actuel dans les différentes configurations, dans l'optique d'une complémentarité avec les modèles de prédiction géomorphologique. En particulier, des pistes de développement des options de simulation du transport en suspension et par charriage ont émergé. Le modèle 1D MAGE6 (*Cemagref*) a également été appliqué avec efficacité à l'Ain et à la lône de Ricotti, et l'adaptation de son module ADIS de convection / dispersion au transport des MES est en cours.
- 3. les processus hydro-sédimentaires à l'embouchure des annexes hydrauliques.** A partir de l'analyse comparée du cas de terrain de la lône de Port-Galland (Ain) et du cas de laboratoire de la Morava (Slovaquie), la structure spatiale et la dynamique temporelle des écoulements à l'interface entre la rivière et le bras mort ont pu être précisées. Dans la cavité, le champ de vitesse moyen s'organise autour d'une recirculation 2D plane, parfois accompagnée de recirculations secondaires. Ce type d'écoulement entraîne la formation d'un dépôt central proche du bord aval de la cavité et d'un affouillement à proximité du bord amont. L'impact de la structure 3D (courants hélicoïdaux) et des instabilités intermittentes (oscillations de niveau, bouffées de vitesses) sur la morphodynamique de la cavité et sur les échanges de sédiments fins et grossiers provenant de la rivière a été discuté. Ces effets hydrodynamiques locaux apparaissent déterminants pour le fonctionnement hydro-sédimentaire général du bras mort et, de façon très pragmatique, pour la réussite des opérations de restauration éco-hydraulique de ces milieux.
- 4. les circulations d'eau et de MES à l'échelle d'un bras mort,** en particulier pendant les événements de connexion à la rivière par l'aval. Les avancées ont été rendues possibles par un suivi hydrologique et des campagnes d'observation hydro-sédimentaire événementielles. Les simulations numériques des lônes de la Table-Ronde (Rhône court-circuité), de Ricotti et du Planet (Ain) ont permis de mettre en lumière l'impact de l'injection sédimentaire (type de débordement, signal de MES...), des caractéristiques de la crue (intensité, durée, forme de l'hydrogramme...) et des singularités morphologiques sur la circulation, la décantation et l'éventuelle reprise des dépôts de sédiments fins dans les plans d'eau. Dans le cas de la lône du Planet, les échanges phréatiques sont mis en évidence, ainsi que leur impact sur la dynamique sédimentaire et l'alimentation des plans d'eau en période de bas débit. Ces éléments mécanistes sur le fonctionnement hydrologique et sédimentaire de tels milieux alluviaux peuvent contribuer à la définition et au suivi des plans de restauration et de gestion en cours et à venir.


5. la dynamique des MES dans le réseau hydrographique. En l'absence de suivi sédimentaire continu des cours d'eau étudiés, une première interprétation a dû être proposée, à partir de prélèvements isolés effectués sur la Saône, le Rhône et l'Ain. En lien avec un processus de re-suspension de stocks sédimentaires accumulés en certains points du réseau hydrographique, les pics de concentration apparaissent corrélés au taux d'accroissement de la contrainte au fond. Cette question scientifique revêt une acuité particulière au niveau régional, relativement aux aménagements hydro-électriques (e.g. suivi des chasses hydrauliques sur l'Arc-en-Maurienne), aux pollutions diffuses ou accidentelles (e.g. contamination des poissons du Rhône par les PCB, suivi des radio-nucléides à la station IRSN d'Arles) et plus globalement aux flux sédimentaires à l'échelle du système rhodanien (Observatoire des sédiments du Rhône en construction, apports au delta et recul du trait de côte).

Naturellement, de nombreuses questions sur le fonctionnement hydro-sédimentaire des bras morts restent ouvertes. Malgré ses limites, ce travail de thèse illustre l'intérêt de mettre en synergie les trois outils de l'hydraulicien fluvial – terrain, laboratoire, numérique – pour avancer sur une question concrète d'ingénierie environnementale. Pour poursuivre l'étude engagée au-delà de ses limites actuelles, en fonction des futurs projets scientifiques, on peut envisager :

- (i) **de nouvelles investigations des processus hydro-sédimentaires sur le terrain**, en prenant mieux en compte le contexte fluvial et alluvial, la dynamique de végétalisation et la sédimentation autogène. Un suivi continu de la charge en suspension dans le cours d'eau principal apporterait une information décisive. Au niveau de l'embouchure, un plan d'expérience ambitieux consisterait à mettre en évidence le couplage entre oscillations de niveau et fluctuations de vitesse par des mesures synchronisées en plusieurs points de la cavité.
- (ii) **des simulations physiques sur modèle réduit**, avec transport de charge de fond, voire de la charge en suspension. Le projet de hall hydraulique pour le nouveau bâtiment du *Cemagref* sur le campus universitaire de La Doua prévoit des installations qui permettront ce type d'étude expérimentale, en conditions contrôlées. Elles offriraient notamment l'opportunité d'étudier les conditions de dépôt / reprise dans les plans d'eau et de formation des bouchons alluviaux amont et aval. Un modèle réduit serait particulièrement intéressant pour l'étude des processus locaux pour une connexion amont sur un ancien méandre, événement dont l'observation in-situ reste très hasardeuse et potentiellement dangereuse.
- (iii) **le développement et l'application des outils numériques** à des cas documentés (terrain / laboratoire), et au test de jeux de scénarios, notamment morphologiques. Il serait particulièrement utile de coupler ce type de travaux de modélisation, qui nécessitent de poursuivre en parallèle les efforts expérimentaux, avec les programmes de restauration environnementale, dès

le début du projet. En effet, l'étude de scénarios avant intervention permettrait de guider les travaux de génie civil, ainsi que les différents suivis à mener pour évaluer l'évolution du bras mort restauré. En retour, les données acquises sur ces milieux, ainsi que des milieux non modifiés, ont valeur de retour d'expérience et permettraient d'améliorer les prédictions numériques. Enfin, il conviendra d'intégrer les résultats des simulations hydrauliques événementielles ou tendanciennes dans des modèles statistiques de prédiction géomorphologique, moins lourds à mettre en œuvre.

Annexes



Profils verticaux moyens de vitesse établis à partir de jaugages par aDcp

LE COZ, J., PIERREFEU, G., JODEAU, M. ET PAQUIER, A. (2007c).

Mean vertical velocity profiles from aDcp river discharge measurement datasets.

In 32nd Congress of IAHR, Venice, Italy.

MEAN VERTICAL VELOCITY PROFILES FROM ADCP RIVER DISCHARGE MEASUREMENT DATASETS

Le Coz Jérôme⁽¹⁾, Pierrefeu Gilles⁽²⁾, Jodeau Magali⁽¹⁾, Paquier André⁽¹⁾

⁽¹⁾ Hydrology-Hydraulics Res. Unit, *Cemagref*, 3bis quai Chauveau, CP 220 69336, Lyon cedex 09, France
phone: +33 4 72 20 87 86; fax: +33 4 78 47 78 75; e-mail: lecoz@lyon.cemagref.fr

⁽²⁾ Compagnie Nationale du Rhône (CNR), 4 rue de Châlon-sur-Saône F-69007 Lyon, France

ABSTRACT

Experimental vertical velocity profiles were extracted from 18 series of aDcp discharge measurements. The campaigns were performed in the Saône river at the CNR Saint-Georges gauging station in Lyon, France. Post-processing methods for aDcp data positioning, averaging and depth-integrating have been implemented and applied to the dataset to get 23 mean velocity profiles across the 100 m-wide section. Individual fitting by a logarithmic law gives a satisfactory representation of the profiles and depth-integrated velocities very close to the experimental ones (errors are typically less than 1%). However velocities near the free-surface are overestimated. The 414 non-dimensional profiles can be represented accurately by a unit log profile except near the surface. Indeed the site-specific surface velocity coefficient is estimated to be 0.91 ± 0.04 instead of the unit log value (0.88) or even the usual default value (0.85). Fitting wake-law profile coefficients allows to reproduce the near surface velocities better. Such an analysis of site-specific vertical velocity profiles is especially useful for discharge estimate methods based on an incomplete investigation of the flow field (H-aDcp, LS-PIV, radar wave scattering, etc.).

Keywords: aDcp, velocity profiles, surface velocity, river gauging, discharge monitoring

1 INTRODUCTION

Finding accurate laws for vertical velocity profiles in rivers is of outstanding importance for discharge measurement – especially continuous monitoring. This is particularly true when the total discharge is estimated from a partial investigation of the velocity field. For instance, assuming that the experimental profiles follow the well-known logarithmic law, the depth-integrated velocity can be estimated by $u_{0.4}$ or $(u_{0.2} + u_{0.8})/2$ where u_x is the water velocity measured at elevation $z=x.h_0$ above the bed, with h_0 the water depth. Indeed the log law writes:

$$u_x = \frac{u^*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (1)$$

with κ the von Kármán's constant (0.41), u^* the friction velocity, z_0 the elevation above the bed where the velocity is zero.

Also, various innovating techniques for continuous discharge monitoring are based on total discharge estimates from u_x measured across the section (H-aDcp) or u_l (i.e. surface) velocities: Large Scale PIV (Creutin et al. 2003), radar wave scattering (Costa et al. 2006).

The present paper reports an experimental analysis of vertical velocity profiles extracted from 18 series of aDcp discharge measurement campaigns performed at the CNR Saint-Georges gauging station. In all the paper, μ and σ refer to the experimental average and standard deviation of the considered parameter.

2 ADCP MEASUREMENTS AT SAINT GEORGES GAUGING STATION

2.1 MONITORING THE RIVER SAÔNE IN LYON

With a 30 060 km² catchment area and a mean annual discharge of 442 m³/s (Astrade 1998) near the confluence in Lyon, the River Saône is the main tributary of the upper French

Rhône. A reliable real-time monitoring of discharge supply to the Rhône from the Saône is essential for flood forecast and power generation.

The last Saône reach near and in Lyon is influenced by downstream dams in Pierre-Bénite (Fig. 1). Consequently it is impossible to establish a one-to-one discharge-water level rating curve. For this reason the Compagnie Nationale du Rhône (CNR) decided to equip the Saint-Georges gauging station with a fixed horizontal aDcp (H-aDcp) in August 2005.

The H-aDcp continuously monitors horizontal water velocity along a horizontal cross-section profile. To compute the total discharge, theoretical vertical velocity profiles are calibrated from the point velocity measurements made at the given H-aDcp sampling elevation. The currently used generic profile (ViseaH manual 2003, Van Rijn 1986) is a linear combination of a logarithmic law and a perturbation law derived from the wake-law of the wall (Coles 1956):

$$\frac{u_x}{u_1} = A_1 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + \left[1 - A_1 \ln\left(\frac{h_0}{z_0}\right)\right] \cdot \left[2\left(\frac{z - z_0}{h_0 - z_0}\right)^t - \left(\frac{z - z_0}{h_0 - z_0}\right)^{2t}\right] \quad (2)$$

with u_1 the surface velocity and t computed so that $u_{0.5}$ is the same for all A_1 values.

The main questions that arise are: to which accuracy is Van Rijn's Profile model able to represent the real profiles developing at Saint-Georges gauging station? What is the best choice of A_1 and z_0 parameters for this station? Is it reasonable to keep constant A_1 and z_0 parameters for all positions across the section and for all expected discharge conditions? A methodology to answer these questions from available aDcp river discharge measurement datasets was developed and implemented.



Fig. 1 - Downstream hydraulic control of the Rhône-Saône confluence in Lyon.

2.2 ADCP DATASETS AND HYDRODYNAMICAL CONDITIONS

According to the CNR procedures, discharge values Q_{CNR} are usually established from a

series of 6 (exceptionally 5 or 7) successive aDcp crossings. Water velocities were acquired through the default Teledyne RDI broadband mode 1 (WM1). The velocity bin size (WS) was set to 0.30-0.40 m and measured velocities were 5-ping-averaged (WP5). The water level was regularly checked by operators on a vertical gauge of the hydrometric station.

During a series of floods from February 15th to May 3rd, 17 river discharge measurement campaigns by aDcp were performed (Fig. 2). During each day, from 2 to 5 discharge values were established. Investigated discharge conditions ranged from 100 to 1800 m³/s.

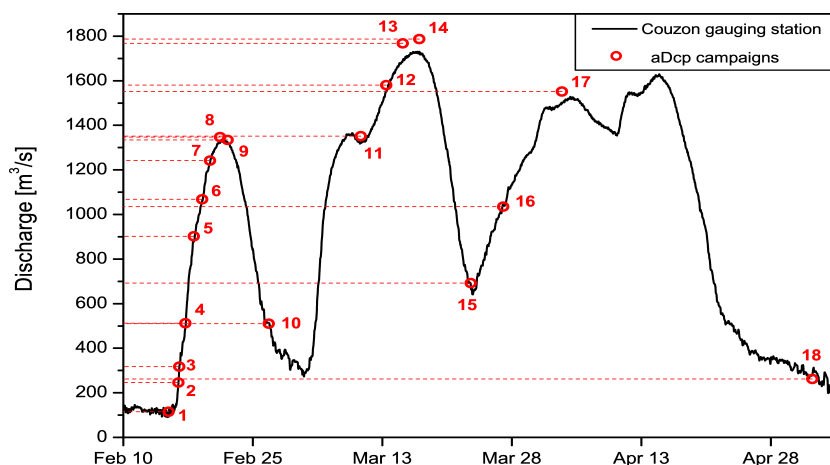


Fig. 2 – Discharges Q_{CNR} (circles) from the 18 aDcp series and the corresponding Q_{Couzon} discharge time series (line) from the upstream gauging station (Couzon, CNR).

code	date	team	operator	aDcp	# crossings	time span	water level [m NGF]	Q_{CNR} [m ³ /s]	Q_{ref} [m ³ /s]	Q_{bias} [%]
SG1	2006/02/15	CNR	NJ	WH1200	6	00:14	162.05	115	117	1.4
SG2	2006/02/16	CNR	NJ	WH1200	6	00:15	162.09	246	245	-0.5
SG3	2006/02/16	CNR	NJ	WH1200	6	00:13	162.13	317	319	0.8
SG4	2006/02/17	CNR	XM	WH1200	6	00:19	161.94	512	518	1.2
SG5	2006/02/18	CNR	JL	WH600	6	00:22	162.23	902	894	-0.9
SG6	2006/02/19	CNR	XM	WH600	6	00:18	162.39	1068	1063	-0.5
SG7	2006/02/20	CNR	XM	WH600	6	00:15	162.65	1242	1235	-0.5
SG8	2006/02/21	Cem.	GD	WH1200	6	00:20	162.75	1347	1326	-1.5
SG9	2006/02/22	CNR	XM	WH600	6	00:24	162.73	1335	1333	-0.2
SG10	2006/02/27	CNR	NJ	WH600	6	00:16	162.19	510	508	-0.3
SG11	2006/03/10	CNR	XM	WH600	6	00:19	162.62	1352	1347	-0.3
SG12	2006/03/13	CNR	NJ	WH600	6	00:14	162.94	1580	1585	0.3
SG13	2006/03/15	CNR	NJ	WH600	6	00:26	163.16	1768	1744	-1.4
SG14	2006/03/17	CNR	NJ	WH600	6	00:18	163.21	1787	1740	-2.6
SG15	2006/03/23	CNR	NJ	WH600	6	00:21	162.09	692	690	-0.3
SG16	2006/03/27	CNR	NJ	WH600	7	00:32	162.44	1035	1029	-0.6
SG17	2006/04/03	CNR	NJ	WH600	7	00:19	162.81	1552	1565	0.8
SG18	2006/05/03	CNR	NJ	WH600	6	01:00	162.06	262	263	0.5

Table 1. Resume of the aDcp gauging dataset.

For the present study, 18 reference series of aDcp crossings (Table 1) were selected according to the following criteria:

- the selected crossings must belong to the same gauging campaign (same day);
- they must have been acquired by the same operator and with the same device;
- hydraulic conditions must have remained stationary during the corresponding time span: the aDcp discharge, the H-aDcp mean velocity, the water level recorded by both the operator and the automatic gauge must show no significant variation;

- the crossings must give similar vessel tracks; in particular, distance MG [m] and course MG [deg.] must show dispersion coefficient lower than 3% and projected bathymetry profiles must be similar. (MG means computed from the begin/end ensemble positions for each crossing).

3 AVERAGING THE EXPERIMENTAL VELOCITY PROFILES

3.1 DATA POSITIONING

The bottom tracking data were used to derive aDcp East/North position relatively to the beginning point of each transect. Any drift in bottom tracking due to moving bed effects or compass error was checked, especially for high discharge values. But errors in return position (Distance MG after a turn and return across the section) were not significant.

All aDcp crossings began from or ended to the H-aDcp position in the right-side embankment, at a distance usually very close to 1m. This right shore distance was estimated by eye precisely (error lower than $\pm 0.25\text{m}$) from the vertical wall. The elevation of all aDcp data is referenced to the water level through the aDcp transducer depth. Then, for each crossing series, data elevation was derived in the French NGF elevation reference system from the vertical gauge water level. For each ensemble, the average bed elevation from the four beam measurements is considered.

3.2 DATA AVERAGING

For each series, positioned 3D velocity and bathymetry data are normally projected onto a vertical averaging plane defined by the average course MG [deg.]. In this plane averaging node positions (Fig. 3) are defined to match the H-aDcp sampling positions (every 4m from 6m to 94m from right bank) and the aDcp measured domain (every 0.4m from the top bin elevation to the side-lobe line, i.e. 6% of water height above the averaged bed level).

The averaged bathymetry is computed as the Inverse Distance Weighted (IDW) average of all neighbouring data within 2m. The IDW average of the closest N_i velocity data in a user-defined search surface is affected to each grid node. Here the search surface is a 0.8m-high 2m-wide rectangle. If there are less than N_i velocity data in the search surface, the IDW average is not computed.

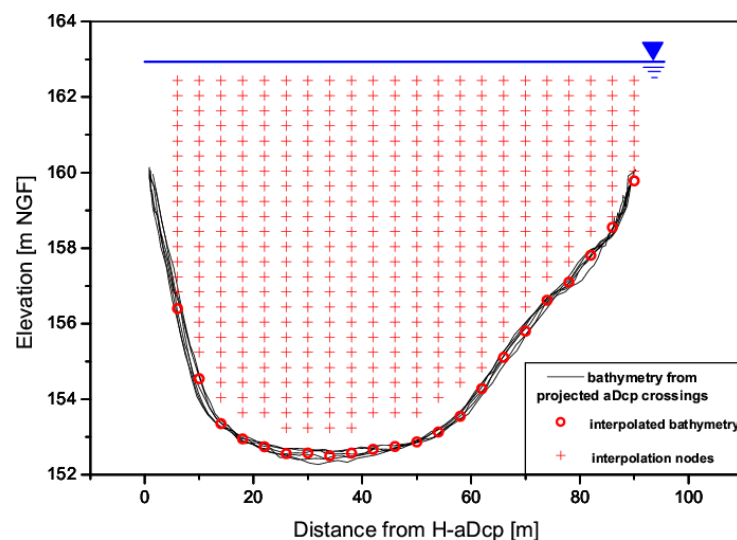


Fig. 3 - Averaging grid for the SG12 aDcp campaign.

The sensitivity of the user-defined averaging parameter N_i was tested. Due to the present

data spatial density, for N_i greater than 32 the average velocity cannot be computed at a significant number of grid nodes. Fig. 4 shows the effect of increasing N_i on three typical averaged velocity profile. The number of averaged neighbouring data was set to 1, 2, 4, 8, 12, 16 and 32. For low N_i (1, 2, 4), the averaged profiles are close to the raw “instantaneous” aDcp profiles and appear quite distorted. For N_i large enough (16, 24, 32), the averaged profiles are in very close agreement (the velocity error is typically less than 5%). Consequently N_i was set to 32 for the present study case.

The resulting profiles are quite smooth as expected for correctly time-averaged velocity profiles. It is important to notice that in the IDW average process used here both ensemble and spatial averaging are performed. Ensemble averaging allows to reduce velocity data dispersion due to turbulence-induced time-fluctuations as well as the Doppler noise linked to the aDcp technology. As velocity data dispersion appeared limited and as search surfaces were quite large, an IDW average procedure was chosen in order to select the averaging data spatially.

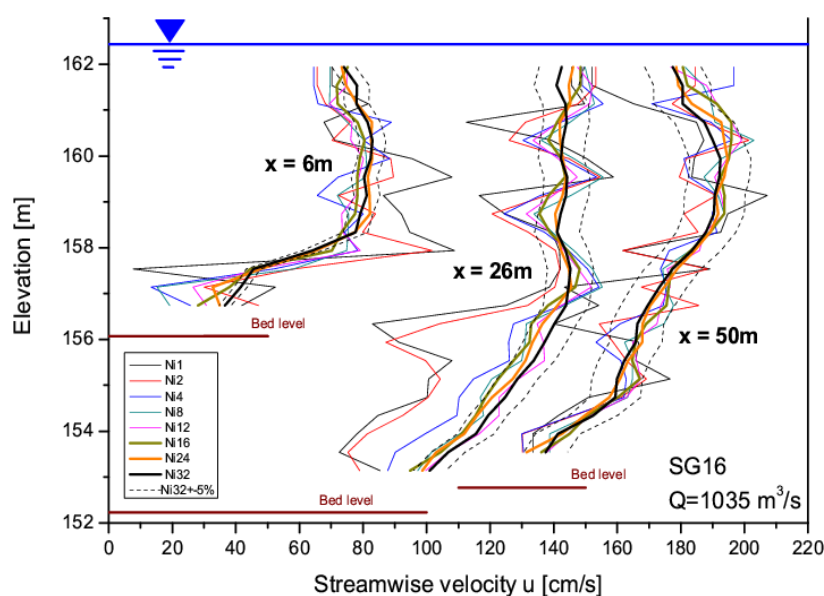


Fig. 4 - Sensitivity test on the number of averaging neighbours.

3.3 DEPTH-INTEGRATED VELOCITY

For each vertical profile, the reference depth-integrated velocity $\langle u \rangle_{ref}$ is computed using the WinRiver1.06 procedure with the CNR parameters actually used in the aDcp discharge assessment. The unit discharge is the sum of discharges across vertical bins centered on each grid node, plus discharge estimates for near-surface and near-bed unexplored zones. The top discharge estimate is a constant extrapolation, the bed discharge estimate is fitted with a one-sixth power law (WinRiver User’s Guide 2003). Then the depth-integrated velocity is the unit discharge divided by the water depth. Fig. 5 gives a typical horizontal view of the raw and averaged depth-integrated velocities obtained from successive aDcp crossings.

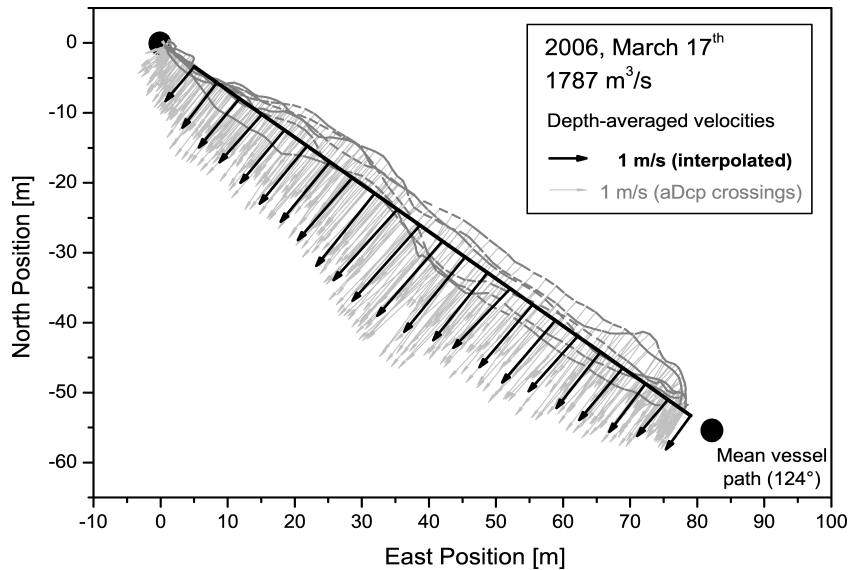


Fig. 5 - Depth-averaged velocity patterns for the SG14 aDcp campaign.

The total discharge was computed as the sum of the normal component of these depth-integrated velocities multiplied by the space step (4 m), all across the averaging transect heading. Edge discharges were estimated using the classical USGS equation implemented in WinRiver1.06 (Simpson 2001).

As an evaluation of the aDcp post-processing procedure accuracy, the resulting averaged discharges (Q_{ref}) were compared with the means of the usual WinRiver1.06 discharges for each series of aDcp crossings (Q_{CNR} , §2.2). As can be checked in Table 1, the relative error (Q_{bias}) is low (typically lower than 1%) and the mean error over the 18 series is -0.3% . Consequently for the present study, the reference depth-integrated velocity will be $\langle u \rangle_{ref}$.

4. MODELLING THE VELOCITY PROFILES

4.1 INDIVIDUAL LOG FITS

The logarithmic law of the wall was first used to model the experimental velocity profiles. The log law is indeed the default law one would use in the absence of extra information on the reach hydrodynamic behaviour. Individual log fitting intends to give a reliable estimate of z_0 and an indication of how much of the perturbation profile we must introduce in the Van Rijn profile.

For each of the 414 experimental profiles (23 positions across the section for 18 discharge values), u was regressed on $\ln(z)$ to get the u^* and z_0 parameters of the log law. Fig. 6 shows a typical example of the resulting log fits (R^2 for the whole dataset: $\mu = 0.87$, $\sigma = 0.15$). The depth-integrated velocities computed from the log fits are in very good agreement with $\langle u \rangle_{ref}$ (error: $\mu = -0.07\%$, $\sigma = 1.14\%$). Considering the 249 most accurately fitted profiles ($R^2 > 0.9$), we can estimate the mean $\ln(h_0/z_0)$ ($\mu = 8.00$, $\sigma = 2.20$), which gives a mean z_0 of 0.0027m, for a mean h_0 of 8.09m.

However the log law does not seem to reproduce correctly the detailed shape of the experimental profiles. In particular the outer parts of the experimental profiles usually do not follow the log increase for $x > 0.8$ (Fig. 6).

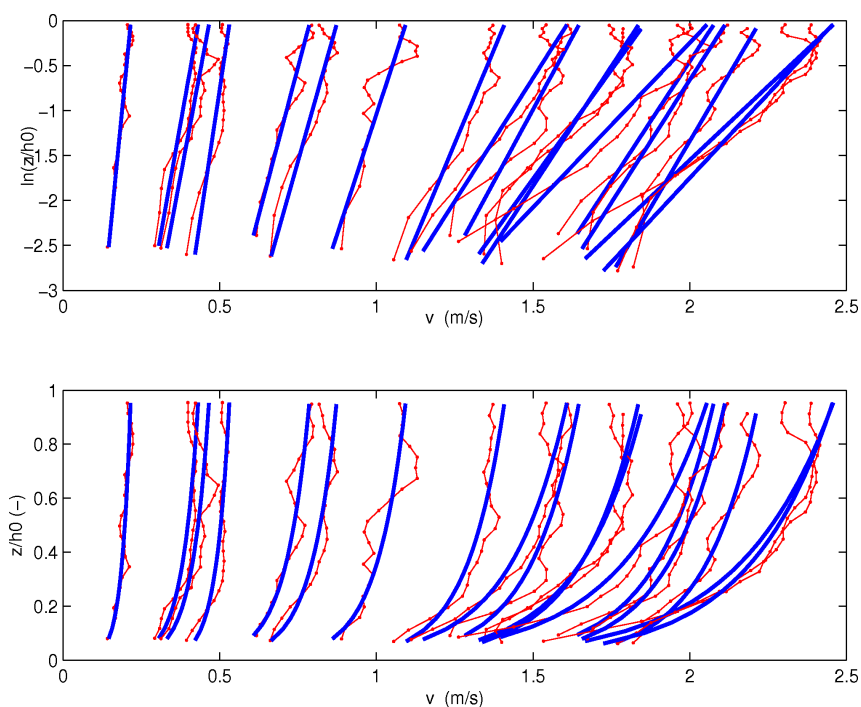


Fig. 6 - Experimental profiles (dotted lines) and log fits (smooth lines) for the 18 campaigns at 30m from the right bank

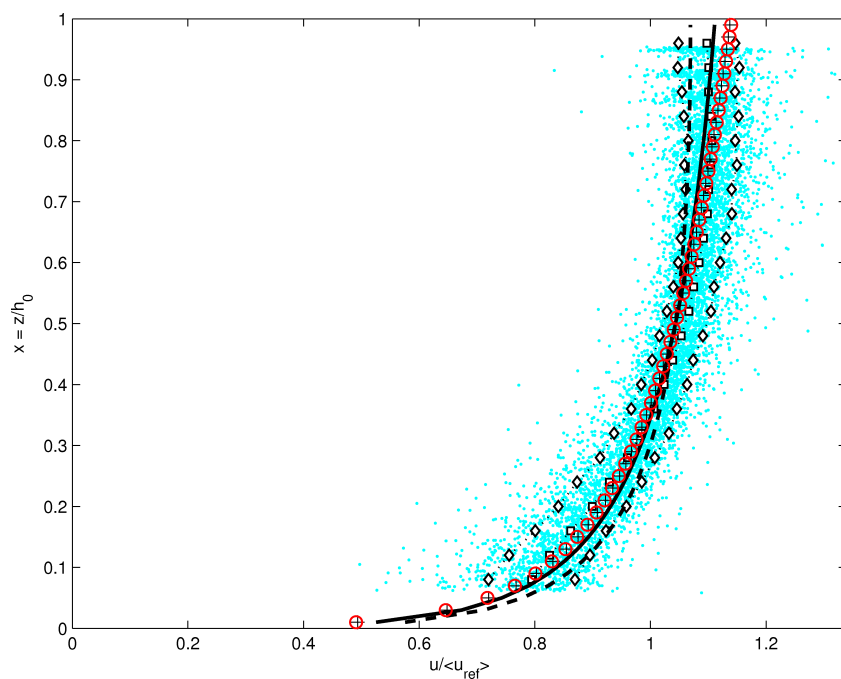


Fig. 7 - distribution of non-dimensional data for all positions and all campaigns
Average μ (squares), $\mu \pm \sigma$ (diamonds), log fit (circles) and Van Rijn's profiles for $A_1 = 0.12$ (crosses) ; 0 (solid line) ; 0 (dashed line).

4.2 THE EXPERIMENTAL UNIT PROFILE

To define an experimental unit profile that could be used for discharge monitoring, all the 414 experimental profiles were made non-dimensional ($x = z / h_0$, $u' = u / \langle u \rangle_{ref}$). Fig. 7 shows the resulting non-dimensional data cloud. The experimental average and standard deviation of u' were computed in 0.04-high vertical bins and the μ and $\mu \pm \sigma$ velocity profiles are also plotted. σ increases near the bed and the free-surface but it is lower than 0.08 all over the water depth and lower than 0.05 for $0.25 < x < 0.90$. The index velocities usually used to infer $\langle u \rangle_{ref}$ were also analysed: $u'_{0.4}$ ($\mu = 1.01$; $\sigma = 0.04$), $(u'_{0.2} + u'_{0.8})/2$ ($\mu = 1.004$; $\sigma = 0.02$), u'_{1} ($\mu = 1.10$; $\sigma = 0.05$). The last value leads to an experimental surface coefficient $\alpha = 0.91 \pm 0.04$, which is significantly higher than the 0.85 value usually considered by default ($\alpha = \langle u \rangle_{ref} / u_1 = 1 / u'_1$).

A log profile was fitted by linear regression of the whole data cloud (Fig. 7). It is very close (within 0.02) to the mean experimental profile up to $x = 0.85$ but it significantly overestimates the outer flow where the experimental velocity remains constant. Consequently it leads to an underestimated surface coefficient ($\alpha_{log} = 0.88$). The fitted log profile is unit ($\langle u_{log} \rangle = 1.000$) and $\ln(h_0 / z_0) = 8.08$. As already expected from the individual log fits (§4.1), z_0 can be taken equal to 0.0025m.

The effect of regressing only the data below a given x_{max} was tested (Table 2). For $0.5 < x_{max} < 1$, the results are equivalent. For $x_{max} < 0.5$, $\langle u_{log} \rangle$ is significantly lower than 1 and velocities at elevations above x_{max} are unacceptably underestimated. For no physical reason, α_{log} gets closer to the experimental value (0.91) for $x_{max} < 0.2$.

x_max	$\langle u \rangle_{log}$	z0	alpha
1.00	1.000	2.5E-03	0.88
0.85	1.009	3.6E-03	0.87
0.70	1.007	4.4E-03	0.87
0.50	1.005	4.1E-03	0.87
0.30	0.984	1.6E-03	0.88
0.20	0.880	2.2E-04	0.90
0.15	0.910	1.5E-05	0.92

Table 2 – Results of log fitting all the non-dimensional data below x_{max} .

So, z_0 is set to 0.0025 for all the profile fits and the A_1 parameter can be tuned in order to fit a Van Rijn's profile (eq. 2) made non-dimensional, i.e. divided by the corresponding depth-integrated velocity $\langle u_x \rangle$:

$$\frac{\langle u_x \rangle}{u_1} = A_1 \cdot \left[-1 + \ln \left(\frac{h_0}{z_0} \right) \right] + \left[1 - A_1 \ln \left(\frac{h_0}{z_0} \right) \right] \cdot \left[\frac{3t + 1}{2t^2 + 3t + 1} \right] \quad (3)$$

$A_1 = 1 / \ln(h_0 / z_0) = 0.12$ (from the log fit parameters) reproduces almost exactly the unit log fit as expected. A better fit over the whole water depth is obtained with $A_1 = 0.075$. However it can be noticed that the resulting unit profile slightly overestimates the lower part of the experimental profile. The pure perturbation profile ($A_1 = 0$) is also shown in Fig. 7.

4.3 SIMULATED PROFILES FOR DISCHARGE ESTIMATE

In previous sections 4.1 and 4.2, velocity profiles acquired by aDcp campaigns were analyzed to calibrate the (A_1 , z_0) parameters defining the non-dimensional theoretical profile. Now the accuracy of the discharge computation method used by the H-aDcp system is tested for several sets of profile parameters: the discharge computation method is applied to aDcp

velocities corresponding to H-aDcp sampling locations across the section, and resulting fitted profiles and discharge values are compared to those given by the complete aDcp velocity measurements from the same aDcp campaign. The comparison of simultaneous aDcp and H-aDcp velocity measurements at the same sampling locations has been performed but it is not presented in this paper which focuses on the calibration and accuracy of theoretical profiles for H-aDcp discharge computation. Of course, errors and uncertainties associated with H-aDcp velocities measurements, not considered here, should also be investigated to evaluate the accuracy of the H-aDcp system.

The Saint-Georges H-aDcp is fixed in the right-side embankment at elevation $zH = 160.00$ m NGF with a constant pitch angle of -0.58° (Pierrefeu 2006). Consequently it samples u_{xH} with xH ranging from 0 to 0.78 ($\mu = 0.60$) according to the encountered water depth across the section for the investigated hydraulic conditions in this study. To compute the discharge, simulated Van Rijn's profiles are dilated to verify $u_x = u_{xH}$ in each bin across the section. Then the total discharge – included the edge estimates – is computed following the same procedure as for Q_{ref} (cf. § 3.3). In particular, once the profile simulated from the measured velocity magnitude, the angle of the measured velocity is taken into account for the discharge computation, like in the software VISEA-H used for the Saint-Georges H-aDcp.

The profile simulation was tested for $A_1 = 0.12$ (pure log) ; $A_1 = 0.075$ (tuned) ; $A_1 = 0$ (pure perturbation). The simulation quality was evaluated from the experimental profiles through three criteria: quality of fit (R^2), depth-integrated velocity error (u_{error}), total discharge error (Q_{error}). The results are gathered in Table 3. Two H-aDcp elevation values other than the real one (161.5 and 158.5 m NGF) have also been simulated. Then xH ranges from 0.19 to 0.93 ($\mu = 0.79$), and from 0 to 0.65 ($\mu = 0.42$).

zH [m NGF]	160.00			161.50			158.50			
A_1	0.12	0.075	0	0.12	0.075	0	0.12	0.075	0	
R^2	mean	0.87	0.88	0.87	0.87	0.87	0.87	0.88	0.87	
	st-dev.	0.15	0.14	0.13	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	
u_{error} [%]	mean	0.7	3.2	7.3	-0.8	1.6	5.6	0.3	2.8	6.8
	st-dev.	4.3	4.5	4.6	4.7	4.8	5.0	5.0	5.1	5.3
Q_{error} [%]	+0.2	+2.7	+6.7	-1.1	+1.3	+5.3	-1.0	+1.4	+5.4	

Table 3 – Evaluation of the profile simulation by Van Rijn's profiles.

According to this evaluation, the pure log and the tuned profile appear to give very satisfying discharge estimates (within 3%) and even the pure perturbation profile gives correct results for hydrometric purpose but with a positive bias around 5%. Indeed, simulated pure perturbation profiles from measured velocities with $x > 0.6$ must be significantly overestimated over the whole depth, as can be deduced from the shape of the unit profile (Fig. 7). The correlation coefficient R^2 may not be sensitive enough to test the simulation quality. Even if some left-side profiles cannot be simulated for $zH = 158.5$ m, the impact of varying zH does not seem to be significant here.

5 CONCLUSIONS

A methodology for establishing experimental velocity profiles from 18 series of aDcp crossings performed at the CNR Saint-Georges gauging station was defined and carried out. For each of the 414 resulting profiles, a reference depth-integrated velocity was computed following the WinRiver1.06 software method. The 18 reference discharges are very close to

the corresponding mean aDcp discharges.

The whole dataset of non-dimensional profiles can be represented quite accurately by a unit Van Rijn's profile with fixed A_1 and z_0 parameters. Then we established that the profiles simulated from the velocity measured at the H-aDcp sampling elevation produce discharge estimates affected by acceptable biases. Another useful result for non-contact discharge monitoring methods (LS-PIV, radar) is the experimental estimate of the site-specific surface velocity coefficient α . The dispersion coefficient estimates provide helpful elements for further uncertainty assessments.

Testing the consistency of a unique unit modelling profile appears useful for each considered river section. The cross-section considered here is influenced by backwater effects from downstream dams. Consequently the flow is usually non-uniform but the river reach is quite straight and the section shape is canonical. When aDcp crossings are available, the same methodology can be applied to more challenging situations as regards vertical profile fitting (bend flow, irregular bed, overbank flow, active sediment transport, severely unsteady flow).

ACKNOWLEDGEMENTS

The operators who produced all the data and information used in this study are gratefully acknowledged, especially X. Martin (CNR) and P. Roger (*Cemagref*).

REFERENCES

- Astrade, L. (1998), La Saône en crue : dynamique d'un hydrosystème anthropisé, *La Houille Blanche*, 1, 13-17.
- Coles, D. (1956), The law of the wake in the turbulent boundary layer, *Journal of Fluid Mechanics* 1: 191-226.
- Costa, J., R. Cheng, et al. (2006), Use of radars to monitor stream discharge by noncontact methods, *Water Resources Research* 42(7): 14 p.
- Creutin, J. D., M. Muste, et al. (2003), River gauging using PIV techniques: a proof of concept experiment on the Iowa river, *Journal of Hydrology* 277: 182-194.
- Pierrefeu, G. (2006), Monitoring the Saône river discharge in Lyon by H-ADCP, in *TRDI "ADCPS in Action"*, Cannes, France.
- Simpson, M. R. (2001), Discharge measurements using a broad-band acoustic Doppler current profiler. Sacramento, California, USGS: 123 p.
- Van Rijn, L. (1986), Mathematical modeling of suspended sediment in non uniform flows, *Journal of Hydraulic Engineering* 112(6): 433-455.
- WISEA-H Manual (2003), *Version 2.xx*, Aqua Vision BV, The Netherlands.
- WinRiver User's Guide (2003), *International Version (January 2003)*, RD Instruments, USA.

B

Cavités latérales : comparaison d'un cas de terrain et d'un cas de laboratoire

LE COZ, J., BREVIS, W., NIÑO, Y., PAQUIER, A. ET RIVIÈRE, N. (2006a).

Open-channel side-cavities : A comparison of field and flume experiments.

In River Flow 2006, volume 1, pages 145-152, Lisbon, Portugal.

Open-channel side-cavities: a comparison of field and flume experiments

J. Le Coz¹, W. Brevis², Y. Niño², A. Paquier¹, N. Rivière³

¹*Cemagref, Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique,
3 bis quai Chauveau, CP 220 F-69336, Lyon Cedex 09, FRANCE*

²*Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil,
Av. Blanco Encalada 2002 3er Piso, Santiago, CHILE*

³*LMFA (CNRS UMR 5509), INSA Lyon,
Bât. Jacquard, 20 av. Einstein, 69621 Villeurbanne Cedex, FRANCE*

Side-cavities are common along natural and channelized rivers. In this paper, results of flume experiments in a rectangular side-cavity (length to width ratio $L/W = 2$) are compared with field observations of a similar, though topographically more complex, dead zone. The main flow in the flume was kept steady, sub-critical ($Fr = 0.36$) and turbulent ($Re = 3.9 \times 10^4$). Field measurements were performed during small floods with contrasted discharges. In the river main flow, the Froude number was about 0.5 and the Reynolds number about 2×10^6 . In the laboratory, flow structure was investigated at three different depth levels within the side-cavity, by means of PTV (Particle Tracking Velocimetry). In situ, flow dynamics features were explored by acoustic Doppler current profiler (aDcp) and video analysis (LS-PIV). Both experimental and field cases show similar mean flow patterns. Flume experiments offer a detailed view of a two-gyre system: a primary gyre takes up three quarters of the cavity area while a secondary contra-rotating gyre occupies the upstream inner corner of the side-cavity. In the field case, the primary gyre also develops, in close connection with morphological patterns. The secondary gyre, atrophied and non-persistent, is replaced by non-eroded materials that fill in the upper corner of the cavity.

1 SIDE-CAVITIES ALONG RIVERS

Side-cavities or embayments are common along natural and channelized rivers. The physical knowledge of the flow structure developing in these so-called dead zones is important from an environmental point of view. It can also help engineers design hydraulic structures such as groin fields and spur dykes.

Very few detailed field investigations of open-channel flow in side-cavities have been reported (cf. e.g. Sukhodolov et al. (2002), Sukhodolov et al. (2004)). Various flume studies (Kimura and Hosoda 1997; Uijtewaal et al. 2001; Muto et al. 2000b; Langendoen et al. 1994; Nezu and Onitsuka 2002) have stressed the determination of flow patterns by the length to width ratio L/W of the side-cavity: a stable one-gyre system for $L/W \approx 1$, an unstable two-gyre system else. Mass exchange appears to be mainly caused by intermittent inflows driven by shear instabilities at the interface (Kimura and Hosoda 1997; Uijtewaal et al. 2001; Muto et al. 2000b).

In this paper, results of flume experiments in a rectangular side-cavity ($L/W = 2$) are compared with field observations of a similar, though topographically more complex, dead zone. The natural side-cavity corresponds to the junction between a river and the downstream part of a cut-off meander.

2 FLOW PATTERNS IN AN EXPERIMENTAL SIDE-CAVITY

2.1 *Experimental set-up*

Experiments were conducted at the University of Chile, in a 1,200 cm long, 20 cm wide, 30 cm deep flume with a longitudinal slope of 0.001. The side-cavity was located 300 cm upstream from the end of the flume. A schematic representation of the experimental set-up can be seen in Fig. 1. Hydraulic conditions for the experiments, depth (H), flow (Q), mean velocity (U), hydraulic radius (R_h), Reynolds number ($Re = UH/\nu$), and Froude number ($Fr = U/\sqrt{gH}$) are summarized in Table 1.

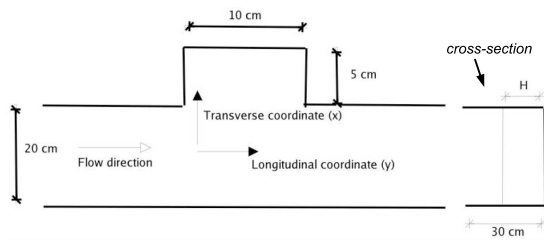


Figure 1. Experimental set-up schematic representation

H [cm]	Q [cm ³ /s]	U [cm/s]	R _h [cm]	Re	Fr
10.7	7,800	36.4	5.17	3.9×10^4	0.36

Table 1. Experimental hydraulic conditions.

The cavity was 10 cm long (L) and 5 cm wide (W) and consequently the aspect ratio was $L/W=2$. This configuration was chosen because it is more similar to dead zones in rivers than deep cavities. For instance, it shows some aspects of the flow between river groins, which is interesting from a river engineering point of view (Weitbrecht et al. 2002; Uijttewaal et al. 2001). This kind of cavities (aspect ratio 2) presents a higher mass exchange than cavities with aspect ratios close to 1. The exchange process is dominated by several instabilities in comparison with deep cavities where mass exchange is governed by the main gyre (Shankar and Deshpande 2000).

The implemented PTV-System was composed by a 400 MW two-colour laser beam and by a 30 Hz digital camera. Acrylic particles were used. PTV was employed due to the sensitivity of the cavity flow structure to external perturbations. This phenomenon was observed by Nezu et al. (2005) in a rectangular cavity with the same aspect ratio of 2. This made the use of an acoustic Doppler velocimeter (aDv) inside the cavity unsuitable, so this sensor was employed only for measurements in the channel and at the interface between the main flow and the cavity.

2.2 Particle Tracking Velocimetry (PTV)

This method was implemented in Matlab for flow structure determination. The main characteristics of PTV is that information can be obtained from each particle in the flow, which constitutes a clear difference with Particle Image Velocimetry (PIV) where information is averaged over a group of particles. PTV provides velocity samples along particle trajectories, i.e. in a Lagrangian frame of reference. Thus it differs from PIV by the fact velocity is measured at random locations instead of over a regular grid (Cenedese and Querzoli 1997). Flow

field determination was obtained by application of a dynamic, binary, spatial cross-correlation analysis between two sequential images, according to an algorithm proposed by Hassan et al. (1992). From the random distribution of samples the velocity field over a regular grid can be obtained by interpolation. Following the results obtained by David et al. (2002), the *Inverse Distance Weighting Method* with a Gaussian adaptive window was used for velocity interpolation. As a conclusion the authors point out that this method gives reliable results for strong velocity gradients. The implemented algorithm was tested on synthetic data obtained by a computational implementation of inviscid flow around a cylinder (Hassan et al. 1992) using standard images provided by the Visualization Society of Japan. Spurious vectors (less than 10%) were eliminated thanks to correlation and direction-magnitude filters.

Musalem (1999) from dimensional analysis and Valdes (1995) from error propagation in the PTV method concluded that errors in velocity and vorticity measurements are about 15% and 20% respectively. To reduce errors the threshold level for light intensity in video images must be chosen carefully and particle density must be high. The three measurements reported here were performed for the same hydraulic conditions by recording 1,000 pairs of frames for planes at 20, 60 and 100 mm over channel bottom.

2.3 Flow Structure

2.3.1 Velocity field

Velocity fields averaged over each image time-series are presented in Fig. 2, 3 and 4, for three different cavity depth levels. The origin of coordinates is the upstream cavity corner. As in previous results obtained by Weitbrecht and Jirka (2001) and Uijttewaal et al. (2001) for river groins and Muto et al. (2000a) for river embayment, it is possible to identify a two-gyre system. The main gyre (anticlockwise rotation), which occupies three fourths of the cavity area, is driven by the main channel flow and the secondary gyre (clockwise rotation) is driven by the primary gyre. The primary gyre core (velocity nearly zero) does not change its position at the three levels and it is also possible to recognize a high velocity zone at the interface between both gyres. The low velocity region is maximum at elevation 20 mm. In general, velocity magnitude does not suffer important changes with depth and the maximum magnitude is at most 6 times lower than the main channel mean velocity. From vector fields, the main inflow zone in the cavity can be identified and is located at the downstream corner for all three elevations.

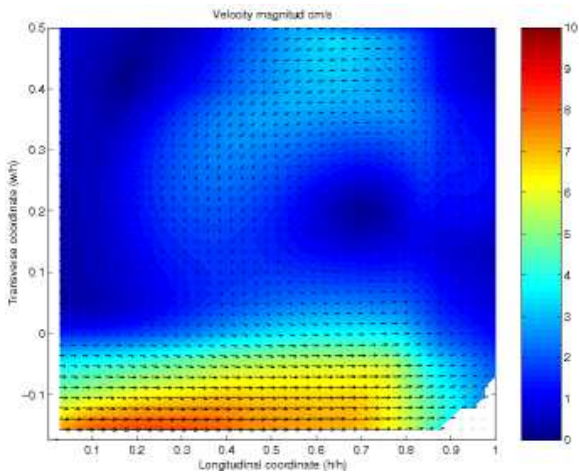


Figure 2. Time-averaged velocity field (100 mm)

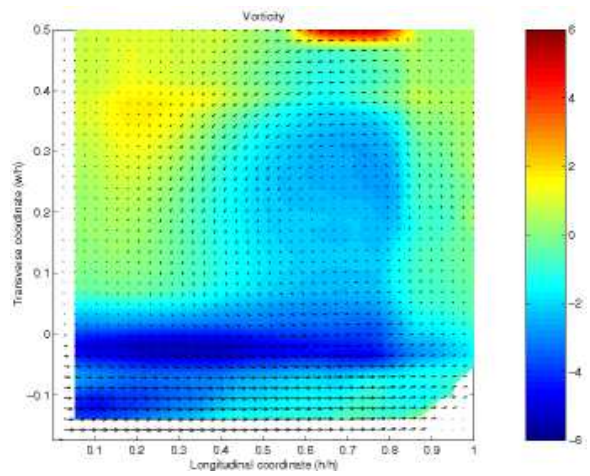


Figure 5. Time-averaged vorticity contours (100 mm)

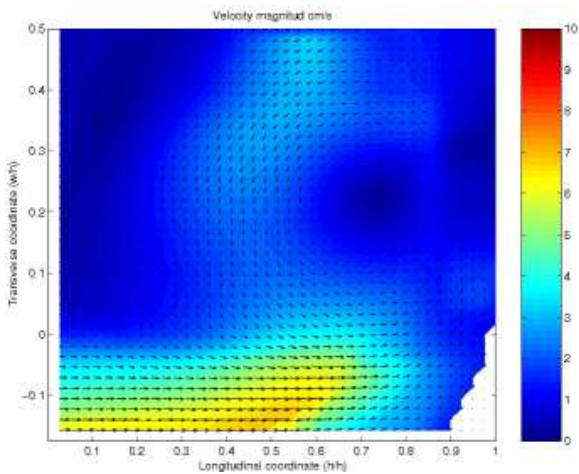


Figure 3. Time-averaged velocity field (60 mm)

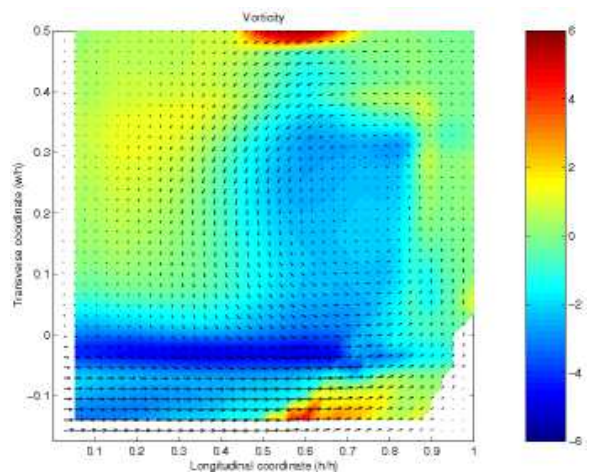


Figure 6. Time-averaged vorticity contours (60 mm)

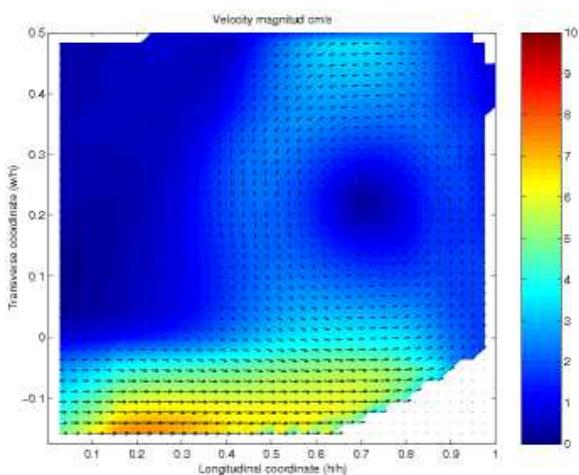


Figure 4. Time-averaged velocity field (20 mm)

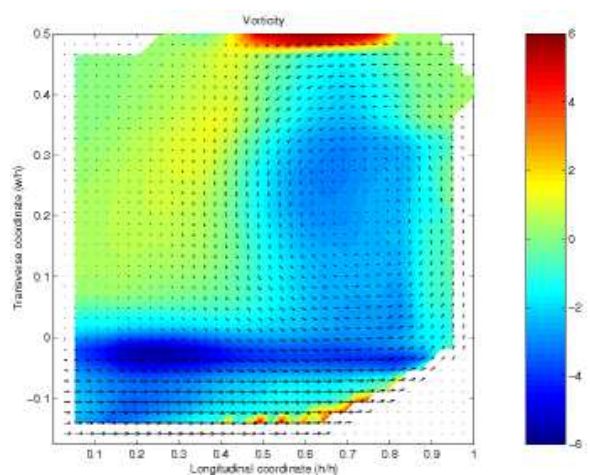


Figure 7. Time-averaged vorticity contours (20 mm)

2.3.2 Vorticity

Vorticity fields are shown in Fig. 5, 6, and 7. A comparison between the three levels suggests that the main change in vorticity occurs in the low velocity region (upstream zone). A displacement of the maximum vorticity area towards the interface is observed as the bottom of the cavity is approached. Besides, there is a zone of high vorticity produced by shear between the cavity and the main channel flow, and another one between the primary gyre and the wall. This is mainly due to the high velocity gradient produced by the high velocity zone, described above.

2.3.3 Streamlines

The streamlines (Fig. 8, 9, 10) show that there is an evolution of the secondary gyre with depth. The secondary gyre even disappears at elevation 20 mm. The primary gyre slightly changes its size with depth and allows structure changes in the low velocity region. It can be noticed that one part of the main gyre is located outside the cavity.

2.3.4 Streaklines

Fig. 11, 12, 13 show a long time exposure sequence of video images that was obtained by superposition of frames taken from PTV measurements at the same cavity depth level, near the free surface. These pictures show that results obtained by PTV are in agreement with the movement of seeded particles in the cavity. The primary gyre and the secondary gyre as well as the internal shear region between both gyres can be clearly observed.

From image analysis it was possible to detect a displacement of both gyres over time. An important effect of this is the perturbation of the shear layer by the main gyre and a consequent increase of the shear layer instability. This process affects the size of billows allowing a more intense mass exchange from channel to cavity. In Fig. 12 some particles are leaving the cavity in the middle part of the cavity-channel interface, in the outflow region.

Another important observation is the direction of particles coming from the interface between gyres: one part of the particles goes to the secondary gyre, one part to the region close to the upstream corner and the rest remains inside the main gyre or leaves the cavity.

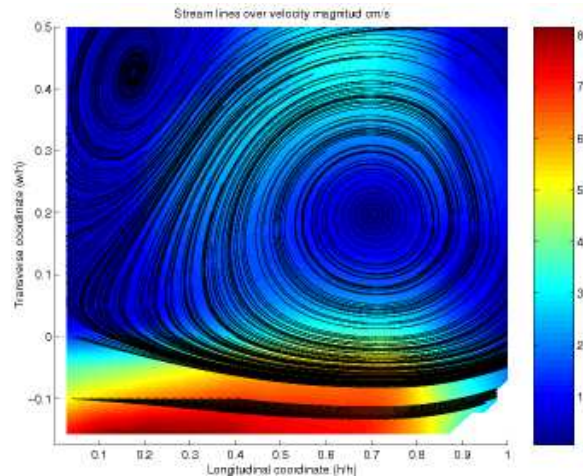


Figure 8. Streamlines over mean velocity (100 mm)

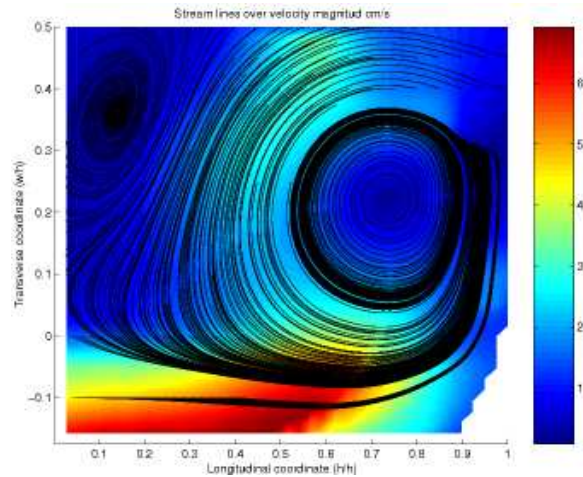


Figure 9. Streamlines over mean velocity (60 mm)

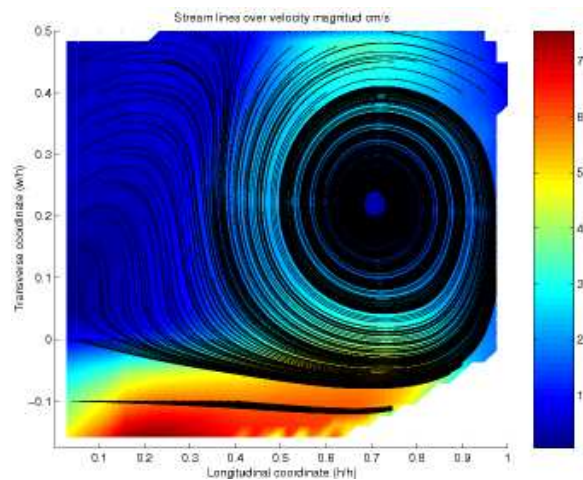


Figure 10. Streamlines over mean velocity (20 mm)

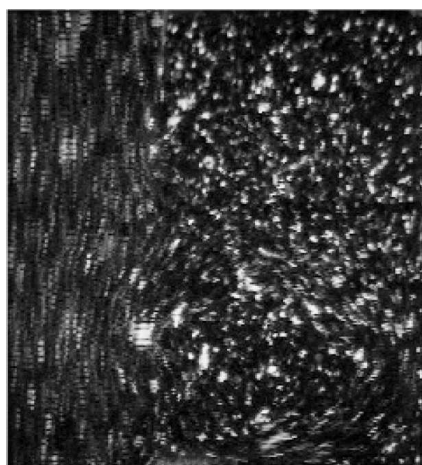


Figure 11. Instantaneous particle position at 100mm (t=0 s)

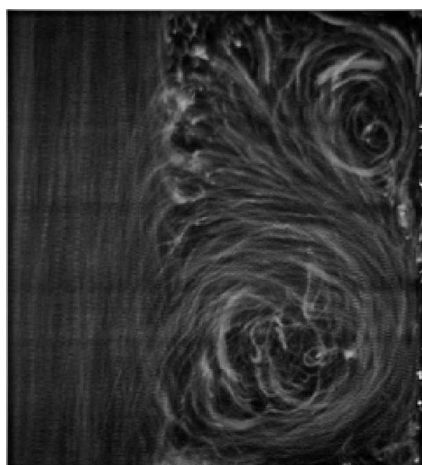


Figure 12. Streaklines at 100mm (t=0.33 s)



Figure 13. Streaklines at 100mm (t=1.33 s)

3 FLOW PATTERNS IN A NATURAL SIDE-CAVITY

3.1 Real case geometry

The field study area is located at the junction of the Ain river, South Eastern France, and one of its former channels. The “Port-Galand” abandoned channel was a slightly sinuous meander that was artificially cut off in 1964 to protect a bridge. In the vicinity of the abandoned channel’s mouth, the river reach between two natural sills is quite straight, with one riffle upstream and the other just downstream the study area. The local gradient is estimated to be 0.4% and the median grain size to $d_{50}=0.021$ m with low dispersion: $S = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} = 1.7$ (Rollet 2002).

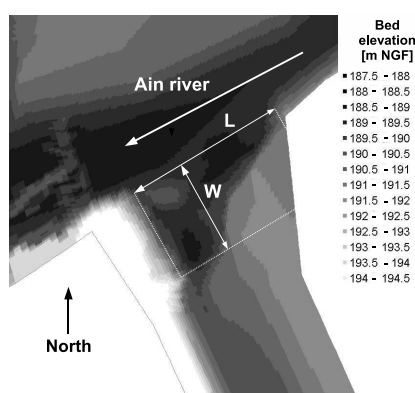


Figure 14. Topographic view of the natural side-cavity

The left bank of the abandoned channel is made of a rip-rap embankment, while the right bank is made of erodible though vegetalized alluvial deposits. The junction angle is close to 90° (Fig. 14), so that the flow area of interest can be likened to a roughly rectangular side-cavity of length $L \approx 55$ m and width $W \approx 30$ m (aspect ratio $L/W \approx 1.8$, close to that of the flume case).

The particular shape of this natural side-cavity (Fig. 15) stems from:

- the primary morphology of the former river channel;
- the left-side straight unerodible embankment (with a small apex visible on Fig. 14);
- the erosion of the right bank like an upstream pointing triangle;
- the remaining part of the right bank materials, occupying the upper outer corner of the equivalent rectangle.

Furthermore the bottom of the cavity is not flat, mainly because of a central gravel-bar deposit. In spite of a sand deposit partly closing its outer side,

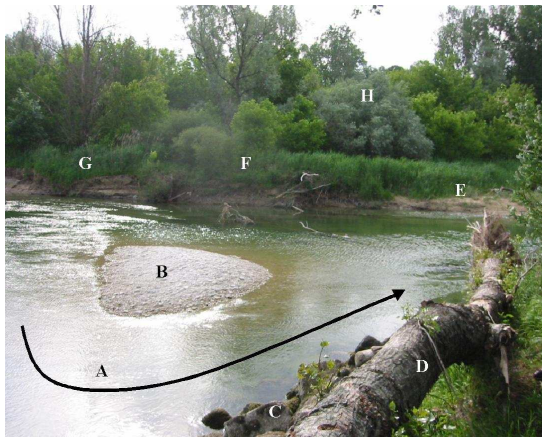


Figure 15. Low-water view of the natural side-cavity Recirculating flow from the Ain river (A); central gravel-bar (B); end of the rip-rap embankment (C); dead tree transported by the last flood (D); sand deposit (E); non-eroded right-bank materials (F); bank erosion (G); trees growing on the abandoned point-bar (H)

the cavity is directly connected to a series of elongated oxbow-lakes, where waters are quite still and suspended sediments can settle down.

3.2 Flow conditions

In early 2005, four campaigns of in situ hydrodynamical measurements were carried out: acoustic Doppler current profiler (aDcp) and Large-Scale PIV (LS-PIV) data were acquired and post-processed. The observed velocity fields in the natural side-cavity were compared with 2Dh hydrodynamical modelling outputs (*Cemagref* RUBAR20 code). Further details can be found in Le Coz et al. (2006).

River discharge estimates were provided by the local gauging station by courtesy of the Compagnie Nationale du Rhône (CNR). The pressure gauge is located at the very end of the rip-rap embankment.

As no measurement was performed in the river main flow itself, a 1D hydrodynamic model (*Cemagref* MAGE6 code) was calibrated and used to estimate hydraulic parameters for the four campaigns (cf. Table 2). Upstream boundary condition consisted of discharge time series from the “Pont-de-Chazey” gauging station (DIREN Rhône-Alpes) located 15 km upstream the study site. The experimental rating curve of “Port-Galand” gauging station (CNR) was used as a downstream boundary condition. The model was calibrated against water level series from two *Cemagref* pressure gauges located between “Pont-de-Chazey” and “Port-Galand” gauging stations.

Campaigns Dates	aDcp1 050304	LS-PIV1 050214	LS-PIV2 050408	aDcp2 050425
Q [m^3/s]	200	325	365	650
U [m/s]	1.42	1.60	1.63	1.79
R_h [m]	1.06	1.06	1.11	1.68
Fr	0.44	0.50	0.49	0.44
Re ($\times 10^6$)	1.51	1.69	1.81	3.00

Table 2. Hydraulic conditions during measurement campaigns from 1D simulation (Q river discharge, U mean velocity, R_h hydraulic radius, Fr Froude number, Re Reynolds number)

From these simulated results (cf. Table 2), it can be confirmed that close to the study area, the river flow was sub-critical ($Fr \approx 0.5$) and highly turbulent ($Re \approx 2 \times 10^6$).

The reliability of these estimates was checked by analysing an aDcp transect acquired by the CNR on 1998, September 14th, about 100 metres upstream from the study site. Hydraulic condition parameters were: $Q=290 m^3/s$, $U=1.32 m/s$, $R_h=1.49 m$, $Fr=0.34$ and $Re=1.97 \times 10^6$. These estimates from experimental aDcp data have the same order of magnitude as 1D-modelling outputs (Table 2). Discrepancies may be explained by differences between the aDcp transect section in 1998 and the interpolated computational geometry from a 2004 topographic survey.

As reported in Le Coz et al. (2006), river discharge time series recorded during each measurement campaign show various trends. In particular, the aDcp1 campaign was performed during fairly steady conditions (mean discharge $Q=200 m^3/s$, $+0.5\%$ of Q per hour), whereas the aDcp2 campaign was performed during the end of the rising limb of a $700 m^3/s$ flood (mean discharge $Q=650 m^3/s$, $+3.5\%$ of Q per hour).

3.3 Horizontal flow patterns

All over the investigated range of discharge values – from $200 m^3/s$ to $650 m^3/s$ – the observed mean velocity field organizes according to a clear persistent one-gyre system (cf. Fig. 16 and Le Coz et al. (2006)). A large recirculating flow occupies almost the whole side-cavity, rotating around a central gravel-bar deposit corresponding to low velocities. This primary gyre is distorted as it skirts round the gravel-bar’s long apex that points towards the entrance of the oxbow-lake. Velocity intensities in the gyre are close to $0.5-0.8 m/s$ i.e. about 3 times lower than typical velocities in the main channel.

Averaged velocity fields from March, 4th (aDcp1) and April, 25th (aDcp2) campaigns show quite different patterns (Fig. 16). For aDcp2, the primary gyre is more distorted towards the first oxbow-lake of the abandoned channel. “Input” velocities seem much

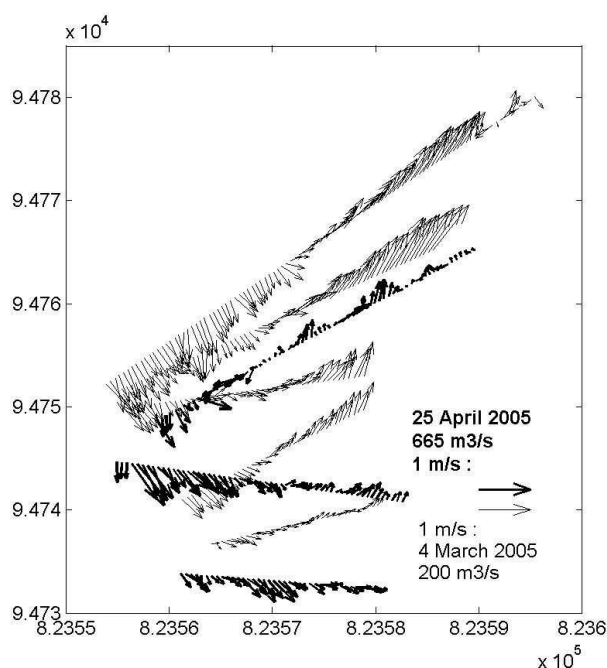


Figure 16. Depth-averaged velocities from interpolated aDcp data. *Equal East and North coordinates in metres*

stronger than “output” ones. Computed discharges from aDcp data are clearly negative, with several m^3/s entering the former channel. This can be explained by severely unsteady conditions due to the several hour rising limb of the flood preceding and including the campaign time span. For aDcp1, input and output velocity intensities are quite balanced and the mean recirculating flow does not seem to enter the oxbowlake. The computed mean discharges through the 5 aDcp1 transects are quite close to 0 ($|Q| < 1 m^3/s$) as expected for stationary river discharge conditions. Therefore aDcp1 mean velocity patterns should be considered a reference to be compared with patterns observed in the flume case.

However aDcp instantaneous velocity fields can be quite different from averaged ones (cf. Le Coz et al. (2006)). Non-interpolated data clearly show instabilities that can be compared with fluctuating flow patterns also reported in the experimental side-cavity. Unstable structures connected with intermittent engulfing inflows and water level oscillation were indeed observed in situ (Védie 2005). As a consequence, a secondary contra-rotating gyre intermittently forms in the upstream corner of the cavity (Le Coz et al. 2006). In comparison with the flume secondary gyre, this gyre is very small and degenerated but it causes a local bank erosion (G on Fig. 15).

4 CONCLUSIONS AND PERSPECTIVES

Mean horizontal flow patterns in open-channel side-cavities from flume and field experiments have been depicted and compared. In spite of differences in geometry and hydraulic conditions, the field case may be assimilated to the two-gyre flume case through a so-called “equivalent rectangle” postulate: by means of bank erosion processes, the geometry of the natural side-cavity tends towards a rectangular shape with $L/W \approx 2$ as a morphodynamical equilibrium.

Flume observations show that momentum is transferred from the main flow to the primary gyre through a first unstable mixing-layer, then from the primary gyre to the secondary gyre through a second unstable mixing-layer. What may occur in the field study case is that enough energy is given to the primary gyre to erode the right former-channel bank, but the secondary gyre is too weak to do so. Thus the resulting side-cavity shape would mainly stem from the shape of the primary gyre in the flume case.

From both scientific and engineering points of view, it would be interesting to check this postulate, especially in order to ensure the morphological stability of restored side-cavities. The investigation of different field cases – for instance with both banks erodible – and further flume observations – for instance with variable or erodible walls – would help.


5 ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the *Cemagref* and the University of Chile. Funding was provided by Région Rhône-Alpes, by the National (French) Hydrological Research Programme (ACI ECCO PNRH), by the FONDECYT Project N. 1040494 and the Scholarship Programme of the National (Chilean) Commission of Science and Technology Research, CONICYT. We are grateful to G. Dramais, A. Hauet, F. Védie, T. Pantel (CNR), G. Pierrefeu (CNR) and to the technical staff of the University of Chile for their precious support.

REFERENCES

- Cenedese, A. and G. Querzoli (1997). Lagrangian statistics and transilient matrix measurements by PTV in a convective boundary layer. *Measurement Science and Technology* 8(12), 1553–1561.
- David, L., A. Esnault, and D. Calluad (2002). Comparison of interpolation techniques for 2D and 3D velocimetry. *11th International Symposium on Application of Laser techniques to Fluid Mechanics, Lisboa, Portugal*.
- Hassan, Y., T. Blanchat, and C. Seeley Jr. (1992). PIV flow visualization using particle tracking techniques. *Measurement Science and Technol-*

- ogy 3(7), 633–642.
- Kimura, I. and T. Hosoda (1997). Fundamental properties of flows in open channel with dead zone. *Journal of Hydraulic Engineering* 123(2), 98–107.
- Langendoen, E. J., C. Kranenburg, and R. Booij (1994). Flow patterns and exchange of matter in tidal harbours. *Journal of Hydraulic Research* 32(2), 259–270.
- Le Coz, J., A. Hauet, F. Védie, G. Dramais, B. Chastan, and A. Paquier (2006). Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling. In *RiverFlow2006*, Lisbon, Portugal.
- Musalem, R. (1999). Medición de campos de velocidades instantáneas en canales mediante procesamiento de imágenes. *Memoria de título, Depto. Ingeniería Civil. Universidad de Chile*.
- Muto, Y., H. Imamoto, and T. Ishigaki (2000a). Turbulence characteristics of a shear flow in an embayment attached to a straight open channel. *Advances in Hydro-science and Engineering Seoul Korea 4*.
- Muto, Y., H. Imamoto, and T. Ishigaki (2000b). Velocity measurements in a straight open channel with a rectangular embayment. In *12th congress of APD-IAHR*, Bangkok, Thailand, pp. 353.
- Nezu, I. and K. Onitsuka (2002). PIV measurements of side-cavity open-channel flows - Wando models in rivers. *Journal of Visualization* 5(1), 77–84.
- Nezu, I., M. Yano, and Y. Mitsunari (2005). Hydrodynamic and concentration properties in permeable side-cavity open-channel flow by digital visualization technique. *Environmental Hydraulics and sustainable Water Management II*, 1617–1623.
- Rollet, A.-J. (2002). Les effets du barrage d'Allement sur la granulométrie du lit de la basse rivière d'Ain : essai méthodologique par analyse d'image. Technical report, Université Lyon 3.
- Shankar, P. and M. Deshpande (2000). Fluid mechanics in the driven cavity. *Annual Review of Fluid Mechanics* 32, 93–136.
- Sukhodolov, A., C. Engelhardt, A. Kruger, and H. Bungartz (2004). Case study: turbulent flow and sediment distributions in a groyne field. *Journal of Hydraulic Engineering* 130(1), 1–9.
- Sukhodolov, A., W. Uijttewaal, and C. Engelhardt (2002). On the correspondence between morphological and hydrodynamical patterns of groyne fields. *Earth Surface Processes and Landforms* 27(3), 289–305.
- Uijttewaal, W. S. J., D. Lehmann, and A. Van Mazijk (2001). Exchange processes between a river and its groyne fields: model experiments. *Journal of Hydraulic Engineering* 127(11), 928–936.
- Valdes, I. (1995). Habilitación de una instalación experimental y del sistema de adquisición y procesamiento de datos para el estudio de estructuras turbulentas en canales. *Memoria de título, Depto. Ingeniería Civil. Universidad de Chile*.
- Védie, F. (2005). Régimes d'écoulements aux embouchures de bras morts. Etude hydraulique de la lône de Port-Galland. Technical report, Cemagref.
- Weitbrecht, V. and G. Jirka (2001). Flow patterns in dead zones of rivers and their effect on exchange processes. *Proceedings of the 2001 International Symposium on Environmental Hydraulics*.
- Weitbrecht, V., G. Kuhn, and G. Jirka (2002). Large scale PIV-measurements at the surface of shallow water flows. *Flow Measurement and Instrumentation* 13(5-6), 237–245.



Dynamique de la charge en suspension de la Saône à Lyon pendant les crues du printemps 2006

LE COZ, J., PIERREFEU, G., BROCHOT, J.-F., PAQUIER, A. ET CHASTAN, B. (2007b).

Suspended-load dynamics during floods in the River Saône, France.

In 10th International Symposium on River Sedimentation, Moscow, Russian Federation.

SUSPENDED-LOAD DYNAMICS DURING FLOODS IN THE RIVER SAÔNE, FRANCE

J. Le Coz*, G. Pierrefeu**, J.-F. Brochot***, A. Paquier*, B. Chastan*

* *Cemagref*, Hydrology-Hydraulics Research Unit

3bis quai Chauveau, CP 220 F-69336, Lyon Cedex 09, France

** Compagnie Nationale du Rhône (CNR), Laboratoire Hydraulique et Mesures

4 rue de Châlon-sur-Saône F-69007 Lyon, France

*** DIREN Rhône-Alpes SHAC (Ministry of Ecology and Sustainable Development)
BP 606 F-21016 Dijon, France

Abstract

With a 30,060 km² catchment area and a mean annual discharge of 442 m³/s near the confluence in Lyon, the River Saône is the main tributary of the upper French Rhône. The 165 km-long lower reach shows very low gradients (about 0.06 m/km) and wide floodplains. As for most French streams, the River Saône suspended sediment concentration (SSC) is not continuously monitored. In order to get a first insight of the SSC behaviour during the 2006 spring floods, quasi daily measurements by surface water sampling and filtration were performed at the CNR “St-Georges” gauging station in Lyon. Water level, velocity and discharge time series were continuously recorded by a side-looking acoustic Doppler profiling system (H-aDcp). Besides, for contrasted discharge and SSC values, 8 water sampling surveys at different points of the cross-section showed that the SSC is quite homogeneous in the section. The SSC time series suggests that concentration peaks in Lyon stem from the resuspension of fine material stored in upstream reaches: pronounced SSC peaks were observed during each rising limb and the maximum levels of successive SSC peaks decreased with time order. Actually SSC peaks occur during phases of bottom shear stress increase, as expected for resuspension. An examination of upstream catchment hydrometric data helps understand the formation and propagation of the successive flood waves. However SSC and water velocity measurements at upstream gauging stations are lacking in order to assess precisely the mechanisms of sediment routing in the river Saône.

Keywords: Saône river, flood wave, suspended-load, bottom shear-stress, H-aDcp

INTRODUCTION

The understanding of suspended-load processes is important from both ecological and engineering points of view. Suspended solid concentrations (SSC) and fluxes influence water quality and govern sedimentation rates in reservoirs, for instance.

At the event-scale, the correlation between SSC and water discharge is usually poor and often show hysteresis phenomena. Suspended-load rates remain difficult to assess and predict due to the complexity of hydrological controls on erosion rates from heterogeneous watersheds and river channels upstream.

The present paper reports some observations of suspended-load at the very outlet of the Saône river catchment, at the Saint-Georges gauging station, in Lyon, France, during the 2006 spring floods. Through the analysis of available hydrometric data from the station and also from upstream stations, some assumptions on the sediment processes at work can be derived.

THE SAÔNE RIVER CATCHMENT

With a 30,060 km² catchment area and a mean annual discharge of 442 m³/s (Astrade 1998) near the confluence in Lyon, the River Saône is the main tributary of the upper French Rhône. Fig. 1 gives an overview of the river catchment and of the hydrometric network.

The Ognon river and the Doubs river are the main tributaries of the upstream Saône river. In this upstream part, the mean river gradients are 0.2 m/km for the “Petite” Saône (km 165 to km 280) and 1 m/km for the “Haute” Saône (km 280 to the source) (Balland and Cottereau 1991).

By contrast, the 165 km-long lower reach shows very low gradients (about 0.06 m/km) and wide floodplains. Tributaries are smaller but can supply a significant suspended-load during floods. In the last 35 km before the junction with the Rhône in Lyon, the stream power increases dramatically, due to an increase of the river gradient (Astrade 1998).

Winter and spring floods are frequent and may last for several weeks. Main floods usually form in the upper parts of the basin and propagate slowly towards the Rhône river.

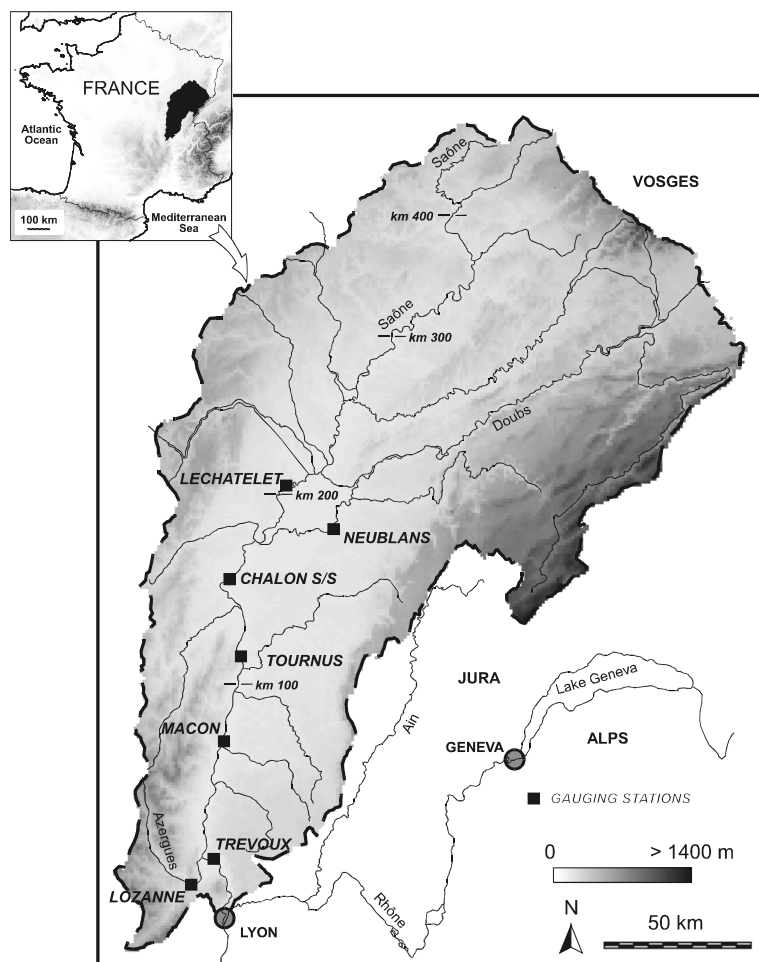


Figure 1. The Saône river catchment

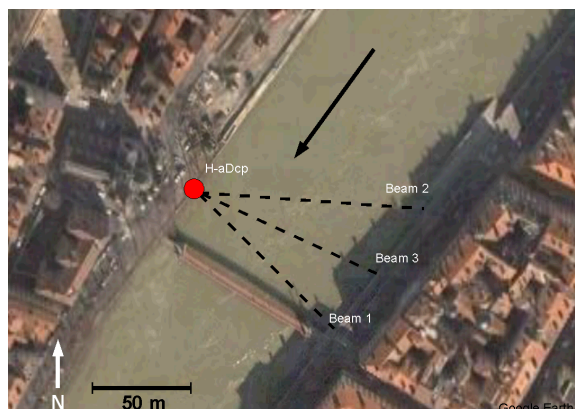


Figure 2. St-Georges gauging station (H-aDcp).

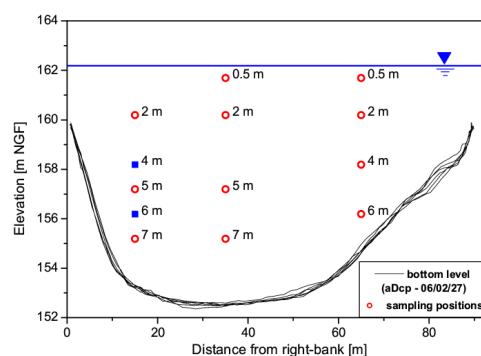


Figure 3. Sampling points in the cross-section.

THE SAINT-GEORGES GAUGING STATION IN LYON

To investigate the suspended-load dynamics during spring floods, it was planned to collect water samples at the Saint-Georges gauging station, situated in Lyon, at the outlet of the river catchment.

At the beginning of February 2006, the Compagnie Nationale du Rhône (CNR) equipped this gauging station with a 300 kHz TRDI horizontal acoustic Doppler current profiler (H-aDcp). This device was installed on the right-side embankment, 1.90 m below the usual free-surface level, i.e. at elevation 160.00 m NGF (Pierrefeu, 2006). Ultrasonic signals are emitted along 3 acoustic beams across the river (Fig. 2). Beam 1 and beam 2 are separated from beam 3 by 20°. A narrow-beam H-aDcp (beam width 0.7°) was chosen in order to avoid bed and free-surface reflection. The water level is measured by an independent pressure gauge.

Every minute, the measuring system records the water level, the water temperature, the acoustic backscatter intensity and the horizontal water velocities in 4 m-wide bins across the river. The total discharge is computed by fitting theoretical vertical profiles against measured velocities, using the VISEA-H commercial software (AquaVision, NL). These discharge estimates were validated by comparison with 18 discharge measurements by classical aDcp from 100 m³/s to 1800 m³/s: differences were always less than 5% of the reference discharge.

WATER SAMPLING PROCEDURES

Water sampling was performed manually by using a 2-liter horizontal Niskin bottle. According to usual procedures (ISO 11923, NF EN 872), the water samples were filtered through 0.45 µm glass-fiber filters in the laboratory. Then the filters were dried and weighed to compute the suspended solid concentration.

Water sampling campaigns were carried out according to two different procedures. During 8 vessel-mounted aDcp campaigns, water samples were taken from the powered boat at several depths and at 15 m, 35 m and 65 m from the right bank (Fig. 3). The aDcp bottom-tracking data were used to position the boat, which was kept at the same distance from the right bank during water sampling. Beyond 7 m deep, the operation was difficult to carry out due to high velocities up to 3 m/s in the central part of the channel.

In order to monitor the suspended-load concentration throughout the successive flood events, a simplified water sampling procedure was followed. On a daily basis, as far as possible, 3 successive water samples were taken just below the free-surface, in the middle of the channel, from the pedestrian bridge that can be seen on Fig. 2. Differences between the 3 resulting concentration values were typically lower than 5%. Then the average concentration was recorded.

Concentrations [mg/l] obtained across the section using the first procedure are reported in Table 1. For each campaign, concentrations are strikingly homogeneous on all sampling points: differences do not seem significant and the standard-deviation values are only a few % of the mean concentration across the section. As a matter of fact, the concentration variability on all sampling points is at least one order of magnitude lower than the typical daily fluctuations of the mean concentration. So we can assume that surface concentrations acquired according to the second procedure are representative of the mean concentration in the whole section.

This last consideration must be moderated by the fact that we were not able to investigate the sediment transport occurring very close to the bed. Indeed one can expect that a high-concentrated flow layer is active near the bottom, inducing higher solid transport rates. In the absence of data, this study focuses on the quite homogeneous suspended-load in the water column.

Table 1. Concentration data across the section.

depths	06/02/17	06/02/20	06/02/21	06/02/27	06/03/10	06/03/13	06/03/15	06/03/17
15 m from right bank								
2 m	19	146	93	30	42	66	44	35
5 m (4 m)	20	133	97	29	43	66	52	34
7 m (6 m)	19	143	87	31	55	63	47	36
35 m from right bank								
0.5 m	-	135	91	29	42	60	47	35
2 m	15	134	97	27	44	69	45	35
5 m	24	131	96	30	40	62	48	32
7 m	24	133	92	29	45	60	44	35
65 m from right bank								
0.5 m	-	134	92	-	-	-	-	-
2 m	15	130	89	26	39	59	46	34
4 m	18	136	87	27	45	58	46	36
6 m	20	130	91	26	42	58	48	35
mean	19	135	92	28	44	62	47	35
st-deviation	3	5	4	2	5	4	2	1

OBSERVATIONS IN LYON

From the beginning of February 2006 to the end of April 2006, a series of 5 flood events occurred after a long period with very scarce floods – no flood in summer and autumn, 3 small floods in winter (600, 1000 and 800 m³/s). The (hourly-averaged) discharge time series from the H-aDcp and the concentration time series from water sampling are presented in Fig. 4. The gap in discharge data from 29th March to 3rd April is due to a breakdown in the H-aDcp power supply. One can also notice that some missing concentration data would have been useful to follow some abrupt changes in suspended-load rate. But this first manual monitoring of SSC is detailed enough to allow some interesting observations.

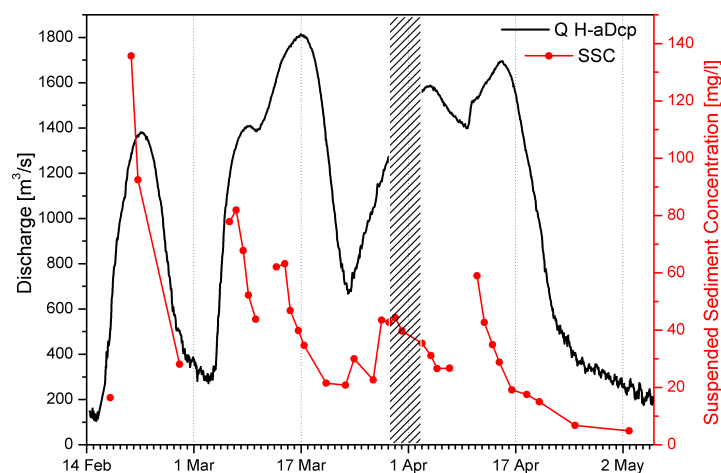


Figure 4. Water discharge (from hourly-averaged H-aDcp data) and suspended-solid concentration (samples).

First, it is clear that, as usually expected for large rivers, each of the 5 flood rising limbs is associated with a SSC peak. The SSC begins to decrease before the flood peak, so that at the event-scale, the correlation between discharge and concentration is not bijective. Instead, hysteresis loops can be derived (not shown here).

Second, for the series of 5 flood events considered, the intensity of the peak concentrations is not correlated to the peak discharge values. For instance, whereas the first two $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ floods are quite equivalent in shape, the second concentration peak is at least twice lower than the first one, besides difficult to assess precisely. Quite independently from the flood intensities, the successive SSC events decrease quite regularly in intensity. As an exception to the rule, the last SSC event shows an abrupt rise, not fully monitored due to a lack of samples.

RESUSPENSION OF SEDIMENT STOCKS

The observations made above lead to several assumptions on the suspended-load mechanisms at work. The continuous decrease in SSC peaks along the flood series suggests that the suspended-load observed at the outlet must come from a limited sediment stock distributed upstream in the river catchment. After a flood peak, this sediment stock does not seem to be as readily available as before, since the following SSC peak is weaker, even for similar flood conditions. This means that the stock needs some time to be regenerated: so it is highly probable that the suspended-load observed in Lyon comes from fine deposits accumulated during low-flow periods in upstream reaches. Of course, one cannot discard the possibility of direct wash-load supply from the nearest tributary catchments during specific storm events for instance.

If the observed suspended-load comes from the resuspension of stocks stored upstream (“indirect phase”), one can expect that the SSC be correlated (in time and magnitude) with the mean bottom shear stress induced by the floods in the storage locations. By contrast, a SSC signal directly produced by run-off erosion on watersheds (“direct phase”) should be more closely correlated to the discharge signal.

It is difficult to derive continuously the mean bottom shear stress τ from water level time series only. Ultrasonic devices such as H-aDcp systems offer the opportunity to do so as they provide both the bulk velocity $V=Q/S$ and the hydraulic radius $R_h=S/P$. The wetted area $S(h)$

and the wetted perimeter $P(h)$ were derived from the cross-section bathymetry and the water level h . Stream gauging campaigns show that the bathymetry can be considered constant during all the period.

At Saint-Georges gauging station, the mean bottom shear stress was estimated following the classical formula:

$$\tau = \rho g R_h J_e \quad \text{with } J_e \text{ the energy slope, } \rho \text{ the water density (1000 kg.m}^{-3}\text{)} \\ \text{and } g \text{ the gravity (9.81 m.s}^{-2}\text{)}.$$

From the Manning-Strickler formula:

$$V = K R_h^{2/3} J_e^{1/2} \quad \text{with } K (=1/n) \text{ the Strickler coefficient (set to 30 here),}$$

the mean bottom shear stress can be expressed from V and R_h as time-varying parameters:

$$\tau = \frac{\rho g}{K^2} V^2 R_h^{-1/3}.$$

This last equation was used to compute τ during the whole period of interest. The 6-hour averaged results are plotted in Fig. 5 (thin black line). The general shape of the shear stress time series is quite similar to the discharge time series. So at the event-scale the SSC is not directly correlated to τ as well.

An interesting difference between Q and τ signals occurs just before the last flood peak. This is linked to a quick change in the hydraulic conditions, likely due to operations at the first dam just downstream Lyon: Q goes on increasing while V and so τ drop dramatically, giving birth to this small shear stress peak. This might explain why the last SSC peak does not seem to follow the regular decrease exhibited by the first four SSC peaks.

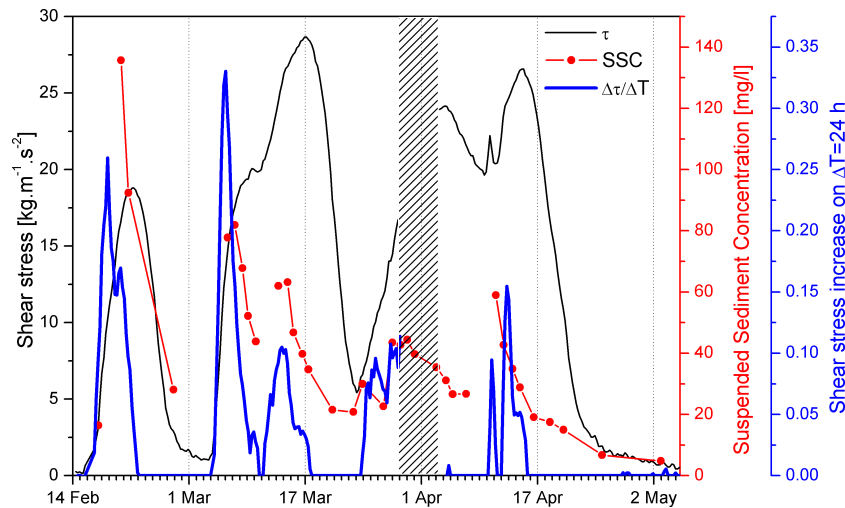


Figure 5. SSC and mean bottom shear stress evolution (computed from H-aDcp data).

By contrast, a clearer correlation between SSC peaks and shear increase periods appears in Fig. 5 (thick blue line). This shear stress increase was computed from the 6h-averaged τ as $\Delta\tau/\Delta T$, with $\Delta T=24$ h. Positive variations only are plotted, leading to 5 peaks roughly matching in time with SSC peaks. This is coherent with the assumption of sediment stocks that would need an increase of shear stress to be resuspended. Periods with no increase in shear stress values, even with high shear stress values, correspond to fast decrease in SSC.

In the 4 first events, the $\Delta\tau/\Delta T$ peak seems to occur a few days before the corresponding SSC peak. This could stem from the slower propagation of suspended-load resuspended upstream: the water velocity is usually lower than the flood propagation rate in rivers with low gradient slope (Lewis, 1921; Marcus, 1989). It is difficult to test this assumption in the absence of detailed SSC and water velocity monitoring at upstream gauging stations.

SOURCES AND PROPAGATION

Since the suspended-load observed at Lyon St-Georges seems to mainly come from upstream resuspension, a rough analysis of flood formation and propagation during spring 2006 was carried out, thanks to Diren Rhône-Alpes hydrometric data.

Fig. 6 shows that most of the Saône discharge observed in Lyon can be explained by six successive flood peaks occurring simultaneously in the upper (or “Petite”) Saône river and in the Doubs river. All main patterns of the flood signal in Lyon are already in preparation in the expected discharge at the confluence, i. e. the sum of both flows.

Then each flood wave propagates and flattens out throughout the lower (or “Grande”) Saône channel, via Chalon, Tournus, Mâcon, Trévoux gauging stations (Fig. 7). In the process, the 5th peak disappears before Mâcon. Water supply from tributaries does not seem to alter significantly the flood shape, except for the sudden rise just before the last flood peak.

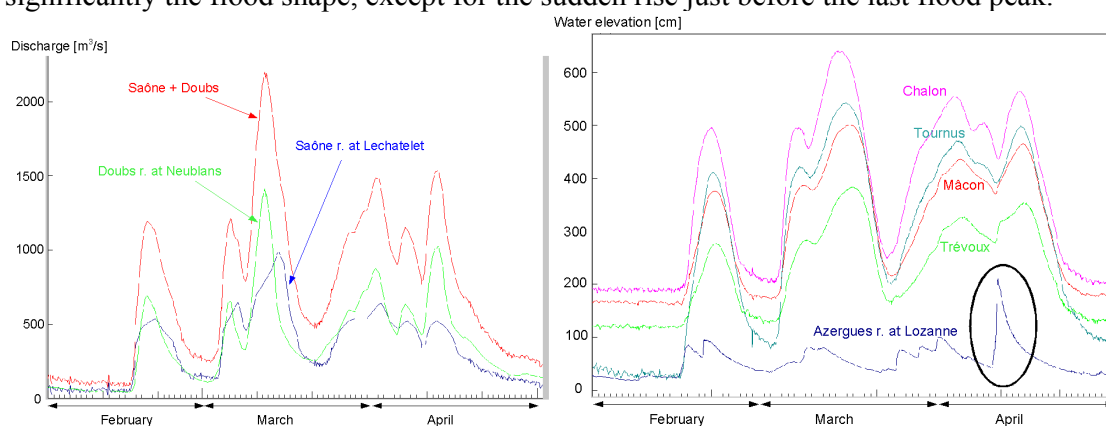


Fig. 6. Flood formation upstream the junction between Petite Saône and Doubs rivers

Fig. 7. Flood propagation in the Grande Saône and behaviour of lowest tributary Azergues

This anomaly must be due to the activation of lower tributaries by local storms: the lowest major tributary, the Azergues river, rises dramatically as can be seen in Fig. 7. As expected from Lyon SSC data analysis, the 5th and last SSC peak is generated by a different mechanism. Indeed, it is possible that a significant suspended-load amount was supplied by run-off erosion on the watershed of the Azergues river and of other neighbouring ungauged tributaries. Those watersheds are made of hills partly covered with vineyards and can produce high SSC during storms.

CONCLUSION AND PERSPECTIVE

In the absence of continuous SSC monitoring in Lyon and in upstream gauging stations, this study is a first step towards the understanding of suspended-load dynamics in the Saône river during floods. The analysis of the 2006 spring events shows that:

- the SSC is homogeneous enough in the St-Georges section to be accurately monitored by point sampling. However concentrations and fluxes close to the river bed remain unknown;
- the link between flood and SSC peaks is not straightforward in terms of intensity and lag times. The decrease in successive peak SSC and the correlation with phases of bed shear stress increase suggest that the resuspension of upstream sediment stocks occurs. Further investigation is needed to reveal the location, nature and availability of those sediment stocks;
- a rough analysis of the 2006 spring flood formation and propagation indicates that storm floods in lower tributaries may also supply significant suspended sediment amounts; another explanation for odd SSC peaks may lie in fast changes in the hydraulic regime of dam-influenced reaches.

This short study shows that an at-a-station SSC continuous monitoring can provide a very interesting insight of the upstream catchment behaviour. Hydrometric and sediment monitoring remains difficult and expensive to extend to a dense gauging network. Our next project will be to try to convert the H-aDcp backscatter into SSC estimates. First comparisons (not presented here) indicate that this is not a straightforward operation.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was supported by the *Cemagref*, the Compagnie Nationale du Rhône (CNR) and the French Ministry of Ecology and Sustainable Development (MEDD). We are grateful to Eric Sauquet (*Cemagref*) for providing Fig. 1. Field measurements and laboratory analysis would not have been possible without the help of T. Pantel, X. Martin, S. Françon, N. Janin and J. Laurent (CNR), and G. Dramais, M. Lagouy and F. Thollet (*Cemagref*). Hydrologic data for the Saône river catchment were kindly provided by the Rhône-Alpes Environment Agency (DIREN RA, MEDD).

REFERENCES

- Astrade, L., 1998, La Saône en crue : dynamique d'un hydrosystème anthropisé, *La Houille Blanche*, No. 1, pp. 13 – 17.
- Balland, P. and Cottereau, C., 1991, Une méthodologie d'approche des critères multiples d'un cours d'eau, Elaboration d'un schéma d'aménagement hydraulique de la Saône destiné à limiter l'impact des crues juste débordantes, *La Houille Blanche*, No. 7/8, pp. 603 – 608.
- ISO 11923, 1997, Water quality – Determination of suspended solids by filtration through glass-fibre filters. Published standard, 6 p.
- Lewis, A.D., 1921. Silt observations of the river Tigris. Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers, No. 212, pp. 393 – 399.
- Marcus, W.A., 1989. Lag-time routing of suspended sediment concentrations during unsteady flow. Geological Society of America Bulletin, Vol. 101, pp. 644 – 651.
- NF EN 872, 2005, Qualité de l'eau - Dosage des matières en suspension - Méthode par filtration sur filtre en fibres de verre. Norme homologuée, 14 p.
- Pierrefeu, G., 2006, Monitoring the Saône river discharge in Lyon by H-ADCP, In: *TRDI "ADCPs in Action"*, Cannes, France.

Bibliographie

Bibliographie

- ADLER, M. et NICODEMUS, U. (2001). A new computer model for the evaluation of data from acoustic Doppler current profilers (ADCP). *Physics and Chemistry of the Earth, Part C : Solar, Terrestrial and Planetary Science*, 26(10-12):711–715. 48
- ADMIRAAL, D. et DEMISSIE, M. (1996). Velocity and discharge measurements at selected locations on the Mississippi river during the great flood of 1993 using an Acoustic Doppler Current Profiler. *Water International*, 21:144–151. 28, 41
- ADRIAN, R. J. (1991). Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics. *Annu. Rev. Fluid Mech.*, 23:261–304. 55
- ALLAIN-JÉGOU, C. (2002). *Relations végétation-écoulement-transport solide dans le lit des rivières. Etude de l'Isère dans le Grésivaudan*. Thèse de doctorat, INPG. 20
- AMOROS, C. et BORNETTE, G. (2002). Connectivity and biocomplexity in waterbodies of riverine floodplains. *Freshwater Biology*, 47(4):761–776. 13
- AMOROS, C. et PETTS, G. E. (1993). *Hydrosystèmes fluviaux*. Masson, collection d'écologie-24, 300 p. 6
- ANDRÉ, S. et BOILLAT, J.-L. (2003). Désensablement d'un chenal de navigation en cul-de-sac par injection de débit d'eau. *La Houille Blanche*, (4):88–94. 79
- ASTRADE, L. (1996). *La Saône en crue : dynamique d'un hydrosystème anthropisé*. Thèse de doctorat, Paris IV. 7
- BACHELARD, G. (1934). *Le nouvel esprit scientifique*. Presses Universitaires de France - PUF, ISBN : 2130542492, 183 pages. 21
- BARNEVELD, H. J., NIEUWKAMER, R. L. J. et KLAASSEN, G. J. (1994). Secondary channels : opportunities for and limitations of habitat restauration. *Water Sciences and Technology*, 29(3):335–345. 10, 11, 12
- BARUA, D. K. et RAHMAN, K. H. (1998). Some aspects of turbulent flow structure in large alluvial rivers. *Journal of Hydraulic Research*, 36(2):235–252. 43
- BELAID, S. (2006). Etude métrologique de capteurs limnimétriques après réalisation d'un banc d'essais. Mémoire d'étudiant, IUT St-Etienne, Cemagref. 62, 66, 191
- BENDA, L., POFF, N., MILLER, D., DUNNE, T., REEVES, G., PESS, G. et POLLOCK, M. (2004). The network dynamics hypothesis : How channel networks structure riverine habitats. *Bioscience*, 54(5):413–427. 14
- BÖHM, T. (2005). *Motion and interaction of a set of particles in a supercritical flow*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier. 55
- BIRGAND, F., BENOIST, J.-C., NOVINCÉ, E., GILLIET, N., SAINT-CAST, P. et LE SAOS, E. (2005). Mesure des débits à l'aide de débitmètres ultrasoniques Doppler - Cas des petits cours d'eau ruraux. *Ingénieries - EAT*, 41:23–38. 31
- BONDAREV, V. (2005). Etude géomorphologique de la lône du planet. Mémoire de post-doctorat, UMR 5600, Université Lyon3. 198, 199, 201, 221, 227
- BOUIJ, R. (2004). Shallowness and longitudinal dispersion in rivers. *In River Flow 2004*, pages 1175–1182, Naples. 97
- BORNETTE, G. et AMOROS, C. (1997). Ecological complexity of wetlands within a river landscape. *Biological conservation*, (85):35–45. 13

- BRADLEY, A. A., KRUGER, A., MESELHE, E. A. et MUSTE, M. (2002). Flow measurement in streams using video imagery. *Water Resources Research*, 38(12). 55
- BRAVARD, J.-P. (1986). La basse vallée de l'Ain : dynamique fluviale appliquée à l'écologie. In ROUX, A., éditeur : *Document de Cartographie Ecologique, recherches interdisciplinaires sur les écosystèmes de la basse plaine de l'Ain (France) : potentialités évolutives et gestion*, volume 29, pages 17–43. 7, 18
- BREVIS, W., NIÑO, Y. et VARGAS, J. (2006). Experimental characterization and visualization of mass exchange process in dead zones in rivers. In *River Flow 2006*, pages 235–242, Lisbon, Portugal. 79, 96
- BRICAULT, M. (2006). *Rétrodiffusion acoustique par une suspension en milieu turbulent : application à la mesure de concentration pour l'étude des processus hydrosédimentaires*. Thèse de doctorat, Joseph-Fourier. 44
- BRICE, J. (1974). Evolution of meander loops. *Geological Society of America Bulletin*, 85:581–586. 5
- BÉRUBÉ, F., SMITH, J. C. et BERGERON, N. E. (2004). Development and use of a particle image velocimetry (PIV) application for aquatic habitat mapping. In *Fifth International Symposium on Ecohydraulics*, pages 1223–1226, Madrid, Spain. 58
- BRUNEL, S. (1998). Analyse et cartographie morphologiques des bouchons alluviaux de quatre bras morts de la basse vallée de l'Ain. Mémoire de maîtrise de géographie, Université Lyon 3. 15
- BUFFINGTON, J. M. et MONTGOMERY, D. R. (1997). A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, 33(8):1993–2029. 134, 138
- CALLÈDE, J., KOSUTH, P., GUYOT, J. L. et SANTOS GUIMARAES, V. (2000). Discharge determination by ADCP : a moving bottom error correction method and its application on the river Amazon at Óbidos. *Hydrological Sciences Journal*, 45(6):911–924. 36
- CHOWDHURY, M. et YAKUPITIYAGE, A. (2000). Efficiency of oxbow lake management systems in Bangladesh to introduce cage culture for resource-poor fisheries. *Fisheries Management and Ecology*, 7(1-2):65–74. 9
- CITTERIO, A. (1997). L'évolution des zones humides périfluviales : une étude diachronique de la géomorphologie des bras morts de la basse vallée de l'Ain. Mémoire de DEA de Géographie - Spécialité Interface Nature-Sociétés, Université Lyon III. 9
- CITTERIO, A. et PIÉGAY, H. (2007). The influence of natural and anthropogenic processes on sedimentation rates in aquatic zones of former channels. *Soumis*. 18
- CREUTIN, J. D., MUSTE, M., BRADLEY, A. A., KIM, S. C. et KRUGER, A. (2003). River gauging using PIV techniques : a proof of concept experiment on the Iowa river. *Journal of Hydrology*, 277:182–194. 55
- DE HEER, A. et MOSSELMAN, E. (2004). Flow structure and bedload distribution at alluvial diversions. In *River Flow 2004*, pages 801–806, Naples, Italy. 12, 17, 94, 144
- DEGOUTTE, G. (2002). *Hydraulique, dynamique et morphologie fluviales appliquées au diagnostic, à l'aménagement et à la gestion des rivières*. ENGREF. 134
- DINEHART, R. L. et BURAU, J. R. (2005a). Averaged indicators of secondary flow in repeated acoustic Doppler current profiler crossings of bends. *Water Resources Research*, 41(9):1–18. 29, 42, 44, 48
- DINEHART, R. L. et BURAU, J. R. (2005b). Repeated surveys by acoustic Doppler current profiler for flow and sediment dynamics in a tidal river. *Journal of Hydrology*, 314(1-4):1–21. 29, 42, 48
- DOPPLER, C. (1842). Über das farbige Licht der Doppelsterne und einiger anderer Gestirne des Himmels (De la lumière colorée des étoiles doubles et d'autres étoiles du ciel). *Abhandlungen der Königlich Böhmisches Gesellschaft der Wissenschaften*, 2:465–482. 30
- DRAMAIS, G. (2006). Consignes de sécurité pour les travaux dans l'eau et au bord de l'eau. Note interne, Cemagref. 45
- DRAMAIS, G., BRANGER, F., LE COZ, J. et RIBOT-BRUNO, J. (2005). Contrôle, mise en œuvre et suivi des capteurs autonomes DIVER. Note technique interne, Cemagref. 191

- DRAMAIS, G., ROTARU, E., LE COZ, J. et CHASTAN, B. (2006). Testing aDcp potential for suspended-load measurements in rivers. *In RDI ADCPs in Action*, Cannes, France. 22, 45
- DREVET, C. (2004). Mise en place d'un protocole expérimental de mesure de taux de MES par ADCP. Modélisation de la confluence lône de Ricotti / rivière d'Ain. Mémoire d'étudiant insa, Cemagref. 22
- DRL (2003). DRL-Sediview software user manual V3. Manuel utilisateur, DRL Software Ltd. 44
- EINSTEIN, H. A. (1937). *Bed load transport as a probability problem*. phd, Federal Institute of Technology. 146
- EL KADI ABDERREZZAK, K. (2006). *Evolution d'un lit de rivière en fonction des apports*. Thèse de doctorat, Université Claude-Bernard Lyon-1. 145
- ENGELUND, F. (1974). Flow and bed topography in channel bends. *J. Hydraul. Div. Proc. ASCE*, 100(HY11):1631–1648. 145
- ENGELUND, F. et FREDSSØE, J. (1976). A sediment transport model for straight alluvial channels. *Nordic Hydrology*, 7:293–306. 135
- ERSKINE, W., MCFALDEN, C. et BISHOP, P. (1992). Alluvial cutoffs as indicators of former channel conditions. *Earth Surface Processes and Landforms*, 17:23–37. 15, 18
- ETTEMA, R., FUJITA, I., MUSTE, M. et KRUGER, A. (1997). Particle-image velocimetry for whole-field measurement of ice velocities. *Cold Regions Science and Technology*, 26:97–112. 59
- FILIZOLA, N., GUIMARAES, V. et GUYOT, J. L. (1999). Medição de vazão em grandes rios com o uso do perfilador Doppler-acustico de corrente. *In Manaus'99 International Symposium - Hydrological and geochemical processes in large scale river basins*, Manaus, Brasil. 28
- FILIZOLA, N. et GUYOT, J. L. (2004). The use of Doppler technology for suspended sediment discharge determination in the river Amazon. *Hydrological Sciences Journal*, 49(1):143–153. 28, 44
- FINCHAM, A. et SPEDDING, G. (1997). Low cost, high resolution DPIV for measurement of turbulent fluid flow. *Experiments in Fluids*, 23(6):449–462. 55
- FOURQUET, G. (2005). *Développement d'un système hydrométrique par analyse d'images numériques. Evaluation d'une année de fonctionnement continu sur l'Isère à Saint Martin d'Hères*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier. 61
- FRANCA, M. J. (2005). Flow dynamics over a gravel riverbed. *In 31st IAHR congress*, pages 6542–6551, Seoul, Korea. 43
- FUJITA, I., HARA, M., MORIMOTO, T. et NAKASHIMA, T. (1998a). Visualization and PIV measurement of river surface flow. *In Proceeding of VSJ-SPIE98*. 57
- FUJITA, I. et KOMURA, S. (1992). On the accuracy of the correlation method. *In Proceedings of the 6th International Symposium on Flow Visualization*, pages 858–862. 60
- FUJITA, I., MUSTE, M. et KRUGER, A. (1998b). Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications. *Journal of Hydraulic Research*, 36(3):397–414. 55, 60
- FUJITA, I. et NAKASHIMA, T. (1999). Image-based technique for river monitoring. *In 28th IAHR Congress*, page 425, Graz. 55
- FUJITA, M., HASEGAWA, K., WATANABE, Y. et KUWAMUA, T. (2003). Bifurcated discharge rate to the oxbow meandering channel regulated by a small dam with overflow condition in the Shibetsu river. *In 3rd IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*, pages 831–844, Barcelona. 55
- GAEUMAN, D. et JACOBSON, R. (2006). Acoustic bed velocity and bed load dynamics in a large sand bed river. *Journal of Geophysical Research-Earth Surface*, 111(F2). 43
- GAGLIANO, S. M. et HOWARD, P. C. (1983). The neck cutoff oxbow lake cycle along the lower Mississippi River. *In Conference River'83, waterway, port, coastal and ocean division*, pages 147–158, New Orleans, USA. 14, 15, 18
- GARTNER, J. W. (2004). Estimating suspended solids concentrations from backscatter intensity measured by acoustic

- Doppler current profiler in San Francisco Bay, California. *Marine Geology*, 211:169–187. 44
- GARTNER, J. W. et GANJU, N. K. (2002). A preliminary evaluation of near-transducer velocities collected with low-blank ADCP. Rapport technique, USGS. 29, 37
- GONZALEZ, J. A., MELCHING, C. S. et OBERG, K. A. (1996). Analysis of open-channel velocity measurements collected with an Acoustic Doppler Current Profiler. *In 1st International Conference on New/Emerging Concepts for Rivers*, Chicago, USA. 42
- GONZALEZ-CASTRO, J. A., OBERG, K. A. et DUNCKER, J. J. (2002). Effect of temporal resolution on the accuracy of ADCP measurements. Rapport technique, USGS. 43
- GORDON, R. L. (1989). Acoustic measurement of river discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(7):925–936. 27, 28
- GROSPRÊTRE, L. (2003). Variabilité spatio-temporelle de la sédimentation dans les lônes de Pierre-Bénite. Mémoire de DEA de Géographie - Spécialité Interface Nature-Sociétés, UMR5600, Université Lyon III. 22, 153, 154, 176, 227
- HANDY, R. (1972). Alluvial cutoff dating from subsequent growth of a meander. *Geological Society of America Bulletin*, 83:475–480. 6
- HAUET, A. (2003). Mesure du débit dans les rivières par imagerie vidéo : étude de sensibilité. Mémoire de DEA, LTHE-UMR 5664. 57
- HAUET, A. (2006). *Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry*. Thèse de doctorat, INP Grenoble, France. 55, 57
- HENRY, C., AMOROS, C. et ROSET, N. (1995). Restoration ecology of riverine wetlands : A 5-year post-operation survey on the Rhône River, France. *Ecological Engineering*, 18(5):543–554. 10, 11
- HICKIN, E. et NANSON, G. (1984). Lateral migrations of river bends. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11):1557–1567. 5
- HILL, D. C., JONES, S. E. et PRANDLE, D. (2003). Derivation of sediment resuspension rates from acoustic backscatter time-series in tidal waters. *Continental Shelf Research*, 23:19–40. 44
- HOITINK, A. J. F. (2004). Tidally-induced clouds of suspended sediment connected to shallow-water coral reefs. *Marine Geology*, 208(1):13–31. 44
- HOITINK, A. J. F. et HOEKSTRA, P. (2005). Observations of suspended sediment from ADCP and OBS measurements in a mud-dominated environment. *Coastal Engineering*, 52:103–118. 44
- HOLDAWAY, G. P., THORNE, P. D., FLATT, D., JONES, S. E. et PRANDLE, D. (1999). Comparison between ADCP and transmissometer measurements of suspended sediment concentration. *Continental Shelf Research*, 19:421–441. 44
- HOLUBOVA, K., LUKAC, M., SUMBAL, J., KALIS, J., CAPEKOVA, Z., SPORKA, F., TOTHOVA, L. et CERNY, J. (1999). Restoration of the Slovak Morava River meanders. Phare project, final report, Water Research Institute, Bratislava. 12, 20, 108, 113, 115
- HOOKE, J. (1984). Changes in river meanders : a review of techniques and results of analyses. *Progress in Physical Geography*, 8(4):473–508. 5
- HOOKE, J. (1995). River channel adjustment to meander cutoffs on the river Bollin and river Dane, northwest England. *Geomorphology*, 14:235–253. 6, 15, 18
- HOOKE, J. M. (2004). Cutoffs galore! : occurrence and causes of multiple cutoffs on a meandering river. *Geomorphology*, 61:225–238. 5
- HÉROUIN, E., CITTERIO, A., PIÉGAY, H. et AL. (1998). Détermination du fonctionnement hydraulique et typologie hydrologique des lônes du Rhône. Rapport final, CNR. 18, 19
- HURTHUR, D. et LEMMIN, U. (2001). A correction method for turbulence measurements with a 3D Acoustic Doppler Velocity Profiler. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 18:446–458. 42

- ISO (2005). Hydrometry - measuring river velocity and discharge with acoustic doppler profilers. *ISO/TS 24154 :2005*, page 10. 28
- JODEAU, M., PAQUIER, A., HAUET, A. et LE COZ, J. (2007a). Investigation of flow-induced morphological changes of a gravel alternate bar during a reservoir release. *Earth Surface Processes and Landforms*, submitted for publication. 57, 59, 225
- JODEAU, M., PAQUIER, A., HAUET, A., LE COZ, J., THOLLET, F. et FOURNIER, T. (2007b). Effect of a reservoir release on the morphology of a gravel bar : field observations and 2Dh modeling. *In RCEM 2007*. 58
- KIM, D., MUSTE, M. et WEBER, L. (2005). Development of new ADCP post-processing and visualization capabilities. *In 31st IAHR congress*, pages 338–347, Seoul, Korea. 48
- KIM, W. (2007). Present status of streamflow measurement techniques in Korea. *In WMO CHy's exploratory meeting - Assessment of the performance of flow measurement Instruments and techniques*, Geneva. 61
- KIMURA, I. et HOSODA, T. (1997). Fundamental properties of flows in open channel with dead zone. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(2):98–107. 79, 95, 96, 98, 101, 103
- KLEIN, J. P., MAIRE, G., EXINGER, F., LUTZ, G., SANCHEZ-PEREZ, J.-M., TRÉMOLIÈRES, M. et JUNOD, P. (1994). The restoration of former channels in the Rhine alluvial forest : the example of the Offendorf Nature Reserve (Alsace, France). *Water Sciences and Technology*, 29(3):301–305. 10
- KOLB, M. (1995). Experiences with vessel-borne ADCPs in shallow waters. *In IEEE 5th working conference on current measurement*, pages 79–82, St. Petersburg, Florida, USA. 42
- KOSTASCHUK, R., BEST, J., VILLARD, P., PEAKALL, J. et FRANKLIN, M. (2005). Measuring flow velocity and sediment transport with an acoustic Doppler current profiler. *Geomorphology*, 68:25–37. 29, 44
- LAMÉ, G. (1840). Vingt-sixième leçon. propagation du son. *In Cours de physique de l'Ecole polytechnique. Tome deuxième. Acoustique - Théorie physique de la lumière*. Bachelier, Paris. 30
- LAND, J. M. et JONES, P. D. (2001). Acoustic measurement of sediment fluxes in rivers and near-shore waters. *In Seventh Federal Interagency Sedimentation Conference*, Reno, Nevada. 44
- LANE, S. N., BRADBROOK, K. F., RICHARDS, K. S., BIRON, P. M. et ROY, A. G. (2000). Secondary circulation cells in river channel confluences : measurement artefacts or coherent flow structures? *Hydrological Processes*, 14:2047–2071. 17, 90
- LANGENDOEN, E. J., KRANENBURG, C. et BOOIJ, R. (1994). Flow patterns and exchange of matter in tidal harbours. *Journal of Hydraulic Research*, 32(2):259–270. 79, 121, 144
- LE COZ, J. (2003). Réponse hydraulique d'un bras mort au signal hydrologique de la rivière. Mémoire de DEA, Cemagref. 22, 196
- LE COZ, J., BREVIS, W., NIÑO, Y., PAQUIER, A. et RIVIÈRE, N. (2006a). Open-channel side-cavities : A comparison of field and flume experiments. *In River Flow 2006*, volume 1, pages 145–152, Lisbon, Portugal. 22
- LE COZ, J., CHASTAN, B., VÉDIE, F. et DRAMAIS, G. (2007a). Emplois de l'aDcp en rivière : une revue de synthèse. *La Houille Blanche*, 04-2007:10.1051/lhb :2007042. 29, 79
- LE COZ, J., HAUET, A., VÉDIE, F., DRAMAIS, G., CHASTAN, B. et PAQUIER, A. (2006b). Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling. *In River Flow 2006*, volume 2, pages 1843–1851, Lisbon, Portugal. 56, 57, 58
- LE COZ, J., PIERREFEU, G., BROCHOT, J.-F., PAQUIER, A. et CHASTAN, B. (2007b). Suspended-load dynamics during floods in the River Saône, France. *In 10th International Symposium on River Sedimentation*, Moscow, Russian Federation. 158, 159, 160
- LE COZ, J., PIERREFEU, G., BROCHOT, J.-F., SAYSSET, G. et MARCHAND, P. (2006c). Jaugeage des rivières par aDcp : pour une culture commune. *La Houille Blanche*, 04-2007:10.1051/lhb :2007043. 28
- LE COZ, J., PIERREFEU, G., JODEAU, M. et PAQUIER, A. (2007c). Mean vertical velocity profiles from aDcp river

- discharge measurement datasets. In *32nd Congress of IAHR*, Venice, Italy. 28, 50, 51, 52
- LE COZ, J., PIERREFEU, G., SAYSSET, G., BROCHOT, J.-F. et MARCHAND, P. (2007d). *Utilisation des profileurs acoustiques de vitesse à effet Doppler (aDcp) sur les cours d'eau - Guide méthodologique*. Publication prévue aux Editions QUAE. 28, 35, 50
- LEGRAS, D. (2006). Setting up of a 300 kHz narrowbeam H-ADCP upstream Saint Alban nuclear power plant on the Rhône river. In *RDI ADCPs in Action*, Cannes. 39
- LEMMIN, U. et ROLLAND, T. (1997). Acoustic velocity profiler for laboratory and field studies. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(12):1089–1098. 33, 43
- LENCLUD, F. et DARONNAT, N. (1999). Etude hydrogéologique sur le périmètre du SAGE de la basse vallée de l'Ain. Rapport d'étude, HORIZONS. 10
- LEWIN, J. (1983). Changes of channel patterns and floodplains. In GREGORY, K., éditeur : *Background to Palaeohydrology*, pages 303–319. 5
- LEWIS, A. (1921). Silt observations of the river Tigris. *Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 212:393–399. 159
- LEWIS, G. et LEWIN, J. (1983). Alluvial cutoffs in Wales and the Borderlands. *Spec. Publs. int. Ass. Sediment.*, 6:145–154. 6, 7, 15
- LIPSCOMB, S. W. (1995). Quality assurance plan for discharge measurements using broadband acoustic Doppler current profilers. Rapport technique, USGS. 29
- LLOYD, P. M., BALL, D. J. et STANSBY, P. K. (1995). Unsteady surface-velocity field measurement using particle tracking velocimetry. *Journal of Hydraulic Research*, 33(4):519–534. 55
- LOIRE, R. (2000). Variabilité spatiale et saisonnière de la conductivité électrique et de la hauteur d'eau dans plusieurs zones aquatiques périfluviales de l'Ain. Rapport technique, Cemagref. 181, 196
- LORKE, A., MCGINNIS, D. F., SPAAK, P. et WUEST, A. (2004). Acoustic observations of zooplankton in lakes using a Doppler current profiler. *Freshwater Biology*, 49:1280–1292. 44
- LU, Y. et LUECK, R. G. (1999). Using a broadband ADCP in a tidal channel. Part II : Turbulence. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 16(11):1568–1579. 42
- MARÉCAL, L. (1998). Participation au projet de restauration de la lône du Planet de l'Ile. Rapport d'étude, Burgéap Région Centre-Est. 191
- MARCUS, W. (1989). Lag-time routing of suspended sediment concentrations during unsteady flow. *Geological Society of America Bulletin*, 101:644–651. 159
- MARSDEN, R. F. et INGRAM, R. G. (2004). Correcting for beam spread in acoustic Doppler current profiler measurements. *Journal of Atmospheric and Ocean Technology*, 21(9):1491–1498. 39
- MESELHE, E. A., PEEVA, T. et MUSTE, M. (2004). Large scale particle image velocimetry for low velocity and shallow water flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(9):937–940. 55, 59
- MEYBECK, M., LAROCHE, L., DÜRR, H. et SYVITSKI, J. (2003). Global variability of daily total suspended solids and their fluxes in rivers. *Global and Planetary Change*, 39(1-2):65–93. 208
- MEYER-PETER, E. et MÜLLER, R. (1948). Formulas for bed-load transport. In *Report on second meeting of IARH*, pages 39–64, Stockholm, Sweden. IAHR. 113, 133, 134
- MOSSELMAN, E. (1998). Morphological modelling of rivers with erodible banks. *Hydrological Processes*, 12:1357–1370. 20, 145
- MOULIN, B. (1998). Analyses morphologiques et sédimentaires des zones humides de la basse vallée de l'Ain. Mémoire de Maîtrise de Géographie, Cemagref, Université Saint-Etienne. 17
- MOULIN, L. (2005). Etude hydrogéologique d'un ancien méandre de l'Ain : la lône du Planet. Mémoire de master2, Cemagref. 22, 61, 66, 196, 197

- MUELLER, D. S. (2002). Field evaluation of boat-mounted acoustic Doppler instruments used to measure streamflow. Rapport technique, USGS. 28
- MUSTE, M., XIONG, Z., SCHONE, J. et LI, Z. (2004a). Validation and extension of image velocimetry capabilities for flow diagnostics in hydraulic modeling. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(3):175–185. 59
- MUSTE, M., YU, K., GONZALEZ-CASTRO, J. A., ANSAR, M. et STARTZMAN, R. (2004b). Methodology for estimating ADCP measurement uncertainty in open-channel flows. In *World water congress 2004 : critical transitions in water and environmental resources management*, Salt Lake City, Utah, USA. 29
- MUSTE, M., YU, K., PRATT, T. et ABRAHAM, D. (2004c). Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part II : fixed-vessel measurements. *Flow Measurement and Instrumentation*, 15:17–28. 40
- MUSTE, M., YU, K. et SPASOJEVIC, M. (2004d). Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part I : moving-vessel measurements. *Flow Measurement and Instrumentation*, 15:1–16. 35, 40, 42, 43
- MUTO, Y., BABA, Y. et AYA, S. (2002). Velocity measurements in open channel flow with rectangular embayments formed by spur dykes. *Annals of Disas. Prev. Res. Inst. (Kyoto Univ.)*, 45B(2). 79
- MUTO, Y., IMAMOTO, H. et ISHIGAKI, T. (2000). Velocity measurements in a straight open channel with a rectangular embayment. In *12th congress of APD-IAHR*, page 353, Bangkok, Thailand. 79, 95, 96
- NEZU, I., KADOTA, A. et NAKAGAWA, H. (1997). Turbulent structure in unsteady depth-varying open-channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(9):752–763. 73, 74
- NEZU, I., MASASHI, Y. et MITSUNARI, Y. (2005). Hydrodynamic and concentration properties in permeable side-cavity open-channel flow by digital visualization technique. In LAM, L. a., éditeur : *Environmental Hydraulics and Sustainable Water Management*, volume 2, pages 1617–1623. 79
- NEZU, I. et NAKAGAWA, H. (1993). *Turbulence in open channel flows*. IAHR Monograph, Rotterdam. 42, 49
- NEZU, I. et ONITSUKA, K. (2002). PIV measurements of side-cavity open-channel flows - Wando models in rivers. *Journal of Visualization*, 5(1):77–84. 79, 95, 96, 98
- NICOLLET, G. et LABADIE, G. (1992). Modèles hydrauliques fluviaux. Rapport technique, EDF-LNH. 111, 112
- NYSTROM, E., OBERG, K. A. et REHMANN, C. (2002). Measurement of turbulence with acoustic Doppler current profilers - Sources of error and laboratory results. In *Hydraulic measurements and experimental methods 2002*, Estes Park, Colorado, USA. 43
- OBERG, K., MORLOCK, S. et CALDWELL, W. (2005). Quality-assurance plan for discharge measurements using acoustic Doppler current profilers. Rapport technique 2005-5183, USGS. 29
- OBERG, K. A. (2002). In search of easy-to-use methods for calibrating ADCP's for velocity and discharge measurements. Rapport technique, USGS. 29
- ORESQUES, N., SHRADER-FRECHETTE, K. et BELITZ, K. (1994). Verification, validation and confirmation of numerical models in the earth sciences. *Science*, 263(5147):641–646. 20
- PAQUIER, A. (1995). *Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage*. Thèse de doctorat, University Jean-Monnet. 75, 121
- PAQUIER, A. (2007). Logiciel Rubar20. Manuel utilisateur, Cemagref. 132, 133, 167
- PARSONS, D., BEST, J., ORFEO, O., HARDY, R., KOSTASCHUK, R. et LANE, S. (2005). Morphology and flow fields of three-dimensional dunes, Rio Parana, Argentina : Results from simultaneous multibeam echo sounding and acoustic Doppler current profiling. *Journal of geophysical research-earth surface*, 110(F4). 42
- PERKINS, R. J. et HUNT, J. C. R. (1989). Particle tracking in turbulent flows. *Advances in turbulence*, 2:286–291. 55
- PIERREFEU, G. (2004). Effects of a moving bottom on a discharge measurement. Discharge measurements using a DGPS. In *RD Instruments ADCPs in Action - Europe*, Nice, France. 28, 36

- PIERREFEU, G. (2006). Monitoring the Saône river discharge in Lyon by H-ADCP. In *RDI ADCPs in Action*, Cannes. 39
- PIÉGAY, H., BORNETTE, G., CITTERIO, A., HÉROUIN, E., MOULIN, B. et STATIOTIS, C. (2000a). Channel instability as a control on silting dynamics and vegetation patterns within perfluvial aquatic zones. *Hydrological Processes*, 14:3011–3029. 8, 12, 13, 69
- PIÉGAY, H., LANDON, N. et SAULNIER, D. (2000b). Etude géomorphologique de la basse rivière de l'Ain. Rapport d'étude, UMR 5600 CNRS. 10
- PILON, P., FULFORD, J., KOPALIANI, Z., MCCURRY, P., OZBEY, N. et CAPONI, C. (2007). Proposal for the assessment of the performance of flow measurement instruments and techniques. In *32nd Congress of IAHR*, Venice, Italy. 28
- POLUZOT, C. (1999). Détermination du fonctionnement hydraulique et typologie hydrologique des lônes du Rhône. Mémoire d'étudiant, Cemagref. 19
- QUIGNARD, S. (1995). Modélisation du fonctionnement hydraulique d'un ancien bras du Rhône. Stage de fin d'études ENGREF, CNR. 18
- RACCASI, G., LE COZ, J., DRAMAIS, G., DUSSOULIEZ, P., CAPANNI, R., JUGARU, L. et PROVANSAL, M. (2007). Quantification des flux de MES par aDcp - Réflexions méthodologiques sur l'utilisation du logiciel Sediview (DRL software). In *Colloque SHF Transports solides et gestion des sédiments*, Lyon. 22, 44
- RANTZ, S. (1982). Measurement and computation of streamflow : Volume 2. Computation of discharge. Rapport technique, USGS. 126
- RDI (1996). Acoustic Doppler Current Profiler - Principles of operation - A practical primer. Manuel technique, RD Instruments. 29, 32, 37, 38, 39, 42, 43
- RECKING, A. (2006). *Etude expérimentale de l'influence du tri granulométrique sur le transport solide par charriage*. Thèse de doctorat, INSA. 55
- REICHEL, G. et NACHTNEBEL, H. P. (1994). Suspended sediment monitoring in a fluvial environment : advantages and limitations applying an acoustic Doppler current profiler. *Water Research*, 28(4):751–761. 44
- RENNIE, C. D. et MILLAR, R. G. (2004). Measurement of the spatial distribution of fluvial bedload transport velocity in both sand and gravel. *Earth Surface Processes and Landforms*, 29:1173–1193. 43
- RENNIE, C. D., MILLAR, R. G. et CHURCH, M. A. (2002). Measurement of bed load velocity using an ADCP. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(5):473–483. 38, 43
- RHOADS, B. L. (1996). Mean structure of transport-effective flows at an asymmetrical confluence when the main stream is dominant. In *Coherent flow structures in open channels*, pages 491–517. 17
- RICHARDSON, W. R., THORNE, C. R. et MAHMOOD, S. (1996). Secondary flow and channel changes around a bar in the Brahmaputra river, Bangladesh. In ASHWORTH, P. J., éditeur : *Coherent flow structures in open channels*, pages 519–543. 42, 44
- RIVAL, M. (2006). Variabilité spatiale et temporelle de la sédimentation fine dans la lône de Table-Ronde (Rhône). Mémoire de Master 1 de Géographie - Spécialité Interface Nature-Sociétés, UMR5600, université Lyon III. 17, 22, 153, 156, 163, 164, 165, 166, 168, 174, 175, 176
- ROCHE CAMPO, E. (2002). Modélisation hydraulique en milieux complexes : les bras morts de l'Ain. Projet de fin d'études, Cemagref. 19, 71
- RODRIGUES, S., BRÉHÉRET, J., MACAIRE, J., MOATAR, F., NISTORAN, D. et JUGÉ, P. (2006). Flow and sediment dynamics in the vegetated secondary channels of an anabranching river : The Loire River (France). *Sedimentary Geology*, 186(1-2):89–109. 20
- ROLLET, A.-J. (2002). Les effets du barrage d'Allement sur la granulométrie du lit de la basse rivière d'Ain : essai méthodologique par analyse d'image. Mémoire de DEA de Géographie - Spécialité Interface Nature-Sociétés, Université Lyon 3. 181

- ROLLET, A.-J., PIÉGAY, H., LEJOT, J., CITTERIO, A. et DUFOUR, S. (2005). Programme LIFE Nature - Conservation des habitats créés par la dynamique de la rivière d'Ain. Rapport technique, UMR 5600, CNRS. 4, 7, 11, 16, 19, 71, 180, 181, 182, 183, 184
- ROSTAN, J. C., JUGET, J. et BRUN, A. M. (1997). Sedimentation rates measurements in former channels of the upper Rhône river using Chernobyl Cs-137 and Cs-134 as tracers. *Science of the Total Environment*, 193(3):251–262. 15, 18
- ROTARU, E., LE COZ, J., DROBOT, R., ADLER, M.-J. et DRAMAIS, G. (2006). ADCP measurements of suspended sediment fluxes in Banat rivers, Romania. In *Balwois 2006*, Ohrid, Macedonia. 22, 44
- RUBBERT, S., VAN LINN, A., RETTEMEIER, K. et KONGETER, J. (2003). Comparison of ADCP measurements and 3D large-eddy-based simulations of flow in small, shallow Quitzdorf reservoir. In *Water Engineering and Research in a Learning Society : Modern Developments and Traditional Concepts ; 30th IAHR Congress*, Thessaloniki, Greece. 42
- RUEDA, F. J. et SCHLADOW, S. G. (2002). Surface seiches in lakes of complex geometry. *Limnology and Oceanography*, 47(3):906–910. 96, 97
- SAGE (2000). SAGE de la Basse Vallée de l'Ain. Projet. 10
- SCHEMPER, J. S. et ADMIRAAL, D. M. (2002). An examination of the application of ADCP measurements in a wide channel of uniform depth for turbulence calculations. In *Hydraulic Measurements and Experimental Methods*, Estes Park, Colorado, USA. 42
- SCHIEMER, F., BAUMGARTNER, C. et TOCKNER, K. (1999). Restoration of floodplain rivers : the "Danube Restoration Project". *Regulated rivers : research and management*, 15:231–244. 10, 11
- SCHWARZ, W., MALANSON, G. et WEIRICH, F. (1996). Effect of landscape position on the sediment chemistry of abandoned-channel wetlands. *Landscape Ecology*, 11(1):27–38. 18
- SHEN, C. et LEMMIN, U. (1999). Application of an acoustic particle flux profiler in particle-laden open-channel flow. *Journal of Hydraulic Research*, 37(3):407–419. 44
- SHIELDS, A. (1936). *Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Thèse de doctorat. 134
- SHIELDS, F. et ABT, S. (1989). Sediment deposition in cutoff meander bends and implications for effective management. *Regulated rivers : research and management*, 4(4):381–396. 10, 16, 17
- SHIELDS, F. D. J. (2003). Use of acoustic Doppler current profilers to describe velocity distributions at the reach scale. *Journal of the American Water Resources Association*, 39(6):1397–1408. 10, 11, 42
- SHIELDS, F. D. J. (2005). River habitat quality from river velocities measured using Acoustic Doppler Current Profiler. *Environmental Management*, 36(4):565–575. 42
- SIMONS, J., BAKKER, C., SCHROPP, M. H. I., JANS, L. H., KOK, F. R. et GRIFT, R. E. (2001). Man-made secondary channels along the river Rhine (the Netherlands) ; results of post-project monitoring. *Regulated rivers : research and management*, 17:473–491. 10
- SIMPSON, M. R. (2001). Discharge measurements using a broad-band acoustic Doppler current profiler. Rapport technique, USGS. 32, 33
- SONTEK (1997). SonTek Doppler current meters - Using signal strength data to monitor suspended sediment concentration. SonTek application notes. 44
- SONTEK (2001). Principes de fonctionnement du PC-ADP. Note technique constructeur, SonTek/YSI - AnHydre. 33
- SOULSBY, R. (1997). *Dynamics of marine sands, a manual for practical applications*. Thomas Telford, London, UK. 134
- STACEY, M. T. et MONISMITH, S. (1997). Measuring estuarine turbulence with an ADCP. In *27th Congress of the IAHR*, volume B part 1, pages 155–160, San Francisco, California. 42

- STATIOTIS, C. (1998). Etude des annexes hydrauliques de la rivière d'Ain. Projet de fin d'études, Cemagref. 19, 183
- STRASSER, M., VINZON, S. et KOSUTH, P. (2002). Bottom structures geometry of the Amazon river. *In River Flow 2002*, volume 2, pages 1185–1193, Louvain-la-Neuve, Belgium. 41
- SUKHODOLOV, A., ENGELHARDT, C., KRUGER, A. et BUNGARTZ, H. (2004). Case study : turbulent flow and sediment distributions in a groyne field. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(1):1–9. 79
- SUKHODOLOV, A., UIJTTEWAAL, W. S. J. et ENGELHARDT, C. (2002). On the correspondence between morphological and hydrodynamical patterns of groyne fields. *Earth Surface Processes and Landforms*, 27:289–305. 80
- TAYLOR, J. A., VINCENT, C. E., THORNE, P. D., HARDCASTLE, P. J., HUMPHREY, V. F., ZHANG, J. D., SCHAAFSMA, A., DOHMEN-JANSSEN, C. M. et PERENNES, M. (1998). Three-dimensional sediment transport measurements by acoustics (TRIDISMA). *Proc. Oceans conf.*, 2:1108–1114. 44
- TEREK, B. (2004). Comparison of river discharge measurements by conventional current meter and acoustic Doppler current profiler. *In BALWOIS 2004*, Ohrid, FY Republic of Macedonia. 28
- THORNE, P. D. et HANES, D. M. (2002). A review of acoustic measurement of small-scale sediment processes. *Continental Shelf Research*, 22(4):603–632. 44
- UIJTTEWAAL, W. S. J., LEHMANN, D. et VAN MAZIJK, A. (2001). Exchange processes between a river and its groyne fields : model experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(11):928–936. 79, 95, 96, 97, 98
- VALENTIN, S. (1997). Chute de Pierre-Bénite : Suivi de l'incidence de l'augmentation du débit réservé dans le Vieux Rhône, Phase I. Rapport final, Cemagref. 152, 153
- VÉDIE, F. (2005). Régimes d'écoulements aux embouchures de bras morts. Etude hydraulique de la lône de Port-Galland. Mémoire de fin d'études - ENGEES, Cemagref. 22, 34, 42, 61, 75, 97, 99, 101
- VILLARD, P., CHURCH, M. et KOSTASCHUK, R. (2005). Estimating bedload in sand-bed channels using bottom tracking from an acoustic Doppler profiler. *Spec. Publs int. Ass. Sediment*, 35:197–209. 43
- WANG, F. et HUANG, H. (2005). Horizontal Acoustic Doppler Current Profiler (H-ADCP) for real-time open channel flow measurement : flow calculation model and field validation. *In 31st IAHR congress*, Seoul, Korea. 39
- WEITBRECHT, V., KUHN, G. et JIRKA, G. H. (2002). Large scale PIV-measurements at the surface of shallow water flows. *Flow Measurement and Instrumentation*, 13:237–245. 59
- WILSON, B. W. (1972). Seiches. *In CHOW, V. T., éditeur : Advances in Hydrosiences*, volume 8, pages 1–94. Academic Press. 95, 96
- WREN, D. G., BARKDOLL, B. D., KUHNLE, R. A. et DERROW, R. W. (2000). Field techniques for suspended-sediment measurement. *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(2):97–104. 44
- YOKOYAMA, H., WATANABE, Y. et SUZUKI, Y. (2004). Numerical simulation of bed change under compound channels flow in two-way main channel. *In River Flow 2004*, pages 1263–1271, Naples, Italy. 11, 20, 145
- YORKE, T. H. et OBERG, K. A. (2002). Measuring river velocity and discharge with acoustic Doppler profilers. *Flow Measurement and Instrumentation*, 13:191–195. 27



ECOLE CENTRALE DE LYON
DIRECTION DE LA RECHERCHE

liste des personnes Habilitées à Diriger des Recherches en poste à l'Ecole Centrale de Lyon.

Nom-Prénom	Corps grade	Laboratoire ou à défaut département ECL	Etablissement
AURIOL Philippe	professeur	CEGELY	ECL
BEROUAL Abderrahmane	professeur	CEGELY	ECL
BURET François	maître de conférences	CEGELY	ECL
JAFFREZIC-RENAULT Nicole	directeur de recherche	CEGELY	CNRS/ECL
KRÄHENBÜHL Laurent	directeur de recherche	CEGELY	CNRS/ECL
MARTELET Claude	professeur	CEGELY	ECL
NICOLAS Alain	professeur	CEGELY	ECL
NICOLAS Laurent	directeur de recherche	CEGELY	CNRS/ECL
SIMONET Pascal	chargé de recherche	CEGELY	CNRS/ECL
THOMAS Gérard	professeur	CEGELY	ECL
VOLLAIRE Christian	maître de conférences	CEGELY	ECL

Nbre Cégely 11

HELLOUIN Yves	maître de conférences	DER EEA	ECL
LE HELLEY Michel	professeur	DER EEA	ECL

Nbre DER EEA 2

GUIRALDENQ Pierre	professeur émérite	DER STMS	ECL
VINCENT Léo	professeur	DER STMS	ECL

Nbre DER STMS 2

LOHEAC Jean-Pierre	maître de conférences	ICJ	ECL
MAITRE Jean-François	professeur émérite	ICJ	ECL
MARION Martine	professeur	ICJ	ECL
MOUSSAOUI Mohand	professeur	ICJ	ECL
MUSY François	maître de conférences	ICJ	ECL
ROUY MIRONESCU Elisabeth	professeur	ICJ	ECL
ZINE Abdel-Malek	maître de conférences	ICJ	ECL

Nbre ICJ 7

DAVID Bertrand	professeur	ICTT	ECL
----------------	------------	------	-----

Nbre ICTT 1

CLOAREC Jean-Pierre	maître de conférences	LEOM	ECL
GAFFIOT Frédéric	professeur	LEOM	ECL
GAGNAIRE Alain	maître de conférences	LEOM	ECL
GARRIGUES Michel	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL
GENDRY Michel	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL
GRENET Geneviève	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL
HOLLINGER Guy	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL
JOSEPH Jacques	professeur	LEOM	ECL
KRAWCZYK Stanislas	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL
MARTIN Jean-René	professeur émérite	LEOM	ECL
O'CONNOR Ian	maître de conférences	LEOM	ECL

PHANER-GOUTORBE Magali	professeur	LEOM	ECL
ROBACH Yves	professeur	LEOM	ECL
SOUTEYRAND Eliane	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL
TARDY Jacques	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL
VIKTOROVITCH Pierre	directeur de recherche	LEOM	CNRS/ECL

Nbre LEOM 16

CHEN Liming	professeur	LIRIS	ECL
-------------	------------	-------	-----

Nbre LIRIS 1

BAILLY Christophe	professeur	LMFA	ECL
BERTOGLIO Jean-Pierre	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
BLANC-BENON Philippe	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
CAMBON Claude	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
CARRIERE Philippe	chargé de recherche	LMFA	CNRS/ECL
CHAMPOUSSIN J-Claude	professeur émérite	LMFA	ECL
COMTE-BELLOT genevièvre	professeur émérite	LMFA	ECL
FERRAND Pascal	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
GALLAND Marie-Annick	maître de conférences	LMFA	ECL
GODEFERD Fabien	chargé de recherche	LMFA	CNRS/ECL
HENRY Daniel	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
JEANDEL Denis	professeur	LMFA	ECL
JUVE Daniel	professeur	LMFA	ECL
LE RIBAUT Catherine	chargée de recherche	LMFA	CNRS/ECL
LEBOEUF Francis	professeur	LMFA	ECL
PERKINS Richard	professeur	LMFA	ECL
ROGER Michel	professeur	LMFA	ECL
SCOTT Julian	professeur	LMFA	ECL
SIMOENS Serge	chargé de recherche	LMFA	CNRS/ECL
TREBINJAC Isabelle	maître de conférences	LMFA	ECL

Nbre LMFA 20

BENAYOUN Stéphane	professeur	LTDS	ECL
CAMBOU Bernard	professeur	LTDS	ECL
COQUILLET Bernard	maître de conférences	LTDS	ECL
DANESCU Alexandre	maître de conférences	LTDS	ECL
FOUVRY Siegfried	chargé de recherche	LTDS	CNRS/ECL
GEORGES Jean-Marie	professeur émérite	LTDS	ECL
GUERRET Chrystelle	chargé de recherche	LTDS	CNRS/ECL
HERTZ Dominique	past	LTDS	ECL
ICHCHOU Mohamed	maître de conférences	LTDS	ECL
JEZEQUEL Louis	professeur	LTDS	ECL
JUVE Denyse	ingénieur de recherche	LTDS	ECL
KAPSA Philippe	directeur de recherche	LTDS	CNRS/ECL
LE BOT Alain	chargé de recherche	LTDS	CNRS/ECL
LOUBET Jean-Luc	directeur de recherche	LTDS	CNRS/ECL
MARTIN Jean-Michel	professeur	LTDS	ECL
MATHIA Thomas	directeur de recherche	LTDS	CNRS/ECL
MAZUYER Denis	professeur	LTDS	ECL
PERRET-LIAUDET Joël	maître de conférences	LTDS	ECL
SALVIA Michelle	maître de conférences	LTDS	ECL
SIDOROFF François	professeur	LTDS	ECL
STREMSDOERFER Guy	professeur	LTDS	ECL
THOUVEREZ Fabrice	professeur	LTDS	ECL
TREHEUX Daniel	professeur	LTDS	ECL
VANNES André-Bernard	professeur émérite	LTDS	ECL

Nbre LTDS 24

Total HdR ECL

84

AUTORISATION DE SOUTENANCE

Vu les dispositions de l'arrêté du 25 avril 2002,

Vu la demande du Directeur de Thèse

Monsieur R. PERKINS

et les rapports de

Monsieur E. MOSSELMAN
Docteur - Ingénieur - TU Delft - Faculty of Civil Engineering and Geosciences - Section of Hydraulic
Engineering - P.O. Box 5048 - 2600 GA DELFT

Et de

Monsieur E. BARTHELEMY
Professeur - Ecole Normale Supérieure d'Hydraulique et le Mécanique de Grenoble - Laboratoire des
Ecoulements Géophysiques et Industriels - BP 53 - 38041 GRENOBLE cedex 9

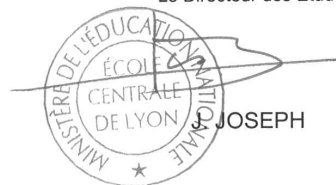
Monsieur LE COZ Jérôme

est autorisé à soutenir une thèse pour l'obtention du grade de **DOCTEUR**

Ecole doctorale MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL ET ACOUSTIQUE (MEGA)

Fait à Ecully, le 20 septembre 2007

P/Le Directeur de l'E.C.L.
Le Directeur des Etudes



FONCTIONNEMENT HYDRO-SÉDIMENTAIRE
DES BRAS MORTS DE RIVIÈRE ALLUVIALE

Jérôme LE COZ

Résumé :

Cette thèse s'est attachée à explorer le fonctionnement hydro-sédimentaire courant des bras morts de rivière alluviale (ou « lônes »). Ce fonctionnement courant – en particulier pendant les crues fréquentes ou moyennes – est généralement celui qui détermine la pérennité d'une action de restauration écologique de ce type de milieu. La structure spatiale et la dynamique temporelle complexes des écoulements à l'embouchure d'un bras mort pendant les connexions aval ont été étudiées à travers un cas de terrain (lône de Port-Galland, Ain) et un cas de laboratoire (modèle réduit d'un bras mort de la Morava, Slovaquie). Pour chaque cas, des méthodes expérimentales innovantes ont été mises en œuvre et l'analyse s'est appuyée sur une modélisation hydrodynamique bidimensionnelle (code RUBAR20TS). Plusieurs chenaux abandonnés contrastés ont ensuite fait l'objet d'un suivi hydro-sédimentaire et d'une étude expérimentale et numérique du fonctionnement en crue : décantation dans la lône de la Table-Ronde (Rhône court-circuité) ; débordements amont/aval dans le chenal étroit de Ricotti et dans l'ancien méandre du Planet (site instrumenté de Blyes, Ain). A l'aide de simulations numériques 1D et 2D, les circulations et les échanges de sédiments sont analysés en fonction du forçage hydro-sédimentaire (phases de crue) et de la configuration des bras morts.

Mots-clés :

Bras mort, chenal secondaire, modélisation hydrodynamique, mesures physiques en rivière, transport sédimentaire, morphodynamique fluviale.

HYDRO-SEDIMENTARY PROCESSES
IN ABANDONED CHANNELS OF ALLUVIAL RIVERS

Abstract :

This PhD work is focused on ordinary hydro-sedimentary processes in channels abandoned by alluvial rivers. Generally indeed, the permanence of ecological restoring operations depends on the hydro-sedimentary impact of frequent and intermediate floods. The complex spatial structure and temporal dynamics of flows in the abandoned channel outlet during downstream connections were investigated through a field case (*Port-Galland*, Ain river) and a physical model (Morava river, Slovakia). For each case innovating experimental methods were used and the analysis was supported by bidimensional hydrodynamical modelling (RUBAR20TS code). Several contrasted abandoned channels have been monitored and their hydro-sedimentary behaviour during floods was studied experimentally and numerically : fine sediment settling in the *Table-Ronde* former channel (Rhône river) ; upstream/downstream connection of the narrow *Ricotti* channel and of the *Le Planet* former meander, both part of the *Blyes* experimental site (Ain river). Through 1D and 2D numerical simulations, sediment routing and exchange were analyzed according to hydro-sedimentary forcing (flood sequence) and to the configuration of abandoned channels.

Keywords :

Abandoned channel, secondary channel, hydrodynamical modelling, physical measurements in rivers, sediment transport, river morphodynamics.